

TESIS

TESIS

TESIS

TESIS

TESIS



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DE AGUASCALIENTES**

**CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y DE LA CONSTRUCCIÓN
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIÓN Y ESTRUCTURAS**

TESIS

**ANÁLISIS NUMÉRICO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA AFECTADOS POR EL
FENÓMENO DE SUBSIDENCIA.**

PRESENTA

Ing. Daniel Lara Díaz de León

**PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL
ÁREA ESTRUCTURAS**

TUTOR

Dr. José Ángel Ortiz Lozano

Aguascalientes, Ags. 27 de Mayo de 2016

TESIS

TESIS

TESIS

TESIS

TESIS

Centro de Ciencias del Diseño
y de la Construcción

DR. EN ING. MARIO EDUARDO ZERMEÑO DE LEÓN
DECANO DEL CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y DE LA CONSTRUCCIÓN
P R E S E N T E

Por medio del presente, como Tutor designado del estudiante ING. DANIEL LARA DÍAZ DE LEÓN con ID 118725, quien realizó la tesis titulada: "Análisis numérico de muros de mampostería afectados por el fenómeno de subsidencia" y con fundamento en el Art. 175, Apartado II del Reglamento General de Docencia, me permito emitir el VOTO APROBATORIO para que él pueda proceder a imprimirla y así continuar con el procedimiento administrativo para la obtención del grado.

Pongo lo anterior a su amable consideración y sin otro particular por el momento, me permito enviarle un cordial saludo.

A T E N T A M E N T E
"SE LUMEN PROFERRE"
Aguascalientes, Ags., a 18 de mayo de 2016


DR. JOSÉ ÁNGEL ORTIZ LOZANO
TUTOR DE TESIS

c.c.p.- M. en Ing. José Luis López López – Secretario de Investigación y Posgrado del CCDC
c.c.p.- Dr. Jesús Pacheco Martínez – Secretario Técnico de la Maestría en Ingeniería Civil
c.c.p.- Dr. José Ángel Ortiz Lozano – Tutor de Tesis
c.c.p.- Ing. Daniel Lara Díaz de León – Alumno
c.c.p.- Archivo

V.B.




UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DE AGUASCALIENTES

Centro de Ciencias del Diseño
y de la Construcción

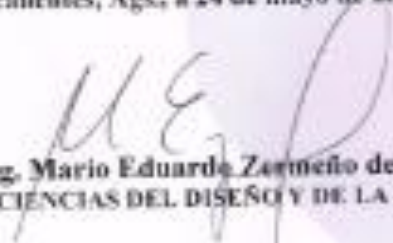
OFICIO No. CCDC-D-144-2016
ASUNTO: Conclusión de Tesis

DRA. GUADALUPE RUIZ CUELLAR
DIRECCIÓN GENERAL DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO
PRESENTE.

Por medio de este conducto informo que el documento final de tesis titulado: "**Análisis numérico de muros de mampostería afectados por el fenómeno de subsidencia**". Presentado por el sustentante: **ING. DANIEL LARA DÍAZ DE LEÓN** con ID 118725 egresado de la **MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL**, cumple las normas y lineamientos establecidos institucionalmente. Cabe mencionar que el autor cuenta con el voto aprobatorio correspondiente.

Para efecto de los trámites que al interesado convengan se extiende el presente, reiterándole las consideraciones que el caso amerite.

A T E N T A M E N T E
"SE LUMEN PROFERRE"
Aguascalientes, Ags., a 24 de mayo de 2016


Dr. en Ing. Mario Eduardo Zamudio de León
DECANO DEL C. DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y DE LA CONSTRUCCIÓN

c.c.p.- M. en Ing. José Luis López López - Secretario de Investigación y Posgrado del CCDC.
c.c.p.- Dr. Jesús Pacheco Martínez - Secretario Técnico de la Maestría en Ingeniería Civil
c.c.p.- Dr. José Ángel Ortiz Lozano - Tutor de Tesis.
c.c.p.- Ing. Daniel Lara Díaz de León - Egresado de la Maestría en Ingeniería Civil.
c.c.p.- Lic. Delia Guadalupe López Muñoz - Jefa Sección de Certificados y Títulos.
c.c.p.- Archivo

MEZL/rbv



**UNIVERSIDAD AUTONOMA
DE AGUASCALIENTES**
Centro de Ciencias del Diseño
- y de la Construcción

No. Oficio: CCDC-D-128-14

Asunto: Integración de Comité Tutorial
programada de Maestría en Ingeniería Civil.

ING. DANIEL LARA DÍAZ DE LEÓN
P R E S E N T E

Con fundamento en el Artículo 105-G Sección 2 del Capítulo XI del Reglamento General de Docencia de la Universidad Autónoma de Aguascalientes, me permito designar como tutor al DR. JOSÉ ÁNGEL ORTÍZ LOZANO del proyecto de tesis titulado “Análisis numérico de muros de mampostería afectados por el fenómeno de subsidencia” en el marco del programa de posgrado de la Maestría en Ingeniería Civil con salida en Estructuras, durante el periodo del 22 de Julio de 2014 al 22 de Diciembre de 2015.

Sin otro particular por el momento, lo exhorto a que continúe trabajando con esmero y dedicación para que pueda obtener el grado en el tiempo y forma establecidos en nuestra legislación vigente.

A T E N T A M E N T E
“SE LUMEN PROFERRE”

Aguascalientes, Ags., 23 de julio de 2014.

DR. MARIO EDUARDO ZERMEÑO DE LEÓN
DECAÑO

c.c.p. Dr. Jesús Pacheco Martínez- Secretario Técnico de la Maestría en Ingeniería Civil.
c.c.p. Archivo
MEZL/mvp.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, Raúl y Laura, y a mis hermanos, César y Diana, por estar siempre presentes y porque siempre me han apoyado en cada meta que me he propuesto.

A mi novia, Ivette, por su apoyo, su comprensión y su paciencia en esta importante etapa.

Al Dr. José Ángel Ortiz Lozano, por su apoyo como segunda ocasión en la culminación de una nueva etapa, primero en la Licenciatura y ahora como Tutor del presente trabajo.

A todos los maestros que durante la Maestría tuvieron la mejor disposición por compartir su conocimiento.

A mis compañeros y amigos, que han estado presentes para apoyarme cuando lo he necesitado.

A la Universidad Autónoma de Aguascalientes por ser nuestro segundo hogar durante dos años más.

A CONACYT y al Gobierno Federal, por su gran compromiso con la formación de profesionistas y científicos de alto nivel. Por el apoyo que nos brinda a los estudiantes para continuar con nuestro crecimiento académico.

DEDICATORIAS

A mi familia, compañeros y amigos que estuvieron presentes en esta importante etapa de mi vida.





ÍNDICE GENERAL

INDICE GENERAL	1
INDICE DE TABLAS	4
INDICE DE FIGURAS	5
RESUMEN	10
ABSTRACT	11
1 INTRODUCCIÓN	12
1.1 Planteamiento del problema	12
1.2 Objetivos	13
1.2.1 Objetivo general.....	13
1.2.2 Objetivos específicos.....	13
1.3 Justificación	14
1.4 Alcances	15
1.5 Hipótesis	15
1.6 Metodología	16
2 ESTADO DEL CONOCIMIENTO	17
2.1 Hundimientos diferenciales	17
2.1.1 Generalidades.....	17
2.1.2 Hundimientos diferenciales por consolidación diferencial del suelo.....	19
2.1.3 El fenómeno de la subsidencia.	22
2.1.3.1 Principales causas de subsidencia.	24
2.1.4 Subsidencia y agrietamiento en el estado de Aguascalientes.	28
2.1.4.1 Estudios realizados en el valle de Aguascalientes.	31
2.1.4.2 Magnitud y velocidad de los hundimientos en Aguascalientes.	32
2.1.4.3 Principales afectaciones en el estado de Aguascalientes.	33
2.1.5 Efectos de subsidencia en la mampostería.	34
2.2 Mampostería	38
2.2.1 Estructuras de mampostería a través del tiempo.	38
2.2.2 Descripción general de la mampostería.	39
2.2.2.1 Unidades o piezas.....	40



2.2.2.2	El mortero.	42
2.2.2.3	Interfase ladrillo-mortero.	43
2.2.2.3.1	Fisuración por tensión.	44
2.2.2.3.2	Fisuración por cortante.	46
2.2.3	Propiedades mecánicas de la mampostería.	47
2.2.3.1	Comportamiento bajo cargas de compresión uniaxial.	50
2.2.3.2	Comportamiento bajo cargas de tensión uniaxial.	50
2.2.3.3	Comportamiento bajo cargas de cortante.	51
2.2.3.4	Comportamiento biaxial.	52
2.2.3.4.1	Criterios de rotura biaxial.	52
2.2.3.4.1.1	Criterio de Mohr-Coulomb.	53
2.2.3.4.1.2	Criterio de Rankine.	54
2.2.3.4.1.3	Criterio de Page.	54
2.2.3.4.1.4	Criterio de Mann y Müller.	56
2.2.3.4.1.5	Criterio de Lourenço.	59
2.2.3.5	Aspectos del comportamiento de reblandecimiento.	60
2.2.4	Modelos constitutivos para el análisis de muros de mampostería.	60
2.2.4.1	Modelización como material cuasi-frágil.	61
2.2.4.2	Modelo de contacto con fricción.	62
2.2.4.3	Modelo de junta para materiales cuasi frágiles.	63
2.2.5	Aspectos generales de las NTC de mampostería.	64
2.2.5.1	Tipos de muro de mampostería.	64
2.2.5.1.1	Muros diafragma.	64
2.2.5.1.2	Muros confinados.	65
2.2.5.1.3	Muros reforzados interiormente.	67
2.2.5.1.4	Muros no confinados ni reforzados.	69
2.3	Análisis numérico de muros de mampostería.	69
2.3.1	Análisis elástico lineal.....	70
2.3.2	Análisis plástico.....	70
2.3.3	Análisis no-lineal.....	71
2.3.4	Técnica de elementos finitos.	71



2.3.4.1	Micromodelamiento.	73
2.3.4.1.1	Micromodelo de Page (1978).	75
2.3.4.1.2	Micromodelo de Lourenço (1996).	76
2.3.4.2	Macromodelamiento.	77
2.4	Datos experimentales para calibración y validación de modelos.	78
2.5	Efectos de la velocidad de aplicación de deformaciones.	86
3	METODOLOGÍA EXPERIMENTAL.	87
3.1	Características geométrica y de estructuración.	88
3.2	Caracterización de los materiales.	90
3.3	Ensayo de muro de mampostería ante asentamientos diferenciales.	92
4	RESULTADOS EXPERIMENTALES.	97
4.1	Caracterización de los materiales.	97
4.2	Ensayo de muro de mampostería ante asentamientos diferenciales.	100
5	METODOLOGÍA NUMÉRICA.	106
5.1	Generación de modelos constitutivos de los muros.	107
5.2	Calibración de modelos mediante los resultados en las campañas.	109
5.3	Evaluación ante asentamientos diferenciales.	109
6	RESULTADOS NUMÉRICOS.	111
6.1	Muro 15V9H.	111
6.2	Muro 25v16h.	112
6.3	Muro 31V17H.	113
6.4	Muro 40V18H.	114
6.5	Muro 50V20H.	115
7	ANÁLISIS DE RESULTADOS.	116
7.1	Resultados experimentales.	116
7.2	Resultados numéricos.	117
8	CONCLUSIONES.	119
	Glosario.	120
	Referencias.	121
	Anexos.	125

ÍNDICE DE TABLAS

- Tabla 1. Máximos niveles de hundimientos por subsidencia a nivel mundial.
- Tabla 2. Resultados de siete nivelaciones topográficas en diferentes sitios de la Ciudad de Aguascalientes.
- Tabla 3. Fallas registradas en el Estado de Aguascalientes.
- Tabla 4. Límites máximos para movimientos y deformaciones según el RCDF.
- Tabla 5. Normas de calidad que deben cumplir las piezas para mampostería.
- Tabla 6. Proportionamientos recomendados para mortero en elementos estructurales (NTCDF, 2004).
- Tabla 7. Resultados de resistencias de los elementos constituyentes de la mampostería en la campaña de (Charry, 2009).
- Tabla 8. Resultados de resistencia sobre pequeños ensamblajes (Charry, 2009).
- Tabla 9. Resumen de los parámetros obtenidos en los ensayos biaxiales MS14GSI (Charry, 2009).
- Tabla 10. Resumen de los esfuerzos en rotura para los muros MS14GSI (Charry, 2009).
- Tabla 11. Coordenadas de los puntos de control.
- Tabla 12. Secuencia de aplicación de cargas en muro ensayado.
- Tabla 13. Resistencia a compresión de la mampostería.
- Tabla 14. Resistencia a compresión diagonal V_m^* .
- Tabla 15. Resistencia a compresión del mortero, f_j^* .
- Tabla 16. Desplazamientos verticales y horizontales del punto de control 63.
- Tabla 17. Valores de la distorsión angular y momento actuante en el punto de control 63.
- Tabla 18. Relación entre la distorsión angular por hundimientos diferenciales y el nivel de daños en mampostería.
- Tabla 19. Parámetros elásticos de las juntas de contacto entre unidades.
- Tabla 20. Parámetros inelásticos de las juntas de contacto entre unidades.

ÍNDICE DE FIGURAS.

- Figura 1. Efectos de hundimientos en un marco isostático y uno hiperestático.
- Figura 2. Diagrama de momentos de un marco hiperestático sometido a hundimientos diferenciales.
- Figura 3. Analogía usada por Terzaghi para expresar el concepto de esfuerzos efectivos.
- Figura 4. Configuración del lecho rocoso que puede generar hundimientos diferenciales.
- Figura 5. Mecanismo de generación de fallamientos por variación de nivel piezométrico.
- Figura 6. Características geomorfológicas por disolución de carbonatos.
- Figura 7. Daño ocasionado por el resumidero en Winter Park, Florida en 1981.
- Figura 8. Incendio de una mina de carbón en Centralia, Pensilvania.
- Figura 9. Afectación de una mina de sal por perforación petrolera en Luisiana, Estados Unidos.
- Figura 10. Subsistencia por extracción de petróleo, se presentan deformaciones conforme la presión de poro se reduce por extracción del fluido.
- Figura 11. Expansión de una arcilla por la presencia de agua.
- Figura 12. Geología del Valle de Aguascalientes.
- Figura 13. Hundimientos registrados mediante interferometría en la Ciudad de Aguascalientes en el periodo Febrero 2011-Marzo 2012.
- Figura 14. Asentamientos totales y diferenciales de una estructura.
- Figura 15. Mecánica de la adherencia entre piezas y mortero.
- Figura 16. Posibles pruebas para evaluar el comportamiento a tensión de las juntas (Lourenco, 1998).
- Figura 17. Ensayo a tensión directa. a) Espécimen de prueba; b) diagrama experimental tensión-deformación representada de forma envolvente.
- Figura 18. Superficie de contacto de tensión: a) superficie neta a tensión de los especímenes; b) extrapolación de área neta de contacto (Lourenco, 1998).
- Figura 19. Prueba para obtener el comportamiento a cortante: a) espécimen listo para ser ensayado; b) fuerzas aplicadas durante el ensayo (Lourenco, 1998).

Figura 20. Estado de esfuerzos en la pieza y en el mortero que componen la mampostería cuando se encuentra sometida a compresión (Viviescas, 2009).

Figura 21. Punto de rotura de un prisma de mampostería en la intersección de las envolventes de sus componentes.

Figura 22. Comportamiento a compresión uniaxial perpendicular a las juntas horizontales: a) pila de unidades y mortero; b) probeta del ensayo RILEM; c) diagramas típicos experimentales esfuerzo-deformación para diferentes valores de la resistencia del mortero. Adaptado de (Lourenco, 1998).

Figura 23. Ensayo para evaluar la resistencia a tensión de la mampostería paralela a las juntas horizontales, Backes (1985): a) fabricación del panel a ensayar; b) panel antes de ser girado 90° para su ensayo. Adaptado de (Viviescas, 2009)

Figura 24. Diagramas experimentales típicos tensión-desplazamiento para tensión paralela a las juntas horizontales, Backes (1985): a) falla por diagonal escalonada; b) falla vertical a través de las juntas verticales y las unidades. (Viviescas, 2009).

Figura 25. Ensayos establecidos por cargas de corte y compresión: a) Ensayo de un par de unidades; ensayo de un triplete; ensayo propuesto por (Pluijm 1992).

Figura 26. Formas para definir criterios de rotura biaxial para la mampostería.

Figura 27. Representación plana del estado de esfuerzos en un punto según el criterio de Mohr Coulomb. Adaptado de (Charry, 2009).

Figura 28. Resistencia biaxial de mampostería de unidades de arcilla, Page (1980).

Figura 29. Modos de falla de mampostería de tabiques de arcilla bajo cargas biaxiales.

Figura 30. Esquema de esfuerzos en la unidad propuesto por Mann y Müller.

Figura 31. Modelo con juntas de espuma (Mann y Müller 1982).

Figura 32. Envolvente de rotura realizada por (Mann y Müller 1982).

Figura 33. Gráficas esfuerzo-desplazamiento para materiales cuasi-frágiles: a) fallo por tensión; b) fallo por compresión; c) fallo por compresión y corte.

Figura 34. Modos básicos de fractura.

Figura 35. Modelo de junta: superficie de fractura y de potencial plástico.

Figura 36. Detalles en planta y elevación de un muro diafragma (NTCDF, 2004).

Figura 37. a) Requisitos para mampostería confinada; b) Castillos y dalas en el perímetro de aberturas (NTCDF, 2004).

Figura 38. Requisitos para mampostería con refuerzo interior.

Figura 39. Diagrama carga desplazamiento de un análisis estructural.

Figura 40. Diferentes estrategias para modelos numéricos de mampostería: a) micromodelamiento detallado; b) micromodelamiento simplificado; c) macromodelamiento (Lourenco, 1996).

Figura 41. Mecanismos de rotura en la mampostería: a) fisuración por tensión en la junta; b) deslizamiento en la junta; c) fisuración de la unidad por tensión directa; b) fisuración de la unidad por tensión diagonal; e) aplastamientos de la mampostería (Lourenco & Rots, 1997).

Figura 42. Envoltorio de rotura asumida para la junta en el plano de esfuerzos normales-esfuerzos de corte.

Figura 43. Modelo propuesto para interfases (Lourenco, 1996).

Figura 44. Esquema de las campañas (Charry, 2009)

Figura 45. Esquema general de la campaña I (Charry 2009).

Figura 46. Curva esfuerzo-deformación vertical media obtenida de la campaña I (MS14GSI) de (Charry, 2009).

Figura 47. Curva carga horizontal-desplazamiento obtenidas de la campaña MS14GSI de (Charry, 2009).

Figura 48. Deslizamiento de juntas.

Figura 49. Rotura por tensión de las piezas.

Figura 50. Rotura por compresión.

Figura 51. Curva de rotura biaxial en la campaña MS14GSI de (Charry, 2009).

Figura 52. Esquema de los componentes del dispositivo simulador de hundimientos (Araiza, 2011).

Figura 53. Dispositivo simulador de hundimientos desarrollado por (Araiza, 2011).

Figura 54. Características geométricas del muro ensayado bajo hundimientos diferenciales.

Figura 55. Construcción del muro ensayado: a) cadena de desplante sobre dispositivo simulador de hundimientos; b) muro de tabique rojo recocido y colado

de la cadena de cerramiento; c) aplanado de yeso y cuadrícula para medición de desplazamientos.

Figura 56. Ensaye de a) muretes y b) pilas de acuerdo a la norma (NMX-C-464-ONNCCE, 2010).

Figura 57. Pilas de tabique rojo recocido para obtener el f^*m : a) peso de la pila; b) ensaye de la pila.

Figura 58. a) muretes para obtener la resistencia a compresión diagonal, Vm^* ; b) murete en posición para aplicación de carga.

Figura 59. Ensayo a compresión del mortero para pegar piezas.

Figura 60. Aplicación de cargas al muro: a) por medio de un solo actuador; b) por medio de dos actuadores.

Figura 61. Puntos de control iniciales para monitoreo.

Figura 62. Procedimiento del ensayo realizado para simular el hundimiento diferencial.

Figura 63. Fallo por aplastamiento de la pila de mampostería.

Figura 64. Fallo del murete: se observó un fallo por deslizamiento de las juntas con inicio de fisuración por tensión en las unidades.

Figura 65. Prueba de cubos de mortero a compresión.

Figura 66. Muro deformado durante las diferentes etapas del experimento.

Figura 67. Gráfica momento-distorsión angular del muro de mampostería ensayado.

Figura 68. Muro en etapa inicial.

Figura 69. Etapa 2 correspondiente a una distorsión de 0.004.

Figura 70. Etapa 3 correspondiente a una distorsión de 0.008.

Figura 71. Etapa 4 correspondiente a una distorsión de 0.010.

Figura 72. Etapa 5 correspondiente a una distorsión de 0.012.

Figura 73. Etapa 6 correspondiente a una distorsión de 0.018.

Figura 74. Fallo del muro por tensión diagonal en los tabiques.

Figura 75. Micromodelo detallado de murete.

Figura 76. Micromodelo simplificado de murete.

Figura 77. Modelo tipo correspondiente a la cámara MS14GSI de (Charry, 2009).

Figura 78. Modelo calibrado correspondiente al muro 40V18H.

Figura 79. Resultado del análisis de muro afectado por subsidencia.

Figura 80. Muro 15V9H a diferentes distorsiones angulares: a) 0.003; b) 0.008; c) 0.012; d) 0.033.

Figura 81. Gráfica esfuerzo-distorsión angular para el muro 15V9H.

Figura 82. Muro 25V16H a diferentes distorsiones angulares: a) 0.003; b) 0.008; c) 0.012; d) 0.033.

Figura 83. Gráfica esfuerzo-distorsión angular para el muro 25V16H.

Figura 84. Muro 31V17H a diferentes distorsiones angulares: a) 0.003; b) 0.008; c) 0.012; d) 0.033.

Figura 85. Gráfica esfuerzo-distorsión angular para el muro 31V17H.

Figura 86. Muro 40V18H a diferentes distorsiones angulares: a) 0.003; b) 0.008; c) 0.012; d) 0.033.

Figura 87. Gráfica esfuerzo-distorsión angular para el muro 40V18H.

Figura 88. Muro 50V21H a diferentes distorsiones angulares: a) 0.003; b) 0.008.

Figura 89. Gráfica esfuerzo-distorsión angular para el muro 50V21H.

Figura 90. Gráficas esfuerzo-distorsión angular de los muros.

Figura 91. Creación de las partes constituyentes de la mampostería.

Figura 92. Asignación de propiedades elásticas.

Figura 93. Asignación de secciones a las partes creadas.

Figura 94. Ensamble de las partes

Figura 95. Definición de pasos para el análisis.

Figura 96. Asignación de superficies de contacto.

Figura 97. Propiedades de las superficies de contacto.

Figura 98. Aplicación de cargas y condiciones de contorno

Figura 99. Mallado del modelo.

Figura 100. Calibración del modelo.

Figura 101. Modelo sometido a efectos de subsidencia.

RESÚMEN

Las fallas en el terreno asociadas a la subsidencia es un peligro presentado en varias ciudades del centro de México, las cuales causan enormes pérdidas económicas al dañar la infraestructura urbana. La subsidencia del terreno induce desplazamientos en las construcciones en forma de asentamientos diferenciales, los cuales causan daños en los sistemas estructurales, especialmente aquellos basados en la mampostería, debido a su baja capacidad de absorber distorsiones angulares (Campos, 2012; Meli & Hernández, 1975).

En Aguascalientes el hundimiento diferencial es atribuido a la subsidencia ocasionada por la extracción de agua del subsuelo (Romero et al., 2010; Zermeño, Esquivel, Hernández, Mendoza, & Arellano, 2005). Este fenómeno puede verse agravado por el crecimiento demográfico ya que esto se traduce en un incremento en la demanda de agua.

Los daños que los hundimientos provocan en las construcciones de mampostería, comprometen seriamente la estabilidad estructural de las mismas y la seguridad de sus ocupantes. Si bien pueden hacerse intervenciones para reparación, mantenimiento o sustitución de los elementos, estos procedimientos solo resuelven temporalmente los problemas volviéndose obsoletos ante el avance del hundimiento.

El objetivo de este trabajo es realizar un estudio del comportamiento de la mampostería mediante un software de elementos finitos a partir de datos obtenidos de las campañas experimentales de (Charry, 2009) . Como primer acercamiento se realizó la prueba de un muro en las instalaciones de la Universidad Autónoma de Aguascalientes, el cual es sometido a los efectos de hundimientos diferenciales mediante la aplicación de cargas utilizando el dispositivo diseñado por (Araiza, 2011).

ABSTRACT

The land faults associated to the subsidence are a dangerous fact presented in many cities of the center of Mexico, which cause a huge economical loss for the reason that they affect the urban infrastructure. The subsidence of the land leads to displacement in differential settlement like buildings, thus it damages the structural systems, especially those based on the masonry, caused by their low capacity to absorb angular distortions. (Campos Rodríguez 2012; Meli and Hernández 1975).

In Aguascalientes, the differential land sinking is attributed to the subsidence caused by the extraction of the water from the subsoil. (Romero Navarro et al. 2010; Zermeno de León et al. 2005). This phenomenon can be aggravated by the population growth so that this means an increase in water consumption.

The damage caused by the land sinking on the masonry constructions seriously endangers their own structural stability, and their residents' safety. Even though it is possible to make interventions for reparation, maintenance service, or elements substitution. Those procedures only solve the problems temporally; in consequence they become obsolete in the presence of land sinking.

This paper's objective is to study the masonry behavior through finite elements software based on data collected from experimental campaigns of (Charry, 2009). As a first approach, the test of a masonry wall was made in the Autonomous University of Aguascalientes. This wall was subjected to the effects of differential settlements through the application of loads using the device designed by (Araiza, 2011).

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Planteamiento del problema.

La subsidencia se refiere al hundimiento o desplazamiento vertical de una masa de suelo con poco o nulo movimiento horizontal y que puede generarse tanto por causas naturales (vulcanismo, fallas geológicas, deriva continental), como por actividades humanas (extracción de minerales, gas natural, petróleo, agua subterránea).

El problema de subsidencia por extracción de agua del subsuelo no es exclusivo del estado de Aguascalientes, ya que en las últimas décadas se ha generalizado en el territorio mexicano en los valles donde el acuífero está formado por materiales no consolidados tales como depósitos aluviales, lacustres o vulcano-sedimentarios geológicamente recientes. En zonas como Celaya, Silao, Querétaro, San Luis Potosí, Morelia, Irapuato, Tepic, Ciudad de México se han reportado problemas por hundimientos y fracturas asociados a la sobreexplotación del acuífero (SIFAGG, 2009).

Al extraer el agua del subsuelo se genera un incremento en los esfuerzos efectivos en el esqueleto granular del suelo sobre el nivel freático, provocando el reacomodo de las partículas y por consiguiente la consolidación de los estratos. Esta consolidación del suelo a diferentes profundidades y en diferentes condiciones produce hundimientos diferenciales, generando esfuerzos de tensión, los cuales determinan la aparición de grietas en la superficie de la tierra (Álvarez, 1999; Pacheco, 2007; Zermeño, Mendoza, & Calvillo, 2004).

Estas grietas en la superficie generan grandes daños tanto a las construcciones como a la infraestructura vial y carretera, drenajes y sistemas de agua potable. En la actualidad se tienen registrados en (SIFAGG, 2009) 216 fallas en Aguascalientes, con una longitud total de 323959 m y una superficie de afectación de 3500 km² aproximadamente, dañando a más de 2500 viviendas. La gran mayoría de las viviendas en la región son construidas bajo un sistema basado en una cimentación corrida de piedra braza sobre la cual se levantan los muros de carga generalmente contruidos de mampostería (sea tabique rojo recocido, block de concreto, tabicón, etc.) Estos muros pueden ser confinados por cadenas y castillos, reforzados

interiormente o no confinados ni reforzados. Los muros de mampostería presentan un gran desempeño ante esfuerzos de compresión, siendo éste recurso la propiedad principal de éste sistema. Sin embargo, ante esfuerzos de tensión como a los que es sometido por deformaciones angulares producidas por sismos o hundimientos, su resistencia es prácticamente nula (Campos, 2012; Meli & Hernández, 1975). Ante este escenario puede disminuir la capacidad de carga de los elementos estructurales, ocasionar la aparición de grietas y el incumplimiento del estado límite de servicio poniendo en riesgo su funcionalidad. Lo anterior implicaría realizar reparaciones en el sistema, lo que se traduce en pérdidas económicas dependiendo del daño suscitado.

La estimación de los daños está sujeta a incertidumbres considerables como pueden ser la variabilidad de las propiedades del suelo, la dificultad de calcular los hundimientos diferenciales, y la complejidad de determinar los daños impuestos en la construcción. Este último aspecto es tratado en el presente trabajo mediante el análisis numérico de muros de mampostería aislados, los cuales son sometidos a hundimientos para una posterior evaluación de su comportamiento y modos de falla. El análisis se realiza en micromodelos simplificados, en los cuales se modelan las unidades como elementos continuos y el mortero es representado por elementos discontinuos de espesor nulo en la interfase entre unidades.

1.2 Objetivos.

1.2.1 Objetivo general.

El objetivo principal de este trabajo consiste en evaluar numéricamente el comportamiento de muros de mampostería sometidos a distorsiones angulares en un entorno de subsidencia.

1.2.2 Objetivos específicos.

Los objetivos específicos a alcanzar en el desarrollo de esta investigación son los siguientes:

- Analizar el estado del conocimiento sobre comportamiento mecánico de muros de mampostería, involucrando las propiedades de los elementos que

lo constituyen (mortero, pieza, interfase mortero-pieza); así como los diferentes mecanismos de falla.

- Realizar un modelo experimental para el estudio del comportamiento de la mampostería sometida a los efectos de la subsidencia
- Identificar casos experimentales de muros de mampostería reportados en la literatura para usarlos en la estructuración y calibración de los modelos en un software de elementos finitos y posteriormente someterlos a hundimientos diferenciales.
- Obtener conclusiones generales sobre el comportamiento de muros sometidos a distorsiones angulares producto del asentamiento diferencial del terreno.

1.3 Justificación.

Por mucho tiempo la humanidad ha utilizado la mampostería para construir toda clase de estructuras. Esta técnica ha sido un procedimiento exitoso durante miles de años. Su éxito se basa en la facilidad de su construcción, la gran disponibilidad de los materiales que se necesitan, así como la durabilidad de un sinnúmero de construcciones alzadas bajo este sistema. En México más del 90% de las viviendas están construidas a base de muros de mampostería, lo cual representa un poco más del 50% de la construcción que se lleva a cabo en el país.

Los hundimientos y grietas que se presentan como consecuencia de la sobreexplotación del agua subterránea, son un problema ya bastante común en varios lugares del mundo. Este fenómeno trae consigo grandes daños a todo tipo de infraestructura civil. En el caso de construcciones constituyentes de mampostería, el daño puede ser aún mayor en comparación con otros sistemas estructurales, debido a la baja capacidad que tiene para soportar esfuerzos de tensión como los que pueden resultar de las distorsiones angulares producto de los hundimientos.

Actualmente, hay muy poco conocimiento sobre la mampostería en comparación con el concreto reforzado y el acero, a pesar de que su uso como elemento fundamental se remonte a épocas antiguas y se mantenga hasta estos

tiempos. Además la mayor parte del trabajo se concentra a la afectación por sismos, cargas y desplazamientos horizontales.

Por los anteriores motivos, se vuelve necesario el desarrollo de investigaciones de este sistema que permitan entender el comportamiento de la mampostería, ante otras solicitaciones como es el caso de los desplazamientos verticales. Tal es el caso de la presente tesis, la cual se enfoca estudiar en los efectos de los hundimientos diferenciales en los muros de mampostería. Esto para prevenir daños y pérdidas económicas y humanas.

Para abordar el estudio del problema deben tenerse en cuenta las diferentes posibilidades de estudio como es la actualización del estado del arte, el monitoreo constante de el objeto de estudio (estructuras afectadas), estudios experimentales, o bien, como es el caso del presente trabajo, la modelación numérica.

1.4 Alcances.

Como primer instancia, éste trabajo pretende aportar una metodología para analizar, mediante la técnica de elementos finitos, muros de mampostería sometidos a hundimientos diferenciales para lo cual se apoya en la prueba de un muro de mampostería ensayado en la Universidad Autónoma de Aguascalientes y de la campaña experimental realizada por (Charry, 2009).

1.5 Hipótesis.

- La mampostería presenta baja capacidad a resistir los esfuerzos de tensión causados por la distorsión de los hundimientos, lo que la convierte en un sistema susceptible a sufrir grandes daños.
- Al ser un material con un alto grado de heterogeneidad, el análisis de la mampostería requiere del modelado de cada uno de sus constituyentes para una mayor precisión.
- El comportamiento no lineal de la mampostería se concentra en la interfase unidad-mortero, siendo esta parte de gran importancia en el modelado de este sistema.

1.6 Metodología.

El presente trabajo se desarrolla en varias etapas:

1. Estudio del estado del conocimiento actual, desde el fenómeno que provoca el caso de estudio, pasando por una descripción detallada de la mampostería, su comportamiento ante distintas sollicitaciones, modelos de análisis propuestos y experimentación realizada por diferentes autores.
2. Ensaye de muro de mampostería de tabique rojo recocido de dimensiones 1.80x1.60x0.14 m utilizando el dispositivo creado por (Araiza, 2011) para simular el hundimiento diferencial en el sistema.
3. Simulación numérica del muro ensayado así como de una parte de la campaña experimental de (Charry, 2009). Para el análisis se usa el método el elemento finito, utilizando micromodelos simplificados para la representación de los muros. En esta etapa primero se calibran los modelos de acuerdo a los datos reportados (cargas y desplazamientos laterales) y posteriormente se someten a desplazamientos verticales para simular los hundimientos.

2 ESTADO DEL CONOCIMIENTO.

2.1 Hundimientos diferenciales.

Un hundimiento del suelo es un movimiento de la superficie terrestre, en el cual predominan ampliamente los movimientos verticales descendentes. Aunque pueden existir también desplazamientos relativos en otras direcciones, normalmente estos pueden despreciarse debido a su baja magnitud en comparación con los primeros. Por lo general el fenómeno se presenta en áreas planas o de muy poca pendiente. Los hundimientos pueden ser originados por diversas causas; siendo las principales, según (Nelson, 2012): la disolución de carbonatos, remoción de sólidos y colapso de minas, la extracción de agua del subsuelo y la extracción de petróleo y gas. Los orígenes del hundimiento y particularidades de cada lugar, son los factores que determinaran la velocidad y características del hundimiento. Si el hundimiento es lento (m o cm/año) y afecta una superficie amplia (km²) se hace referencia al concepto de subsidencia. Por el contrario, si el movimiento es rápido (m/s), se suele hablar de colapso.

A partir del trabajo de Roberto Meli (Meli, 2014), podemos definir como hundimiento diferencial al proceso por el cual el terreno que da soporte a una estructura comienza a deformarse a diferentes velocidades en diferentes puntos del mismo. Lo anterior puede deberse a la presencia de estructuras geológicas, flujo plástico acelerado del suelo, lentes de arcillas expansivas, o la existencia de oquedades del terreno, las cuales al aumentar la carga, comienzan a ceder lentamente produciendo los efectos del hundimiento diferencial en el suelo que se encuentra por encima de ellos.

2.1.1 Generalidades.

Al presentarse los hundimientos, estos provocan fuerzas internas en una estructura sólo si esta es hiperestática y sus apoyos tienen movimientos distintos, es decir, los hundimientos son diferenciales. Sin embargo, los hundimientos excesivos deben evitarse aun cuando sean uniformes, ya que a pesar de no afectar el desempeño estructural, se puede interferir con el correcto funcionamiento de la construcción.

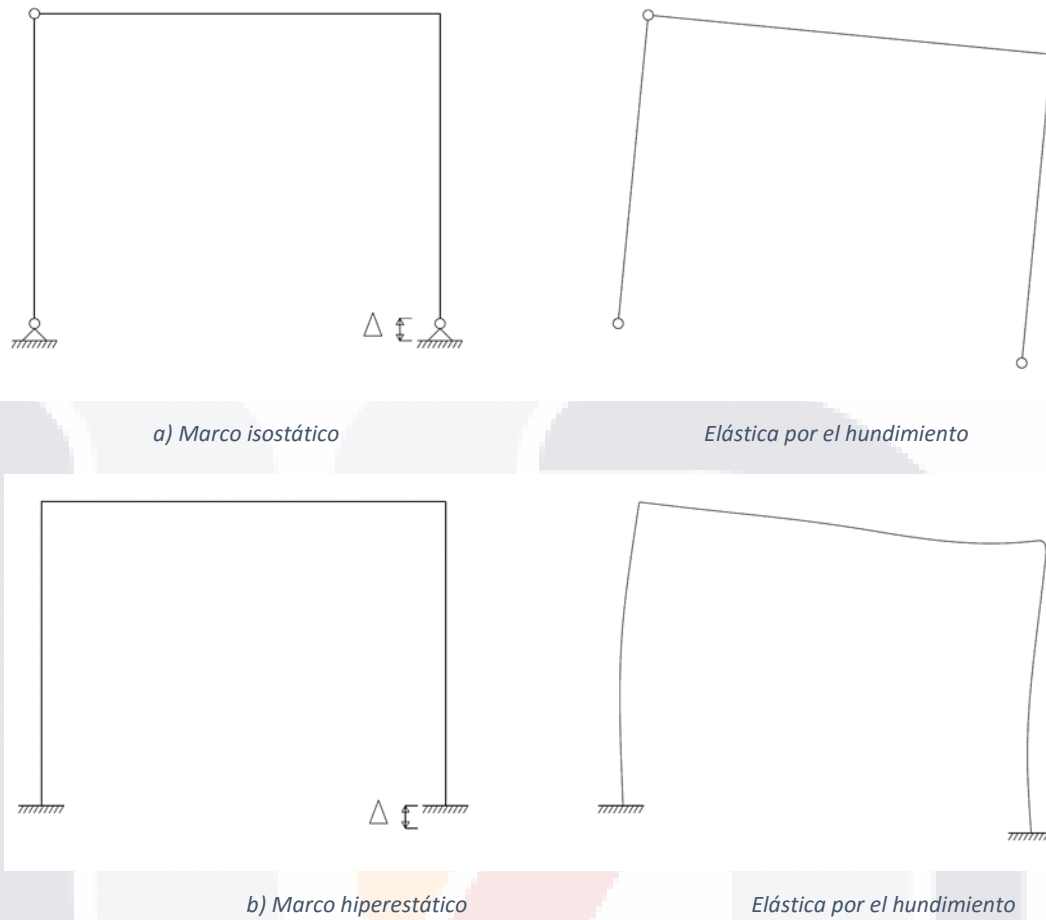


Figura 1 Efectos de hundimientos en un marco isostático y en uno hiperestático. (Meli, 2014)

La magnitud de los hundimientos de los apoyos de una estructura debido a la magnitud de las cargas que en ella actúan, depende de varios factores que deben ser considerados como son las características del subsuelo y de las rigideces relativas entre la estructura, la cimentación y el terreno de desplante. Su cálculo requiere consideraciones conjuntas de la teoría de las estructuras y la mecánica de suelos.

Si se conocen los hundimientos que van a sufrir los apoyos, la evaluación de los efectos en la estructura se convierte en un problema estándar de análisis, suponiendo un comportamiento en el rango elástico de la misma. Sin embargo, como los hundimientos que se presentan ocurren muy lentamente en el transcurso del tiempo, se producen efectos no lineales que afectan de manera importante los

resultados que pudieran obtenerse de un análisis elástico empleando las mismas propiedades en la estructura para ambos análisis.

Al estudiar estos problemas hay que tener en cuenta que a diferencia de lo que sucede para las cargas impuestas, los efectos de las deformaciones tienden a disiparse conforme más se deforma la estructura; por tanto, fenómenos como agrietamiento y flujo plástico pueden liberar parcial o definitivamente la estructura de los efectos de los movimientos diferenciales en sus apoyos.

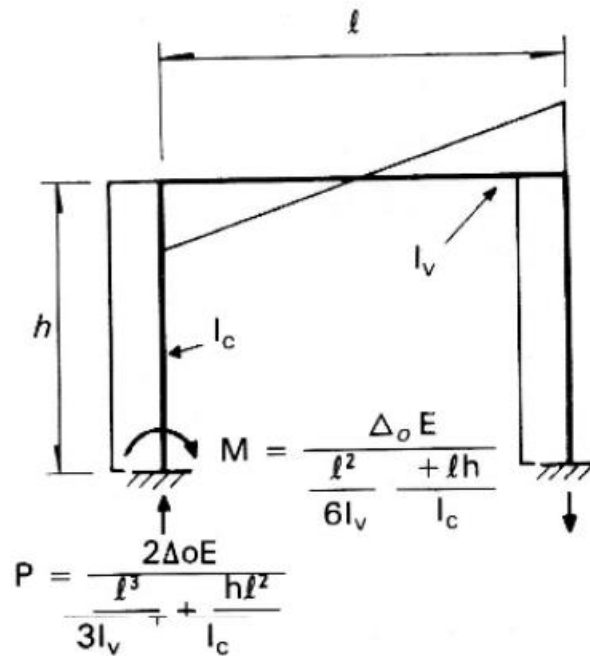


Figura 2 Diagrama de momentos de un marco hiperestático sometido a hundimientos diferenciales. (Meli, 2014)

La superposición de los efectos de hundimientos diferenciales y los de cargas laterales como las de viento o sismo, es particularmente crítica, ya que ambos tipos de acción indican distorsiones de la estructura que dan lugar a distribuciones de fuerzas internas semejantes y aditivas.

2.1.2 Hundimientos diferenciales por consolidación diferencial del suelo.

Todos los materiales experimentan una deformación cuando son sometidos a un cambio en sus condiciones de esfuerzos. En los suelos esta deformación no

ocurre simultáneamente a la aplicación de las cargas, sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo (Biot, 1941).

(Juárez & Rico, 2005) denomina consolidación al proceso de disminución de volumen, que tiene lugar en un lapso de tiempo determinado, debido al aumento de cargas sobre el suelo.

Frecuentemente, ocurre que durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas de un mismo plano horizontal permanece esencialmente sin alteraciones; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en dirección vertical; esta es la consolidación unidimensional o unidireccional propuesta por (Terzaghi, 1943). Esta teoría fue desarrollada para explicar y cuantificar la deformación vertical de un estrato saturado por el efecto de una presión aplicada en la superficie.

El tratamiento de Terzaghi se restringe al análisis en una sola dimensión, por lo que (Biot, 1941) desarrolla la teoría general de la consolidación tridimensional para medios porosos, en donde plantea una relación constitutiva esfuerzo-deformación para un medio poroso elástico y establece las ecuaciones para cargas variables con el tiempo. Esta teoría se basa en el acoplamiento que se produce en una masa del suelo entre las presiones del fluido y las deformaciones del material sólido.

La consolidación de un estrato de material granular entonces, consiste en un acoplamiento del agua con el material sólido generándose así una transferencia de la presión del agua intersticial al esqueleto del material granular y por tanto un incremento en el esfuerzo efectivo por la despresurización del sistema, lo que conlleva a una serie de deformaciones en el material granular en donde la disminución del volumen de la masa del relleno granular es igual al volumen de agua que es drenada del medio.

El concepto de esfuerzos efectivos describe el proceso de la transferencia de la presión del agua confinada a la parte sólida del material granular cuando se origina un descenso en el nivel piezométrico del sistema. En la figura 3 se muestra la analogía usada por Terzaghi para plantear el concepto de esfuerzos efectivos.

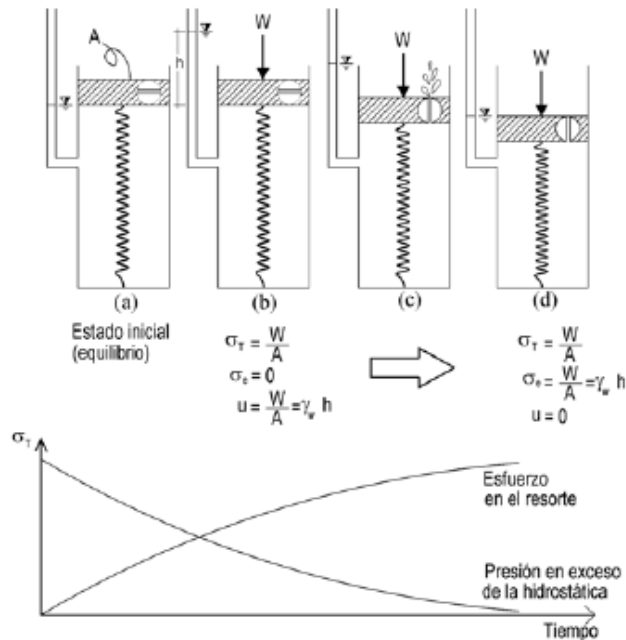


Figura 3 Analogía usada por (Terzaghi, 1943) para expresar el concepto de esfuerzos efectivos

En su trabajo, (Pacheco, 2007), menciona dos razones por las que puede ocurrir una consolidación diferencial: la primera se basa en las irregularidades en la topografía del lecho rocoso y el espesor de sedimentos. En las zonas menos profundas del acuífero el espesor de sedimentos presenta una menor deformación vertical, mientras las partes más profundas desarrollan una mayor deformación vertical. Esto provoca que las zonas donde hay mayor deformación jalen a las zonas donde hay menor deformación causando deformaciones de extensión, y en consecuencia agrietamientos en la masa superficial.

El segundo escenario, influenciado del trabajo de (Álvarez, 1999), reconoce que la variación en la profundidad del nivel piezométrico, dada por la configuración de los conos de abatimiento, es motivo suficiente para producir hundimientos diferenciales e inducir fallamientos en la superficie.

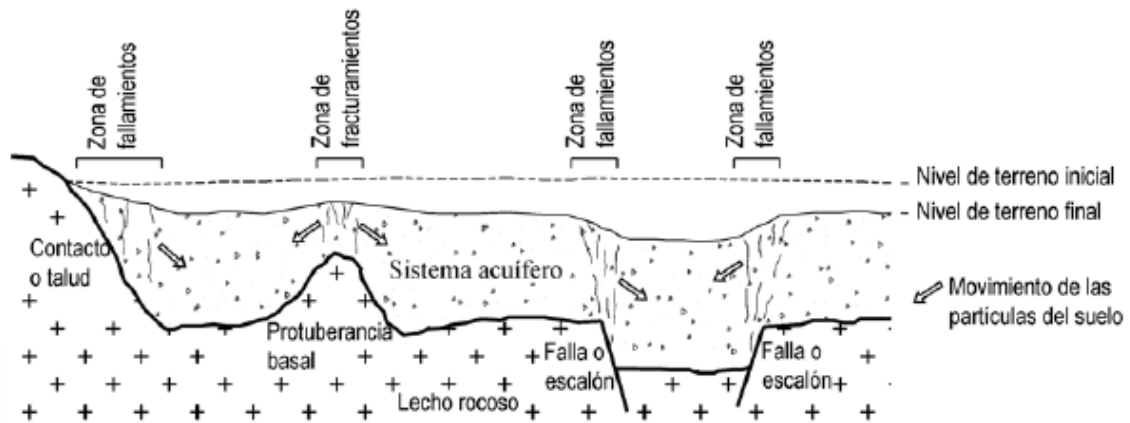


Figura 4 Configuración del lecho rocoso que puede generar hundimientos diferenciales. Adaptado de (Pacheco, 2007)

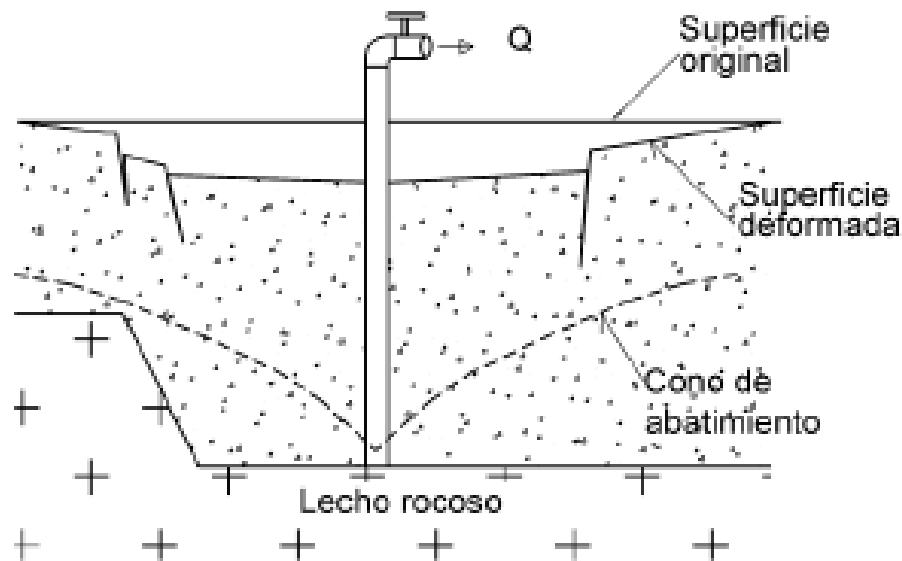


Figura 5 Mecanismo de generación de fallamientos por variación de nivel piezométrico. Adaptado de (Álvarez, 1999)

2.1.3 El fenómeno de la subsidencia.

Subsidencia es el fenómeno por el cual se presenta un movimiento de la superficie terrestre, predominando mayormente los desplazamientos verticales descendentes; aunque pueden existir desplazamientos relativos en cualquier otra dirección, la magnitud de estos es considerablemente menor en comparación con los primeros.

Por su parte, Pacheco (2007) da la siguiente definición para subsidencia: “el fenómeno que tiene lugar debido a la extracción de sólidos (minerales) o fluidos (e.g. gas, petróleo, vapor, agua) del subsuelo, que se manifiesta en hundimientos paulatinos o súbitos de la superficie y en la generación de agrietamientos en la masa del relleno granular”.

Los riesgos que puede involucrar la subsidencia son el repentino colapso de la superficie de la tierra, hundimientos lentos o compactación de sedimentos cercanos a la superficie. Los colapsos raramente provocan desastres mayores, pero la lenta subsidencia puede causar mucho daño económico aunque se presenta en un largo periodo de tiempo.

Existen muchas ciudades alrededor del mundo las cuales han experimentado este fenómeno (Nelson, 2012):

Tabla 1 Máximos niveles de hundimiento por subsidencia a nivel mundial

Ciudad	Subsidencia Máxima	Área (km ²)	Causa
Long Beach/ Los Ángeles	9.00	50	Extracción de petróleo
Valle de San Joaquín, CA	8.80	13 500	Extracción de agua
Cd. De México	8.50	225	Relleno lacustre
Tokio, Japón	4.50	3 000	Sedimentos costeros
San José, CA	3.90	800	Sedimentos de bahía
Osaka, Japón	3.00	500	Sedimentos costeros
Houston, TX	2.70	12 100	Sedimentos costeros
Shanghái, China	2.63	121	Sedimentos costeros
Niigata, Japón	2.50	8 300	Sedimentos costeros
Nagoya, Japón	2.37	1 300	Sedimentos costeros
New Orleans, LA	2.00	175	Sedimentos rivereños
Taipéi, China	1.90	130	Sedimentos costeros
Bangkok, Tailandia	1.00	800	Sedimentos rivereños
Venecia, Italia	0.22	150	Sedimentos costeros
London, Inglaterra	0.30	295	Sedimentos rivereños

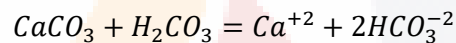
2.1.3.1 Principales causas de subsidencia.

En su trabajo, (Nelson, 2012), menciona las siguientes como las principales causas de la subsidencia:

a) Disolución de carbonatos:

Este proceso tiene lugar donde existen rocas sólidas solubles (calizas, dolomitas, aljez, etc.) las cuales pueden ser disueltas lentamente por el agua circulante en o bajo la superficie. Este proceso de disolución es denominado Karstificación.

El agua en la atmósfera puede tener pequeñas cantidades de dióxido de carbono (CO_2), lo que resulta en una lluvia que al caer a la superficie de la Tierra, contiene ácido carbónico (H_2CO_3). Cuando esta agua se infiltra en el suelo y se encuentra con rocas como las calizas, las cuales son formadas por procesos de carbonatación y están compuestas de calcita ($CaCO_3$), el agua puede disolver la calcita por la siguiente reacción:



Con el transcurso del tiempo, el paso del agua genera la disolución de grandes masas de roca caliza, dando origen a la formación de cuevas o cavernas así como la aparición de resumideros.

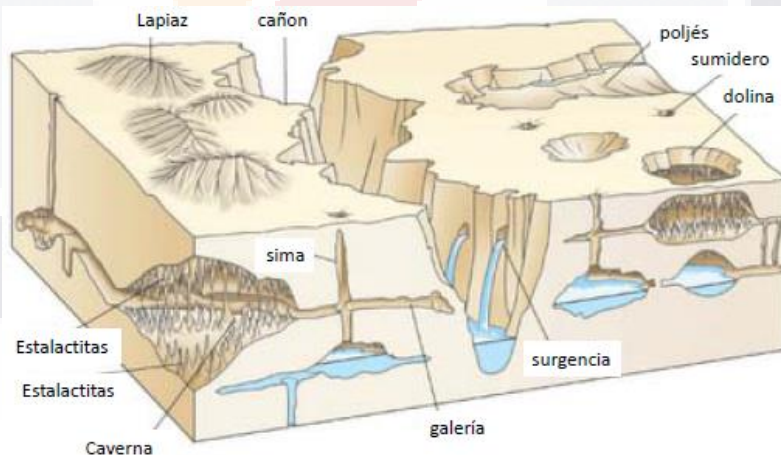


Figura 6 Características geomorfológicas por disolución de carbonatos (M. Hernández, 2014)

Tal es el caso que se presentó en Winter Park, Florida en 1981 donde apareció un resumidero (*sinkhole*) de 98 metros de ancho y casi 30 metros de altura, figura 7.



Figura 7 Daño ocasionado por el resumidero en Winter Park, Florida en 1981 (Hunter, 2013)

b) Remoción de sólidos y colapso de minas:

Las actividades humanas pueden jugar un rol importante en el hundimiento de la superficie. Por medio de las actividades mineras se remueve mucho material del subsuelo, lo que puede ocasionar importantes colapsos si no se toman las medidas necesarias para asegurarse se cuente con un soporte adecuado para las capas superiores del suelo.

En el caso de extracción de carbón, la presencia de fuego no controlado puede llevar al colapso del suelo. El incendio del carbón sería muy difícil de extinguir, y al quemarse éste la superficie pierde soporte resultando en un colapso, como ocurrió en Centralia, Pensilvania en Estados Unidos en 1962 (Wikipedia, 2015), figura 8.

Existe también el riesgo en una mina de sal, cuando por alguna causa entra agua, ésta disolverá los depósitos de dicho mineral poniendo en riesgo a las estructuras existentes en la superficie, como ocurrió en 1980 en Luisiana, Estados Unidos, cuando en una perforación para exploración petrolera, penetró accidentalmente en un depósito de sal, figura 9.



Figura 8 En 1962, en Centralia, Pensilvania se inició el incendio de una mina de carbón el cuál continuó hasta la fecha convirtiéndolo a este sitio en un lugar fantasma (Wikipedia, 2015)

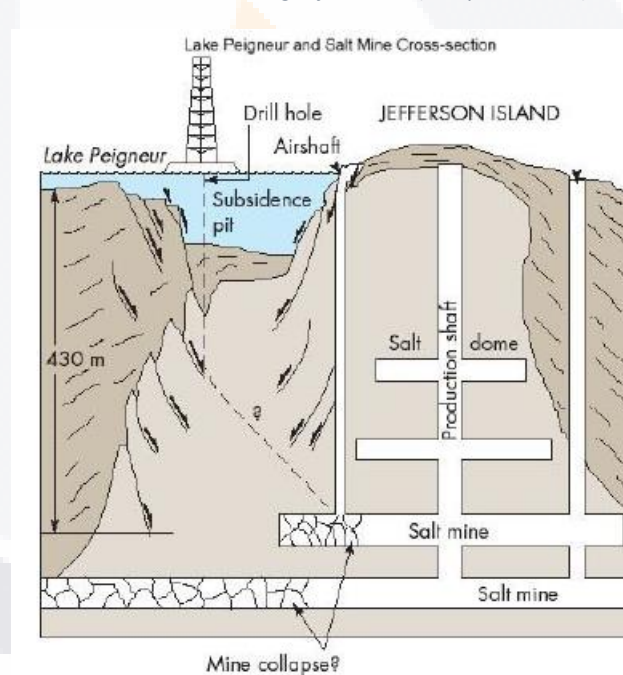


Figura 9 Afectación de una mina de sal por perforación petrolera en Luisiana, Estados Unidos (1980). Adaptado de (Soto, 2013)

c) Extracción de petróleo y gas.

El petróleo y el gas natural son fluidos que pueden existir en espacios de poros y en las fracturas de las rocas, como ocurre con el agua. Cuando se extraen de regiones cercanas a la superficie del terreno, la presión que proveen estos fluidos se ve reducida. Acompañando esta reducción de la presión de los fluidos,

los espacios en los poros empiezan a cerrarse y los sedimentos pueden compactarse resultando en la subsidencia de la superficie, figura 10.

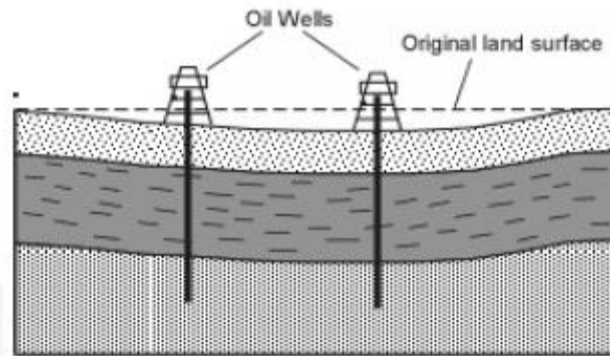


Figura 10 Subsidencia por extracción de petróleo, se presentan deformaciones conforme la presión de poro se reduce por extracción del fluido (Nelson, 2012)

Un ejemplo ocurrió en los campos petroleros de Wilmington en Long Beach California donde debido a la extracción del fluido se reportó un hundimiento de la superficie, afectando cerca de 50 km² y con una deformación cerca del centro de ésta área de casi 9 m.

d) Extracción de agua.

En el trabajo de (Nelson, 2012), se menciona que cualquier fluido que se encuentre en el espacio de poros o en las fracturas de las rocas estará bajo presión debido al peso del material arriba del espacio considerado. Siempre que la presión del fluido sea suficiente para soportar el peso las capas superiores, no ocurrirán deformaciones de la superficie. Sin embargo, si se extraen los fluidos de estos espacios, un decremento en la presión del fluido puede resultar en hundimientos por la consolidación de las capas.

Este proceso puede ocurrir por el descenso del nivel freático, lo cual puede ser ocasionado por la escasez de lluvias para recargar el agua del subsuelo y/o por la extracción excesiva para consumo.

Al compactarse el sedimento por la pérdida de agua, se denomina al proceso como hidrocompactación, y este es considerado como una deformación elástica, es decir que al ser restaurado el nivel de agua, el material se volverá a expandir. Sin embargo, si se llegan a cerrar los poros por el proceso de

compactación, no será posible la recarga de agua y por lo tanto la deformación será permanente, entrando en un comportamiento inelástico.

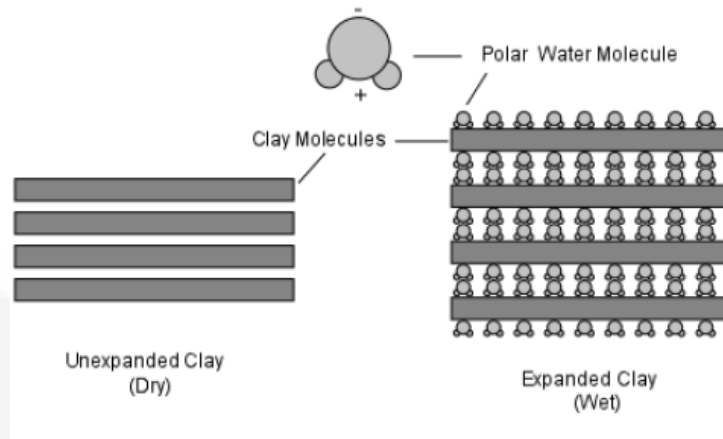


Figura 11 Expansión de una arcilla por la presencia de agua (Nelson, 2012)

En este tipo de subsidencia, la magnitud de los hundimientos puede ser de apenas unos centímetros por año y normalmente afecta a muy extensas superficies, por lo cual puede pasar inadvertida, hasta que al paso de algunos años se generan problemas como la aparición de grietas y daños en edificaciones y sistemas de tuberías.

2.1.4 Subsidencia y agrietamiento en el estado de Aguascalientes.

Con el crecimiento y desarrollo de las ciudades viene también un incremento en la demanda de agua para satisfacer las necesidades respecto a este vital líquido. Al no ser suficientes las fuentes de agua superficiales (lagunas, lagos, manantiales, etc.) y al exceder la capacidad de abastecimiento de los cuerpos de agua artificiales (presas, bordos, etc.), se vuelve necesario recurrir a la explotación del agua del subsuelo mediante la perforación de pozos.

Cuando la cantidad de agua que se extrae del subsuelo es mayor que la cantidad de agua que entra y recarga los acuíferos, se dice que el acuífero está siendo sobreexplotado. La sobreexplotación de un sistema acuífero de una cuenca sedimentaria que contiene rellenos granulares, con potencial de ser consolidados, tiene como resultado la generación de desplazamientos verticales paulatinos del

suelo. Este fenómeno es conocido como subsidencia por extracción de agua subterránea.

En su trabajo, (Pacheco, 2007) menciona que las zonas con mayor potencial para la explotación de mantos acuíferos son los valles formados en cuencas que a través de millones de años han sido cubiertas por materiales granulares, usualmente de origen aluvial y lacustre, los cuales son un excelente escenario para la formación de depósitos de agua con posibilidades de ser aprovechados.

El valle de Aguascalientes está localizado en una fosa tectónica conocida como el graben de Aguascalientes, el cual está compuesto por dos fallas normales con dirección Norte-Sur y atraviesa la parte central del Estado del mismo nombre (Aranda, 1989; Romero et al., 2010). La geología simplificada del sur del valle de Aguascalientes, donde la Ciudad capital está localizada, se muestra en la figura 12:

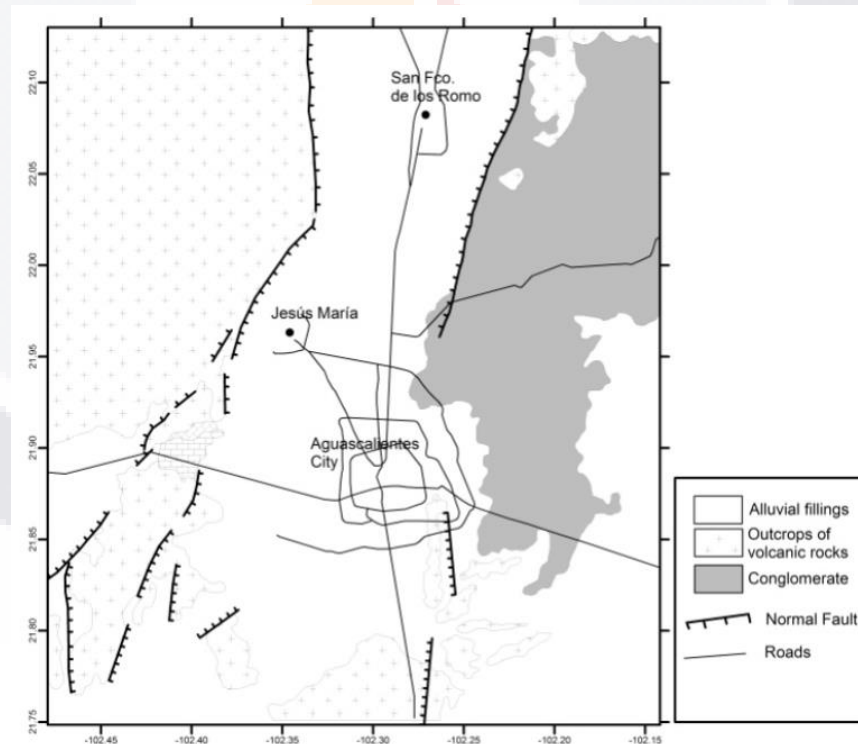


Figura 12 Geología simplificada del Valle de Aguascalientes (Romero et al., 2010)

(Romero et al., 2010) mencionan que el valle de Aguascalientes está formado por una serie de estratos aluviales: limos, arenas y gravas con arcillas. De acuerdo a los

registros de las perforaciones de pozos en el valle, los rellenos sedimentarios alcanzan profundidades de 600 m. Estos rellenos forman el sistema acuífero del valle de Aguascalientes, el cuál ha sido sobreexplotado desde hace más de 30 años,

Los hermanos Aranda fueron los primeros en estudiar las grietas en el valle de Aguascalientes, esto en el año de 1985. Ellos asociaron el agrietamiento en la superficie con la extracción del agua del subsuelo y concluyeron que la estructura geológica juega un papel pasivo, mientras que el abatimiento del nivel de agua es el factor detonante para la generación de grietas.

(Romero et al., 2010) atribuyen el origen de fallas en el Valle de Aguascalientes a dos factores: primero un aspecto geológico que involucra la presencia de un estrato rocoso y una topografía irregular debajo del material pobremente consolidado (Zermeño et al., 2004); y en segundo lugar un abatimiento del nivel freático, el cuál actúa como un factor detonante en el proceso de hundimientos y aparición y desarrollo de grietas. La relación entre el hundimiento en ciertas zonas y la extracción de agua fue confirmada por (Zermeño et al., 2005). Esto mediante la medición de hundimientos testigos instalados en la ciudad, para posteriormente elaborar un mapa de subsidencia. Este mapa se comparó con los mapas de extracción de agua obtenidos de la Comisión de Ciudadana de Agua Potable y Alcantarillado del Municipio de Aguascalientes observando una correlación entre ambos mapas.

Actualmente se sabe que para que se presente la subsidencia y el agrietamiento, se deben cumplir las siguientes condiciones:

- a) Que exista un basamento incompresible con importantes irregularidades.
- b) Que exista un abatimiento del nivel freático importante, es decir, una variación brusca en los abatimientos piezométricos.
- c) Que por lo menos en algún estrato del material de relleno sobre el basamento incompresible posea una plasticidad de media a baja.

De acuerdo a las investigaciones hechas, el Valle de Aguascalientes cumple con las tres condiciones (Aranda, 1989; Romero et al., 2010; Zermeño et al., 2005, 2004)

2.1.4.1 Estudios realizados en el valle de Aguascalientes.

En 1985 el Ing. José Manuel Aranda Gómez, investigador de la UAA, propuso establecer un sistema de monumentos testigos que permitiera, por medio de nivelaciones caracterizar el movimiento de las grietas que a partir de 1980 se empezaron a registrar en la ciudad de Aguascalientes y sus alrededores. Estas estaciones han sido medidas constantemente para estudiar la velocidad y magnitud de los hundimientos.

Para confirmar la relación entre los hundimientos y la extracción del agua del subsuelo (Zermeño et al., 2005), realizan una recopilación de información de ambos temas. En primera instancia, de los hundimientos registrados en cada uno de los monumentos monitoreados, realiza un mapa de subsidencia donde traza mediante interpolación de valores las curvas de igual hundimiento. Posteriormente, de datos de extracción de agua conseguidos de CCAPAMA, obtuvieron mapas que mostraban las cotas del nivel estático del acuífero, observando con esto una gran similitud entre las curvas de igual nivel freático y las curvas de igual hundimiento resultado de las nivelaciones.

Además, con la información de la estratigrafía obtenida de los pozos ubicados en la zona urbana, (Zermeño et al., 2004), obtiene un modelo en 3-D del basamento rocoso en ésta área, el cual muestra importantes irregularidades, siendo este un factor importante en el desarrollo de hundimientos diferenciales y aparición de grietas.

Actualmente el INEGI (INEGI, 2013), lleva un monitoreo de los hundimientos de todo el valle de Aguascalientes, e incluye el uso de imágenes satelitales SAR históricas del satélite Envisat, así como imágenes recientes del satélite TerraSAR-X. Del estudio iniciado en el 2009, se obtuvieron los hundimientos anuales desde 2004 a 2007 y para el periodo diciembre 2007-agosto 2008, en donde se observa la forma en que estos han evolucionado y se perciben los hundimientos más significativos al norte de la ciudad.

2.1.4.2 Magnitud y velocidad de los hundimientos en Aguascalientes.

Cuando hablamos de velocidades de deformación rápidas, del orden de los metros por segundo, se suele nombrar al fenómeno como colapso. Cuando se tratan de velocidades de deformación bajas, metros o centímetros por año, hablamos de subsidencia como son los casos de la Ciudad de México, Querétaro, San Luis Potosí y Aguascalientes.

En Aguascalientes existe una red de estaciones de nivel las cuales son constantemente medidas para monitorear el progreso del hundimiento en el estado. En la tabla 2 se puede observar que el mayor desnivel se presenta en la estación 6 "Grieta IV Centenario", ubicada en la avenida López Mateos, la cual muestra un desplazamiento de 76 cm en 18 años, siendo una velocidad promedio de 4.2 cm/año. Mientras que en las estaciones 2,3 y 7 se han presentado velocidades de hundimientos menores a 1 cm/año.

Tabla 2 Resultados de siete nivelaciones topográficas en diferentes sitios de la Ciudad de Aguascalientes (Zermeño et al., 2004)

Estación	1985	1993	1998	2003	Desnivel	Velocidad
1 Grieta del Valle	99.35	99.12	99.11	98.80	0.55	0.031
2 Jardines de la Asunción	98.91	98.82	98.79	98.76	0.15	0.008
3 Grieta Centro	99.71	99.62	99.61	99.58	0.13	0.007
4 Grieta Zona Militar	97.90	97.78	97.64	97.56	0.34	0.019
5 Grieta San Cayetano	99.19	99.03	98.85	98.81	0.38	0.021
6 Grieta IV Centenario	98.36	98.10	97.80	97.60	0.76	0.042
7 Grieta Universidad	98.10	98.82	98.79	98.76	0.07	0.004

El INEGI, en atención a la solicitud de la Universidad Autónoma de Aguascalientes, lleva a cabo el monitoreo de distintos puntos en todo el Valle de Aguascalientes (INEGI, 2013). En el periodo 2003-2004 reporta un asentamiento de 15 cm/año al noreste de la Ciudad. En este mismo punto, para el periodo 2004-2006, registra un hundimiento de 10 cm/año, mientras que para los años 2011-2013, los valores de hundimiento disminuyen a 5 cm por año.

En la estación instalada en el edificio sede del INEGI, también se observó un decremento en la tasa de subsidencia, ya que a principios de la década pasada era de cerca de 10 cm/año y para el periodo 2011-2013 se calculó en 3 cm/año. Algunos otros puntos de monitoreo también muestran un leve decremento en la tasa,

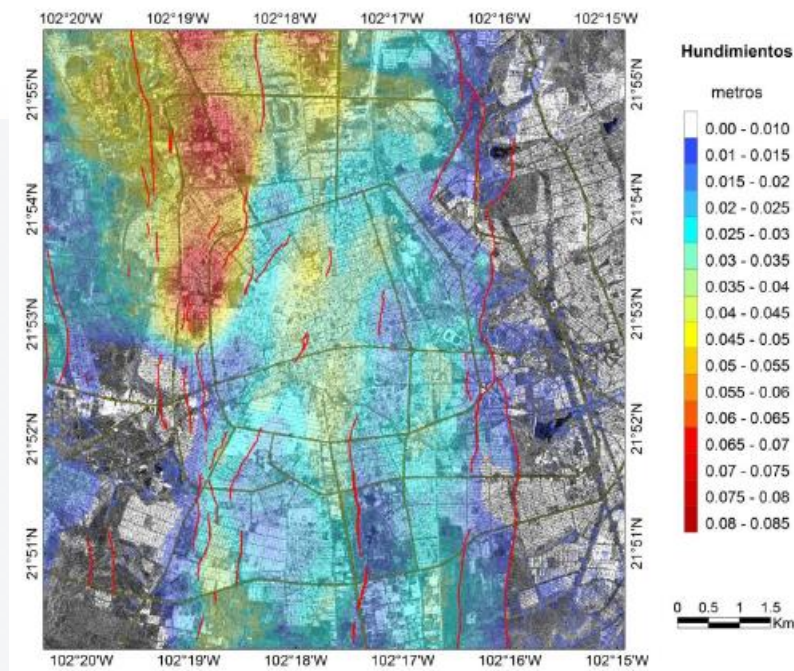


Figura 13 Hundimientos registrados mediante interferometría en la ciudad de Aguascalientes en el periodo Febrero 2011-Marzo 2012 (INEGI, 2013)

Por su parte (Soto, 2013) realiza un levantamiento topográfico de 16 monumentos. En este levantamiento toma en cuenta únicamente la componente vertical del desplazamiento. De su levantamiento obtiene un desplazamiento vertical promedio de $2.8 \text{ cm} \pm 0.8 \text{ cm}$ por año para el periodo 2007-2011.

De lo expuesto anteriormente, podemos concluir que el hundimiento en el valle es cada vez menor.

2.1.4.3 Principales afectaciones en el estado de Aguascalientes.

El primer reporte de grieta en el valle de Aguascalientes se originó debido al daño causado en construcciones a finales de los años 70. Al año 2009 se tenían registradas por lo menos 216 grietas y fallas superficiales, las cuales suman en total

casi 324 km, ocasionando daños en casi 1900 inmuebles (SIFAGG, 2009). En la tabla 3 se muestran el número de fallas de cada municipio, su longitud acumulada y los inmuebles afectados.

Tabla 3 Fallas registradas en el Estado de Aguascalientes (SIFAGG, 2009)

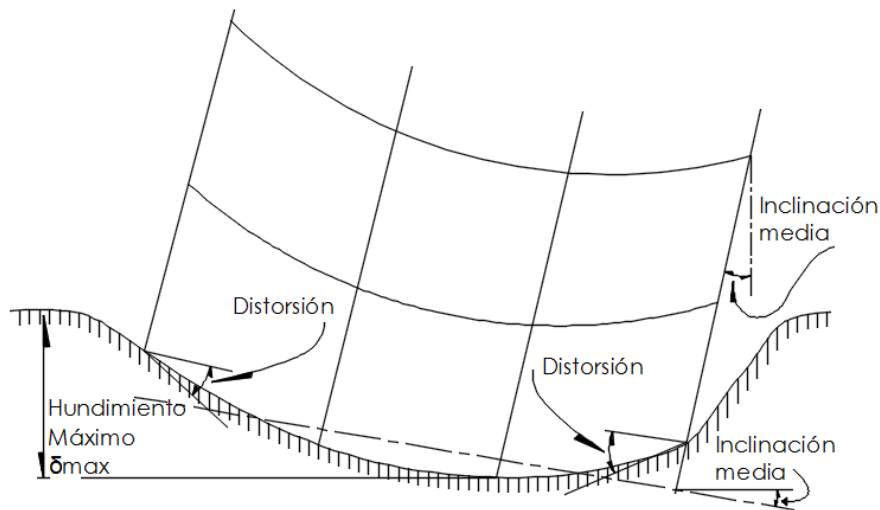
Ciudad	Habitantes	No de fallas	Long. De fallas (m)	Inmuebles afectados
Aguascalientes	75 1497	66	83 545.62	1438
Asientos	41 246	3	7 718.10	0
Cosío	14 040	15	30 620.06	35
Jesús María	88 629	48	60 473.24	183
Pabellón de A.	40 357	37	43 534.22	86
Rincón de Romos	46 618	28	47 275	35
San Francisco	31 597	13	25 231.4	88
Tepezalá	17 474	6	25 562	0
TOTALES	1 031 458	216	323 959.64	1865

Además del daño provocado en viviendas, también se ha observado que las fallas superficiales han afectado a la infraestructura urbana (calles, carreteras, tuberías de agua potable y drenaje, etc.). También se pueden observar daños en edificios con valor histórico como iglesias, museos, palacios, etc.

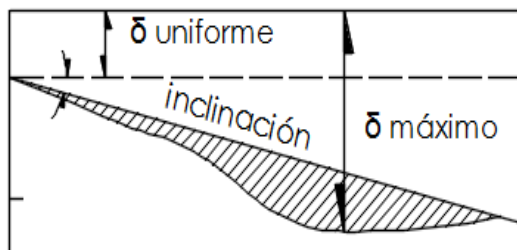
2.1.5 Efectos de subsidencia en la mampostería.

Las acciones en una estructura son las solicitaciones a que puede estar sometida. Entre éstas se encuentran, por ejemplo, el peso propio, las cargas vivas, las presiones por viento, las aceleraciones por sismo y los asentamientos. La respuesta de una estructura, o de un elemento, es su comportamiento bajo una determinada acción. Puede expresarse como deformación, agrietamiento, durabilidad, vibración. Desde luego, la respuesta es función de las características de la estructura, o del elemento estructural considerado.

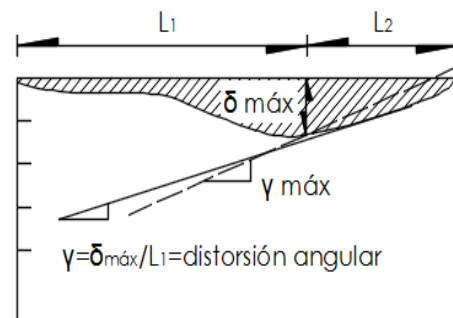
Como se ha mencionado anteriormente, los asentamientos de los apoyos producen fuerzas internas en la estructura, cuando esta es hiperestática. Los daños por hundimientos en una construcción dependen de la configuración de los asentamientos diferenciales. Esta configuración se muestra gráficamente en la figura 14. La curva de asentamientos puede considerarse formada por tres componentes: un asentamiento uniforme de toda la estructura (figura 14b), más un giro de la estructura como cuerpo rígido lo cual da origen a una inclinación o desplome de la misma, y los asentamientos diferenciales entre los apoyos (figura 14c).



a) Esquema de hundimiento de una estructura



b) Hundimientos totales



c) Asentamientos diferenciales

Figura 14 Asentamientos totales y diferenciales de una estructura

Los índices de asentamientos en que se basan los requisitos reglamentarios se muestran en la figura 14 y son: el hundimiento máximo, la inclinación media y la distorsión angular. La tabla 4 muestra los límites establecidos por el Reglamento de Construcción del DF para cada tipo de hundimiento. Los valores admisibles dependen de la habilidad que muestran diferentes tipos de estructuras y materiales para disipar las fuerzas internas debidas a las distorsiones, por su flexibilidad y por sus deformaciones diferidas.

Más importante que la magnitud del asentamiento diferencial, lo que se correlaciona con los efectos en la estructura es la distorsión angular, es decir, la relación del asentamiento diferencial entre dos puntos entre la distancia entre ellos. La velocidad con que ocurren los asentamientos influye en la gravedad de sus efectos sobre la estructura. Para mismas magnitudes de hundimientos pueden ocurrir mayores o menores daños, dependiendo de la velocidad de desarrollo.

Como se aprecia en los valores de la tabla 4, los elementos más sensibles a las distorsiones angulares son los muros de mampostería.

Tabla 4 Límites máximos para movimientos y deformaciones según el RCDF

a) Movimientos verticales (hundimientos o emersión)		
Concepto		Límite
Valor medio en el predio	construcciones aisladas	30 cm
	hundimiento	15 cm
	construcciones colindantes	
	emersión	30 cm
Velocidad del componente diferido		1 cm/seg
b) Inclinación media		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100+3h)$ por ciento	H=altura de la construcción, en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas		
Tipo de estructura o elemento	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamientos diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamientos diferencial y el claro	0.004
Marcos de carga de ladrillo recocido o bloque de cemento	Relación entre el asentamientos diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamientos diferencial y el claro	0.001 Se toleran valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentran desligados de los muros
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamientos diferencial y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.004



2.2 Mampostería.

2.2.1 Estructuras de mampostería a través del tiempo.

La historia de la humanidad va de la mano con su necesidad de tener un lugar en donde protegerse de las incidencias de la naturaleza. Desde épocas remotas, el hombre ha buscado para ello, materiales accesibles que sean fáciles de utilizar y que proporcionen la mayor comodidad.

Las piezas de barro formadas a mano y secadas al sol, así como el mortero de barro, permitieron a los sumerios, hacia el cuarto milenio antes de cristo, realizar las primeras construcciones de adobe, siguiendo la forma que permitían los antiguos materiales.

Las culturas mesoamericanas lograron desarrollos sorprendentes en la construcción, cuyos vestigios aún son admirados y estudiados. Sus creencias y organización les llevo a crear una arquitectura monumental basada principalmente en las construcciones de mampostería con piezas naturales y artificiales, ejemplo de ello son las grandes pirámides, muros de contención y edificios cubiertos como el templo de Quetzal-Mariposa en Teotihuacán.

En Egipto, se optó por las grandes obras de roca traída de las montañas a lo largo del río Nilo, las cuales eran labradas en grandes piezas y unidas con morteros de yeso y cal.

En la mayoría de sus obras los romanos emplearon la piedra de su territorio para la construcción, y en algunos casos piedra importada de Grecia y Egipto. Aunado a esto emplearon la mampostería de ladrillos de arcilla. A esta tecnología aportaron una nueva racionalidad y la invención del mortero de cemento y el concreto, lo cual llevó al desarrollo de nuevos sistemas de construcción de muros los cuales eran más económicos y fáciles de levantar.

En Europa Occidental la mampostería fue importante para controlar los incendios que acababan con las ciudades medievales. Por ejemplo, en 1666 Londres reemplazó la madera en sus construcciones por la mampostería.

La gran muralla China, de 9 metros de altura está construida en gran parte con ladrillos de arcilla unidos con mortero de cal. Por su parte los árabes emplearon la mampostería para la construcción de las mezquitas y minaretes.

Con la revolución industrial, en el siglo XVIII, se extendió el uso de los ladrillos de arcilla en la mampostería. En las colonias norteamericanas se realizaron grandes producciones de ladrillos de arcilla para la edificación de las viviendas.

Entre finales del XVIII y el siglo XIX, en Europa se dan los siguientes avances: se inventa y patenta el cemento portland; se inventa la máquina para extruir ladrillos de arcilla; se usa por primera vez mampostería reforzada; se inventa el horno de producción continua; se inventa el bloque de concreto, el ladrillo silico-calcáreo y el concreto armado.

Por su parte, México cuenta con una larga y destacada trayectoria en el empleo de la mampostería en la construcción. Aún existen extraordinarias obras de las diferentes culturas prehispánicas; también grandes edificios civiles y religiosos de la colonia todavía permanecen erguidos. El material está fuertemente arraigado y es producto de gran aceptación, especialmente para la vivienda, siendo esta aceptación el freno hacia el empleo de otras técnicas de construcción más modernas.

2.2.2 Descripción general de la mampostería.

La mampostería es un material no homogéneo, compuesto por tres componentes esenciales: las unidades, el mortero y la interfaz. Debido a las propiedades particulares de cada elemento y a su comportamiento en conjunto, se ha podido proyectar y construir desde épocas antiguas y hasta la actualidad.

La mampostería presenta diferentes propiedades en función de la dirección en la que estén orientadas las juntas de mortero, ya que estas constituyen planos de debilidad (Lourenco, 1998; Mann & Müller, 1982; Meli & Hernández, 1975). El fallo de las estructuras de mampostería va precedido generalmente por un desarrollo masivo de fisuración en dichas juntas, por lo que estas son limitantes de la capacidad resistente final.

Las propiedades de los materiales son determinadas a partir de ensayos experimentales individualizados de cada una de las partes que conforman la mampostería. Las propiedades mecánicas del sistema en conjunto son más variables y difíciles de predecir que las de otros materiales estructurales como el

concreto reforzado o el acero, esto debido al poco control que se tiene sobre las propiedades de los materiales componentes y sobre los procedimientos de construcción empleados.

2.2.2.1 Unidades o piezas.

Es el componente básico para la construcción de mampostería, que según su origen puede ser clasificado como natural o artificial. Existen una gran cantidad de piezas de artificiales que se utilizan en la construcción. Estas difieren entre sí tanto por la materia prima utilizada, como por sus características geométricas y los procedimientos de fabricación empleados.

Es recomendable que las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería cumplan los requisitos de calidad para cada material especificados en las Normas Mexicanas (NMX).

Tabla 5 Normas de calidad que deben cumplir las piezas para mampostería

Norma	Pieza
NMX-C-006	Ladrillos, bloques cerámicos de barro, arcilla y/o similares.
NMX-C-010	Bloques, ladrillos o tabiques y tabicones de concreto.
NMX-404-ONNCE	Bloques, tabiques, ladrillos y tabicones para uso estructural.

Los ladrillos presentan un comportamiento típico elástico frágil, pero no necesariamente homogéneo o isótropo. Las propiedades mecánicas están intrínsecamente relacionadas con la naturaleza del material y, en el caso de construcciones históricas, de la acción del tiempo en ellas. Sus propiedades más importantes en el aspecto de análisis estructural son las siguientes:

- Peso específico γ_b :

Este determina la mayoría de las cargas gravitacionales, las cuales suponen la mayor sollicitación en estructuras masivas. Las NTCDF contemplan valores que van desde 1300 kg/m³ para tabique de barro recocido a 1700 kg/m³ para bloques de concreto.

- Resistencia a la compresión f_p *:

La resistencia a compresión de los ladrillos depende fundamentalmente de su composición y proceso de cocido. La resistencia se determinará para cada tipo de piezas de acuerdo al ensaye especificado en la norma NMX-C-036.

La resistencia a compresión constituye un índice de calidad de la pieza y se utiliza para deducir otras propiedades mecánicas. Las (NTCDF, 2004) proporcionan resistencias a compresión (f_m^*) y a cortante (v_m^*) para la mampostería de acuerdo a la resistencia de las siguientes piezas:

- a) Tabique de barro recocido, $f_p^* > 60 \text{ kg/cm}^2$
- b) Tabique de barro con huecos verticales, $f_p^* > 120 \text{ kg/cm}^2$
- c) Bloque de concreto tipo pesado, $f_p^* > 100 \text{ kg/cm}^2$
- d) Tabique de concreto (tabicón), $f_p^* > 100 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a tensión y resistencia a flexotensión:

La baja capacidad para resistir tensión es una característica definitoria de la unidad. Sin embargo, esta falta de resistencia de la pieza no implica que la mampostería como compuesto no la posea.

La resistencia a tensión está relacionada con la resistencia a flexotensión y con las dimensiones de la probeta a ensayar. La determinación directa de la resistencia a tensión presenta problemas prácticos por lo que es más común relacionarla con la resistencia a flexotensión. La norma Española EHE (1999) propone la siguiente fórmula:

$$f_{tb} = f_{xb} \frac{1.5(h/100)^{0.7}}{1 + 1.5(h/100)^{0.7}}$$

En varias ocasiones se utilizan métodos "intuitivos" que establecen el valor de la resistencia a tensión como un porcentaje de la resistencia a compresión (5-10%).

- Módulo de elasticidad E_p :

La deformabilidad de la mampostería se debe principalmente a la participación del mortero, siendo este su componente menos rígido. Aun así, resulta interesante conocer el módulo de elasticidad de la pieza ya que la relación de rigideces entre piezas y mortero es un parámetro que define el comportamiento de la mampostería como compuesto.

- Coeficiente de Poisson ν_b :

Este parámetro influye en la deformabilidad relativa y aparece nominalmente en ciertos modelos analíticos del comportamiento de la mampostería. En la literatura comúnmente se encuentran valores de 0.15 a 0.2 para piedra y de 0.10 a 0.15 para el ladrillo.

2.2.2.2 El mortero.

El mortero es una mezcla plástica aglomerante que resulta de combinar arena y agua con un material cementante que puede ser cemento, cal o una mezcla de estos materiales. Es usual la fabricación de morteros con menores resistencias que las del ladrillo ya que la fabricación de uno de alta resistencia no es tan importante como el de la obtención de una unión sólida entre éste y el ladrillo.

El mortero es un material que presenta comportamiento perfectamente plástico en el momento de su colocación, endurecimiento a las pocas horas y que adquiere rigidez y resistencia a lo largo del tiempo. Es el componente más débil de la mampostería, el menos rígido, responsable de la mayor parte de la deformación instantánea y prácticamente toda la deformación diferida. Su función en la mampostería obedece a satisfacer 3 condiciones:

- Rellenar las juntas impidiendo el paso del agua.
- Regularizar el asiento entre bloques o unidades y repartir uniformemente las cargas.
- Colaborar, en su caso, a conducir las solicitaciones horizontales hasta la cimentación.

Las propiedades mecánicas de los morteros son muy variables y dependen principalmente del tipo de cementante utilizado y de la relación arena/cementante. Sus principales propiedades mecánicas son: su resistencia a la compresión y tensión, adherencia con la unidad, módulo de elasticidad, trabajabilidad, rapidez de fraguado e impermeabilidad. Otra característica importante es su retención de agua, es decir, su capacidad para evitar que la unidad absorba el agua necesaria para el fraguado del mortero.

- Resistencia a la compresión f_j *:

Es el índice de resistencia generalmente aceptado y se obtiene según la (NMX-C-061-ONNCCE, 2010) mediante el ensaye de muestras cúbicas de 5 cm de lado. Existen recomendaciones de clasificación para los morteros donde su resistencia depende de la dosificación empleada, ver tabla 6 (NTCDF, 2004).

- Módulo de elasticidad E_j :

El módulo de elasticidad varía entre 10,000 y 50,000 kg/cm² y el peso volumétrico es de aproximadamente 2 T/m³

- Coeficiente de Poisson ν :

El coeficiente de Poisson del mortero es muy dependiente del estado de esfuerzos. Suele determinarse su valor en ensayos uniaxiales. Sin embargo suele tomarse un valor de 0.2 como referencia.

Tipo de mortero	Partes de cemento	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal	Partes de arena	Resistencia nominal en compresión (kg/cm ²)
I	1	-	0 a 1/4	No menos de 2.5 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	125
	1	0 a 1/2	-		75
II	1	-	1/4 a 1/2		40
	1	1/2 a 1	-		
III	1	-	1/2 a 1 1/4		

Tabla 6 Proporcionamientos recomendados para mortero en elementos estructurales (NTCDF, 2004)

2.2.2.3 Interfase ladrillo-mortero.

La adherencia entre el mortero y las piezas de mampostería es de naturaleza mecánica. Cuando el mortero se pone en contacto con la pieza de mampostería, ésta succiona lechada que penetra por los poros capilares de la pieza, que al cristalizar forma la trabazón mecánica, que es la base de la adhesión entre ambos elementos. En la figura 15 se muestra el proceso antes descrito.

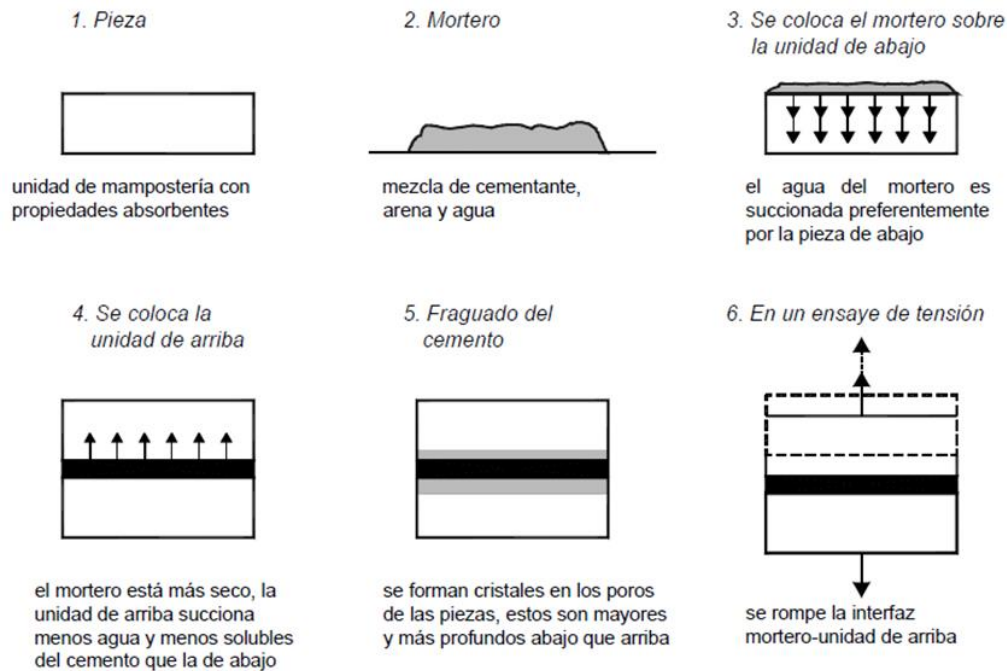


Figura 15 Mecánica de la adherencia entre piezas y mortero (Fundación ICA, 2003)

Como es sabido, la mampostería está definida por tres componentes: la unidad, el mortero y la interfase unidad-mortero, siendo esta última muy a menudo el componente más débil. La respuesta no-lineal de las juntas, la cual está controlada entonces por la interfase unidad-mortero, es una de las características más importantes del comportamiento de la mampostería. Dos tipos diferentes de falla caracterizan el comportamiento de la interfase unidad-mortero, uno está asociado con la falla a tensión (modo I), y el otro con la falla a cortante (modo II).

2.2.2.3.1 Fisuración por tensión (modo I).

En la figura 16 se muestran diferentes pruebas que se han utilizado para reproducir el comportamiento a tensión de la interfase unidad-mortero:

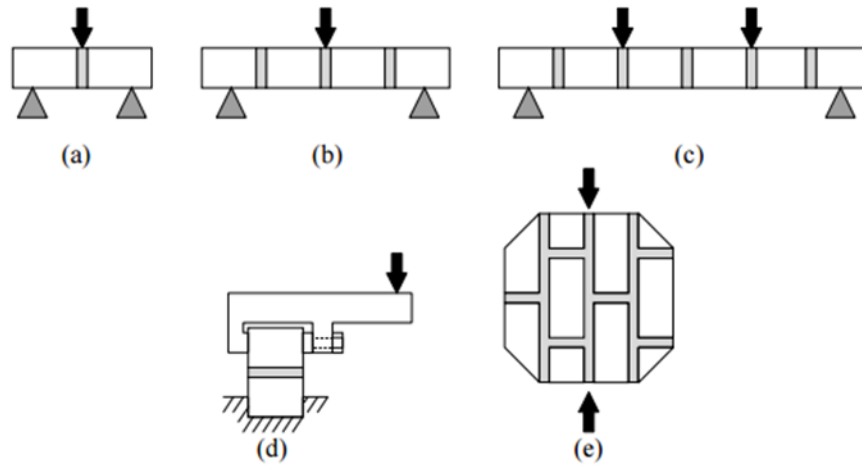


Figura 16 Posibles pruebas para evaluar el comportamiento a tensión de las juntas (Lourenco, 1998).

(Pluijm, 1992) llevó a cabo pruebas de deformación controlada en pequeños especímenes de mampostería de arcilla y silicato de calcio, tanto el mecanismo utilizado como los resultados se pueden observar en la figura 17. Estos ensayos resultaron en una curva exponencial para el reblandecimiento por tensión con una energía de fractura en modo I G_f^I en el rango de 0.005 a 0.02 Nmm/mm² para una resistencia a tensión en el rango 0.3 a 0.9 N/mm² de acuerdo a la combinación unidad-mortero. Esta energía de fractura está definida como la cantidad de energía necesaria para crear un área unitaria de una fisura a lo largo de la interfase unidad-mortero. Un acercamiento de los especímenes ensayados reveló que el área de contacto era más pequeña que sus áreas transversales. Para un muro la superficie de contacto debe ser corregida de acuerdo a un número menor del margen, ver la figura 18.

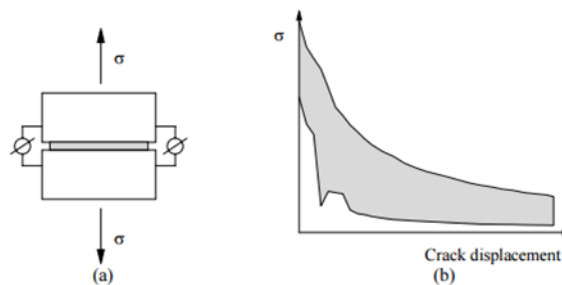


Figura 17 Ensayo a tensión directa: a) Especímen de prueba; b) Diagrama experimental tensión-deformación de la fisura, representado en forma de envoltura (Lourenco, 1998).

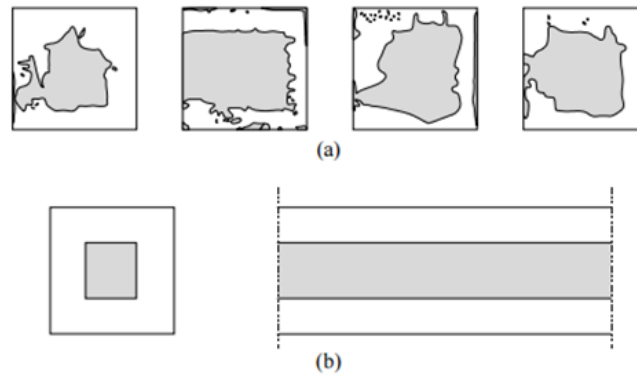


Figura 18 Superficie de contacto de tensión: a) superficie neta a tensión de los especímenes; b) extrapolación de área neta de contacto (Lourenco, 1998)

2.2.2.3.2 Fisuración por cortante (modo II).

Un aspecto importante en la determinación de la respuesta a cortante es la capacidad del mecanismo de ensayo para generar un estado uniforme de esfuerzos en las juntas. Este objetivo es difícil de lograr ya que las restricciones de equilibrio introducen esfuerzos normales no uniformes en las juntas.

(Pluijm, 1992) realizó una completa caracterización del comportamiento a cortante de la mampostería de piezas de arcilla y silicato de calcio. Las pruebas mostradas en la figura 19 permiten mantener una presión de confinamiento normal sobre el cortante.

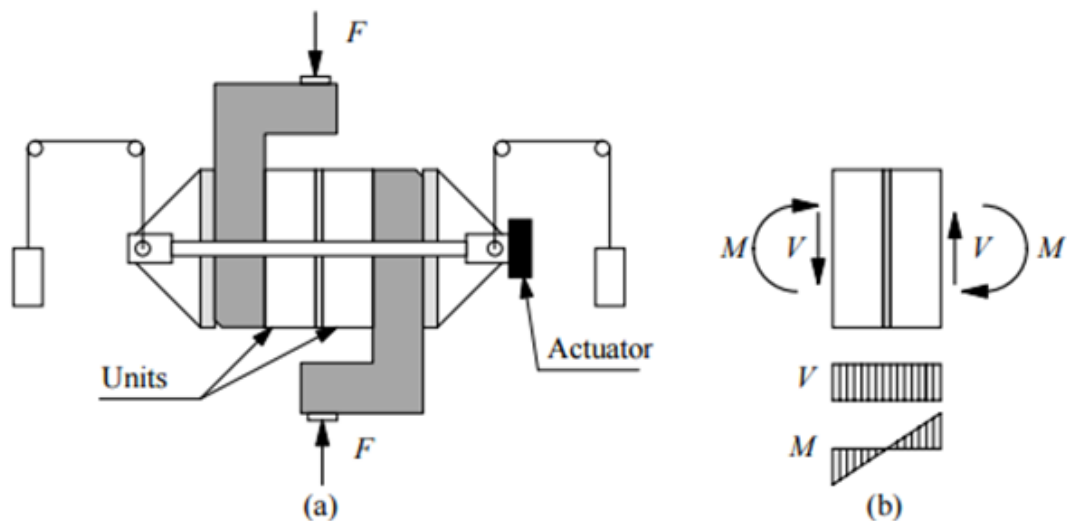


Figura 19 Prueba para obtener el comportamiento a cortante: a) espécimen listo para ser ensayado; b) fuerzas aplicadas durante el ensayo. Adaptado de (Lourenco, 1998)

A partir de este ensayo con probetas confinadas y bajo diferentes niveles de carga, Pluijm pudo establecer el comportamiento real de la interfase junta-mortero para el caso de las sollicitaciones tangenciales. Cabe destacar que en muchos de los ensayos con alto nivel de confinamiento en el ensayo a corte, el mecanismo de fallo en la interfase va acompañado de una fisuración diagonal de los bloques de ladrillo.

La energía de fractura asociada a mecanismos de corte (modo II) G_f^{II} , presenta valores que van desde 0.01 a 0.25 Nmm/mm² para valores de cohesión inicial de entre 0.1 a 1.8 N/mm².

2.2.3 Propiedades mecánicas de la mampostería.

La mayoría de las estructuras que incluyen a la mampostería como uno de sus componentes, se encuentran sollicitadas por un estado de esfuerzos principalmente de compresión. Sin embargo, resulta importante conocer el comportamiento de la mampostería ante otras sollicitaciones.

Podemos mencionar una serie de propiedades que definen a la mampostería como material compuesto, las cuáles mostrarán una forma de comportamiento según el estado de esfuerzos en el que se encuentre.

2.2.3.1 Comportamiento bajo cargas de compresión uniaxial.

El estado de compresión uniaxial es el caso que más atención ha recibido en el área para establecer una relación directa entre la resistencia a la compresión de la mampostería como conjunto con las propiedades individuales de los materiales que forman la parte. En todas las propuestas planteadas se ha aceptado que la diferencia entre las características de la deformación de la unidad y el mortero, siendo mucho más rígida la primera, son la fuente generadora del fallo. Como consecuencia de aplicar una carga de compresión uniaxial en dirección perpendicular a las juntas horizontales, se genera en el mortero un estado de compresión triaxial y en la pieza un estado de compresión vertical y tensiones en su plano horizontal, ver figura 20.

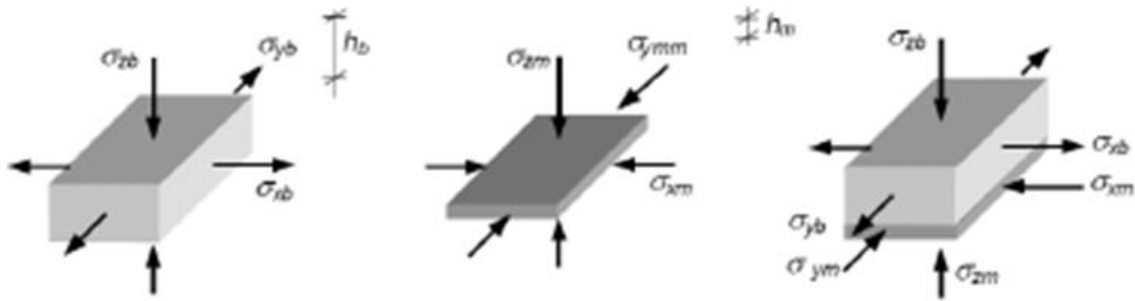


Figura 20 Estado de esfuerzos en la pieza y en el mortero que componen la mampostería cuando se encuentra sometida a compresión. Adaptado de (Vlviestas, 2009).

(Khoo y Hendry 1973) realizaron una serie de ensayos en los que se evaluaba la resistencia de las unidades a compresión/tensión y el mortero a compresión triaxial. En estos ensayos encontraron que la envolvente de rotura de las unidades era convexa hacia el origen. Con las envolventes de rotura para pieza y mortero establecidas, Khoo y Hendry definen el punto de rotura de la mampostería en el plano $\sigma_z - \sigma_{xb}$ como la intersección de las envolventes de ambos componentes como se observa en la figura 21:

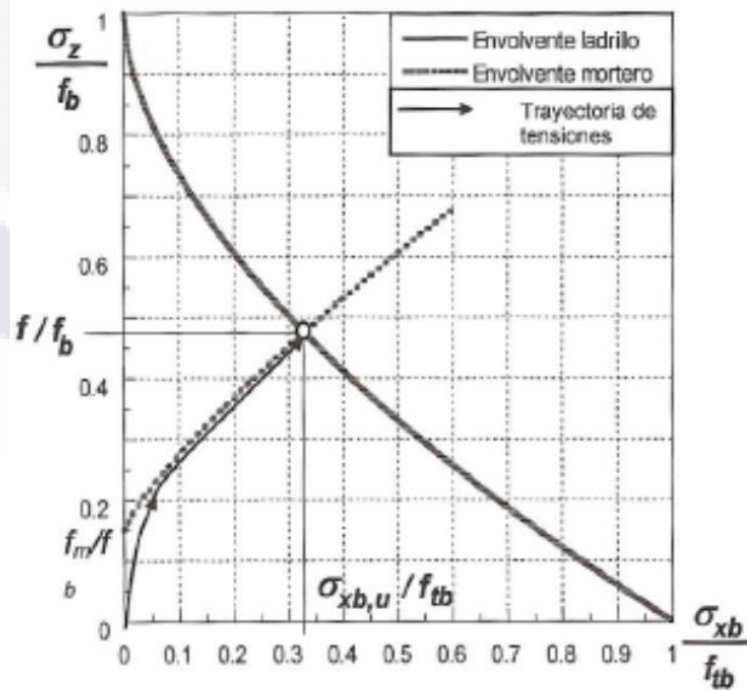


Figura 21 Punto de rotura de un prisma mampostería en la intersección de las envolventes de sus componentes.

(Mann y Betzler 1994) observaron que inicialmente aparecían fisuras verticales en los ladrillos a lo largo de las líneas medias de las piezas, que generalmente coincidían con la continuación de las juntas verticales del mortero. A medida que crece la deformación van generándose fisuras adicionales, normalmente verticales en pequeñas zonas de la pieza, que llevan al fallo por deslizamiento de las fisuras en la pieza.

El ensayo más comúnmente usado para determinar la resistencia a compresión uniaxial de la mampostería en dirección normal a las juntas horizontales consiste en un prisma con elementos apilados, figura 22a. Sin embargo son inciertos los valores obtenidos con este tipo de ensayos. Un ensayo mejor aceptado es el llamado de RILEM mostrado en la figura 22b. Este tipo de ensayo es relativamente más largo y costoso de ejecutar. En la figura 22c se observan algunos diagramas carga-desplazamiento, donde se aprecia que incrementos en la resistencia a compresión uniaxial del mortero (f_{m0}) conducen a un comportamiento más frágil. El tamaño de la probeta y sus condiciones de contorno influyen en la capacidad resistente y el mecanismo de fisuración de la mampostería bajo cargas de compresión uniaxial.

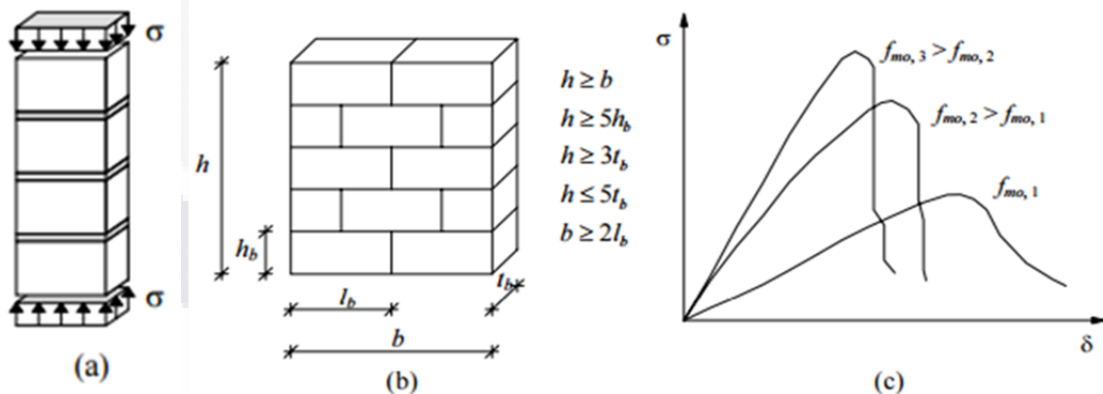


Figura 22 Comportamiento a compresión uniaxial perpendicular a las juntas horizontales: a) pila de unidades y mortero; b) probeta para el ensayo RILEM; c) diagramas típicos experimentales esfuerzo-deformación para diferentes valores de la resistencia del mortero. Adaptado de (Lourenco, 1998).

La resistencia a compresión perpendicular a las juntas horizontales es generalmente presentada como la más importante propiedad estructural de la mampostería, ya que es una propiedad fácil de terminar experimentalmente y en la que se basan gran cantidad de criterios que describen su comportamiento.

2.2.3.2 Comportamiento bajo cargas de tensión uniaxial.

En el caso de cargas de tensión perpendiculares a las juntas horizontales, la falla es generalmente causada por la baja resistencia de la unión entre la junta y el tabique, siendo la resistencia de esta interfase un factor determinante en la mampostería. Como una aproximación no rigurosa, la resistencia a tensión de la mampostería puede tomarse como la resistencia a tensión de la unión ladrillo-mortero. Sin embargo en el caso de mampostería en que la junta presenta una alta resistencia a la tensión y la unidad presenta baja resistencia, como es el caso de morteros de alta resistencia en conjunto con piezas multiperforadas, la falla por tensión puede presentarse antes en la unidad que en la interfase.

Cuando un muro de cortante se encuentra sometido a un estado de pre-compresión considerablemente alto, la resistencia a tensión de las unidades cobra un papel importante ya que el fallo del muro se produce por la fisuración de las unidades como consecuencia de que el cortante y los esfuerzos de compresión generan esfuerzos de tensión principales que alcanzan el valor de la resistencia a tensión de la unidad antes que al valor de la fricción.

Un adecuado procedimiento para obtener la resistencia a tensión paralela a las juntas horizontales es descrito por (Backes 1985), ver figura 23. Este consistía en probetas de cuatro hiladas, sometidas a cargas de tensión paralelas a las juntas horizontales, obteniendo así las curvas carga-desplazamiento, figura 24. Observó dos tipos de fallos dependiendo de la resistencia relativa entre unidades y mortero. Una primera en diagonal escalonada a través de las juntas horizontales y verticales, y la segunda con fisuras prácticamente verticales a través de las unidades y juntas verticales.

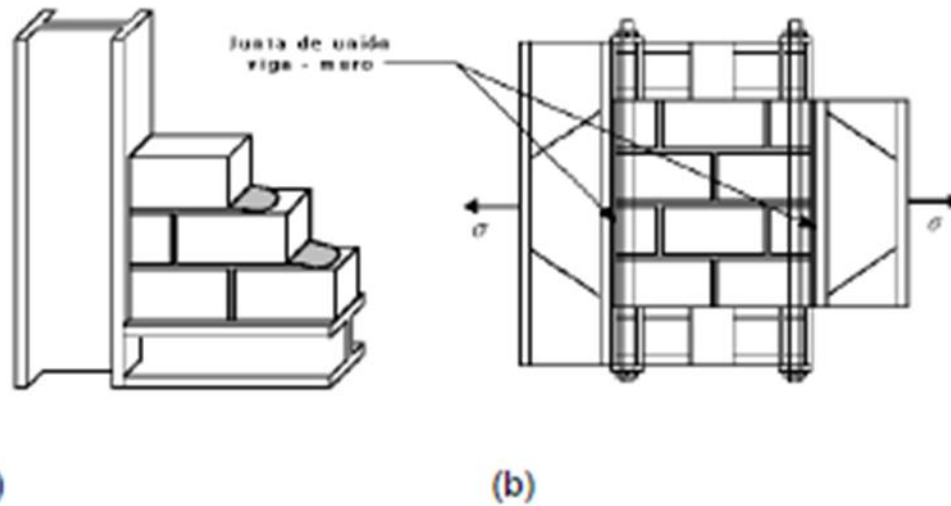


Figura 23 Ensayo para evaluar la resistencia a tensión de la mampostería paralela a las juntas horizontales, Backes (1985): a) fabricación del panel a ensayar; b) panel antes de ser girado 90° para su ensayo. Adaptado de (Vlviescas, 2009)

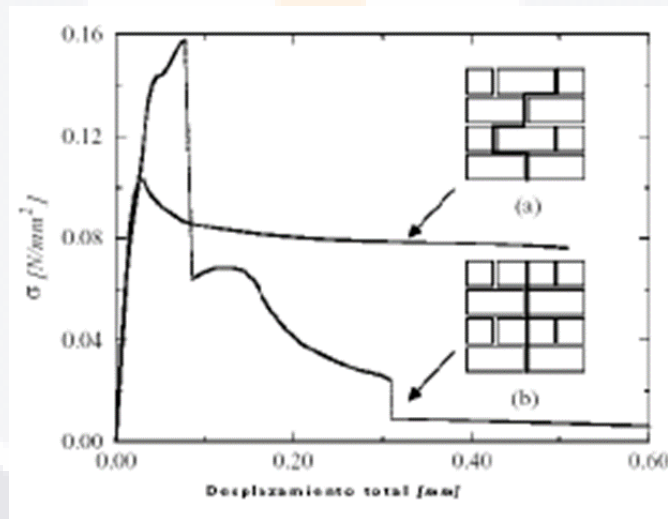


Figura 24 Diagramas experimentales típicos tensión-desplazamiento para tensión paralela a las juntas horizontales, Backes (1985): a) falla por diagonal escalonada; b) falla vertical a través de las juntas verticales y las unidades. Adaptado de (Vlviescas, 2009).

2.2.3.3 Comportamiento bajo cargas de cortante.

En su trabajo, (Mann y Müller 1982), establecieron que el comportamiento a cortante caracteriza en gran medida el tipo de fallo en muros sometidos a esfuerzos biaxiales, al encontrarse altamente influenciado por el nivel de esfuerzos de compresión normales a las juntas horizontales.

Este fenómeno está caracterizado por diferentes tipos de ensayos, figura 25, aunque es difícil su realización al tener que conseguir un estado uniforme de esfuerzos de compresión en las juntas horizontales. (Pluijm, 1992) desarrolló una serie de campañas experimentales con el objetivo de relacionar la resistencia a cortante bajo un estado previo de compresión.

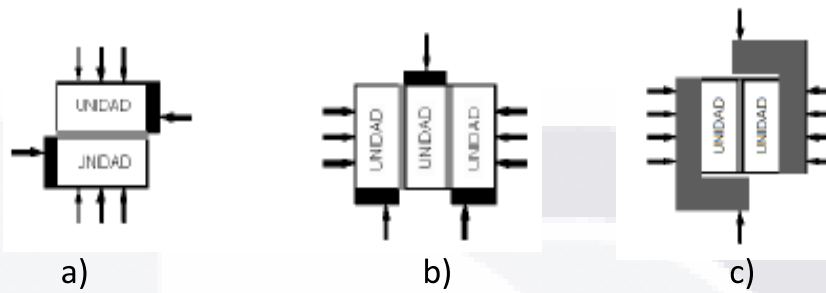


Figura 25 Ensayos establecidos por cargas de corte y compresión: a) ensayo de un par; b) ensayo de un triplete; c) ensayo propuesto por (Pluijm, 1992).

2.2.3.4 Comportamiento biaxial.

La caracterización del comportamiento biaxial de la mampostería presenta grandes dificultades debido a su carácter no lineal y anisótropo. Esta anisotropía se debe principalmente a la relativa debilidad del mortero con respecto a las unidades, y a la propia anisotropía de éstas.

Los estudios experimentales que se han efectuado sobre este tema hasta la fecha son pocos, posiblemente debido a la complejidad y a la gran cantidad de ensayos necesarios. La campaña experimental más significativa donde se obtuvieron los resultados más completos fue la realizada por (Page 1980, 1981, 1983), y desde la cual diversos investigadores han publicado diversos criterios de comportamiento biaxial.

2.2.3.4.1 Criterios de rotura biaxial.

La orientación de los esfuerzos en la mampostería con respecto a la orientación de las juntas afecta sensiblemente la resistencia de ésta. Esta anisotropía se debe principalmente a la relativa debilidad del mortero en comparación con las piezas. Así, para determinar un criterio de rotura se debe

definir una superficie tridimensional en términos de los dos esfuerzos principales ($\sigma_1 > \sigma_3$) y su orientación con respecto a las juntas horizontales (θ), o bien los esfuerzos normales y paralelos a las juntas (σ_n y σ_p) más el esfuerzo tangencial en las juntas (τ), ver figura 26:

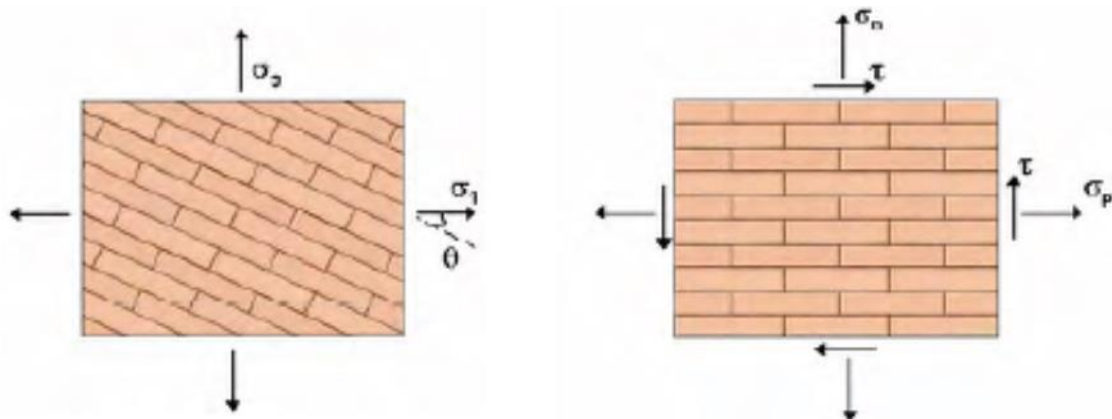


Figura 26 Formas para definir criterios de rotura biaxial para la mampostería

2.2.3.4.1.1 Criterio de Morh-Coulomb.

Fue formulado por Coulomb en 1773 y desarrollado por Morh en 1882. Depende de dos parámetros fundamentales: la cohesión (c), y el ángulo de rozamiento interno entre partículas (ϕ). La resistencia en un punto crece con el rozamiento entre partículas (τ) y este a su vez depende del esfuerzo normal (σ_n) y de la cohesión (c) entre ellas. Así, el esfuerzo tangencial está dado por la expresión:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

La figura 27 representa el estado de esfuerzos en un punto, según el criterio desarrollado por Morh-Coulomb, donde σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales.

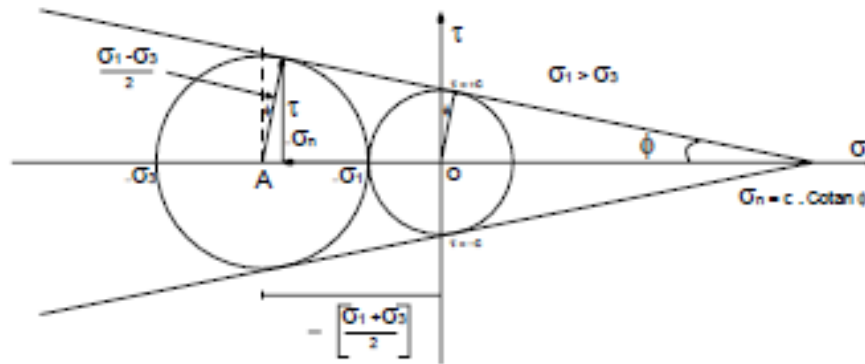


Figura 27 Representación plana del estado de esfuerzos en un punto según el criterio de Mohr Coulomb. Adaptado de (Charry, 2009)

A pesar de ser un criterio clásico, ha sido ampliamente utilizado debido a la fácil obtención de los parámetros de cohesión y ángulo de rozamiento.

2.2.3.4.1.2 Criterio de Rankine.

Fue formulado por Rankine en 1876 y se caracteriza por depender de un solo parámetro, la máxima resistencia uniaxial de tensión (σ_{tmax}). Este criterio conduce a suponer que la fractura ocurre cuando el máximo esfuerzo principal alcanza el valor de la resistencia uniaxial a tensión, de donde:

$$\{\sigma_1, \sigma_3\} < \sigma_{tmax}$$

(Lourenco, 1996) presenta un criterio de campo compuesto, adecuado para la modelización en términos de plasticidad anisótropa, efectuando una extensión de este criterio.

2.2.3.4.1.3 Criterio de Page.

Page realizó una extensa campaña experimental a escala reducida de la mampostería de ladrillo con mortero de cemento y cal, sometidos a compresión biaxial, tensión-compresión, y tensión-tensión, variando la orientación de las juntas respecto a los esfuerzos principales, los resultados son mostrados en la figura 28. Se puede observar que tanto la orientación de los esfuerzos principales con respecto al eje del material como la relación de esfuerzos influyen considerablemente en el modo de falla y en la resistencia. Los diferentes modos de fallo son mostrados en la figura 29.

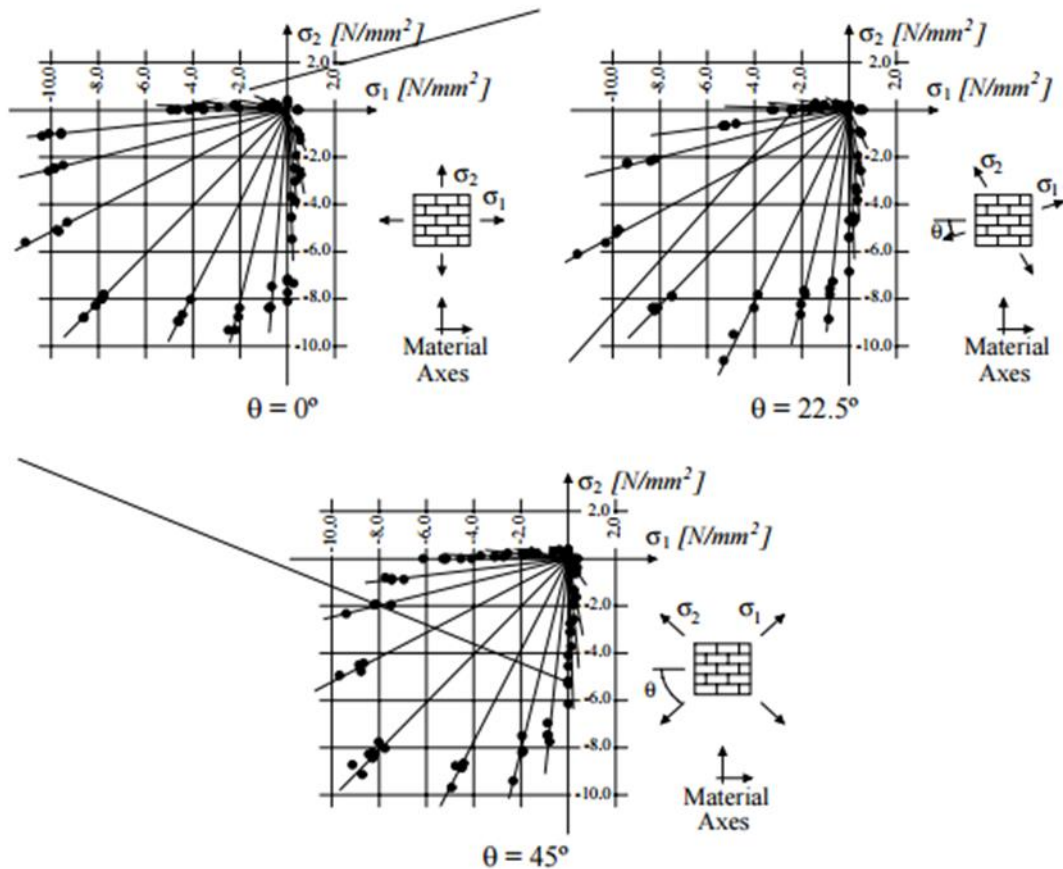


Figura 28 Resistencia biaxial de mampostería de unidades de arcilla, Page (1980). Adaptado de (Lourenco, 1998)

Para el caso de la tensión uniaxial el fallo ocurrió por la fractura y deslizamiento de las juntas horizontales. Un esfuerzo de compresión lateral disminuye la resistencia a tensión, lo cual puede ser atribuido por el daño impuesto al material como pueden ser micro-deslizamientos de las juntas o micro-grietas en las piezas. En el caso de un estado tensión-compresión la falla ocurrió por fisuración y deslizamiento únicamente de las juntas o una combinación de juntas y unidades, caso similar al observado en la compresión uniaxial. En compresión biaxial la falla ocurre típicamente por deslizamiento del espécimen a la mitad del espesor, en un plano paralelo a la superficie del muro sin importar la orientación de los esfuerzos.

Angle θ	Uniaxial tension	Tension/compression	Uniaxial compression	Biaxial compression
0°				
22.5°				
45°				
67.5°				
90°				

Figura 29 Modos de falla de mampostería de tabiques de arcilla bajo cargas biaxiales.

2.2.3.4.1.4 Criterio de Mann y Müller.

(Mann & Müller, 1982) desarrollaron una teoría para predecir de forma precisa la resistencia a cortante bajo distintas combinaciones de carga, teniendo en cuenta el efecto de la resistencia del ladrillo, tipo de mortero, coeficientes de cohesión y fricción, forma y condiciones de contorno. Esta teoría está basada en el análisis de un elemento diferencial extraído de un muro en el que se analizan los esfuerzos verticales y en todo el contorno los esfuerzos de cortante son iguales, figura 30.

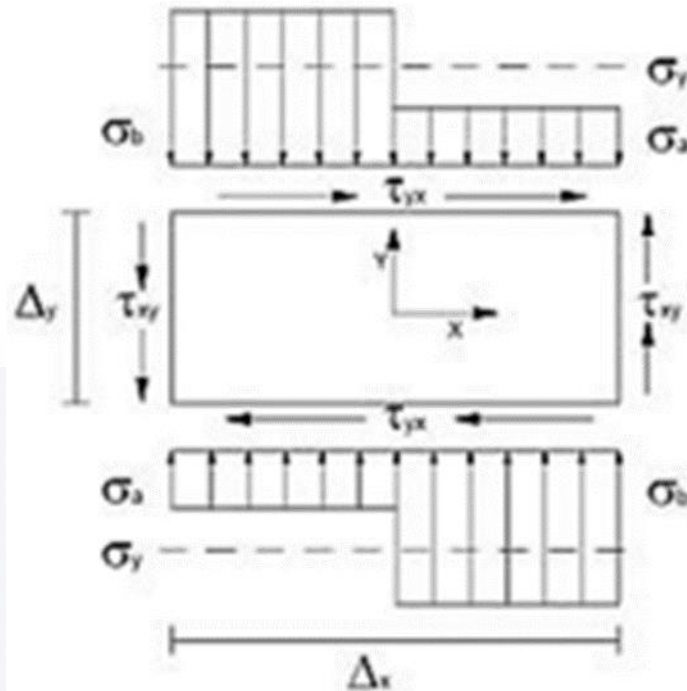


Figura 30 Esquema de esfuerzos en la unidad propuesto por Mann y Müller. (Charry, 2009) (Charry, 2009)

Su teoría predice bajo que combinación de esfuerzos σ_y y τ puede ocurrir la rotura. Asumió que las juntas verticales no eran capaces de transmitir esfuerzos de corte como consecuencia de la retracción. Los esfuerzos tangenciales que actúan en las juntas horizontales, producen un momento sobre la junta del ladrillo. El equilibrio sólo se puede conseguir con una par vertical. Se asume que la mitad del ladrillo está sujeto a un esfuerzo menor, σ_a , y la otra mitad a un esfuerzo σ_b . Este comportamiento fue comprobado mediante un modelo en el cuál las juntas eran de goma, que reproducían las deformaciones en una manera más clara.

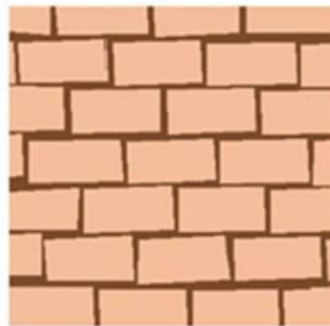


Figura 31 Modelo con juntas de espuma (Mann & Müller, 1982)

Con las consideraciones anteriores, se definieron tres criterios de rotura:

- I. Rotura en las juntas horizontales: Se produce cuando se alcanza el esfuerzo de cortante en la zona de la junta horizontal donde la compresión es menor; esta rotura se asocia a un estado de fisuración de combinación de rotura de juntas verticales y horizontales en forma escalonada, sin fractura en los ladrillos. Existe un esfuerzo tangencial dependiente de la cohesión y del coeficiente de fricción de la junta, ambos reducidos.

$$\tau = c' + \mu' \cdot \sigma_n$$

- II. Rotura por tensión en los ladrillos: Cuando el esfuerzo vertical es suficientemente alto no se llega nunca a la rotura anterior ya que el ladrillo se fractura primero. Además se asume que el esfuerzo cortante no se transmite a través de las juntas verticales, con lo cual, los ladrillos deben transferir el doble de esfuerzo a cortante.

$$\tau = \frac{f_{tb}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_y}{f_{tb}}}$$

- III. Rotura a compresión de la mampostería: Tiene lugar cuando el mayor esfuerzo de compresión (σ_b) supera la resistencia a compresión de la mampostería f_m^* , es decir, el panel llega a la rotura cuando está sometido a compresiones elevadas y el esfuerzo vertical total supera la resistencia a compresión de la mampostería.

$$\tau = (f_{cm} - \sigma_y) \frac{\Delta_x}{2\Delta_y}$$

La figura 32 resume los resultados de aproximadamente 300 muestras a escala 1:2 llevados a cabo por Mann y Müller.

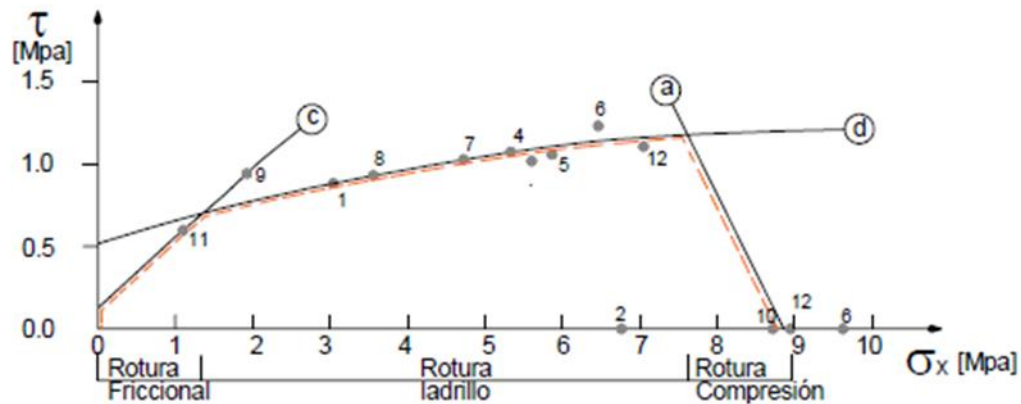


Figura 32 Envolvente de rotura realizada por (Mann & Müller, 1982)

2.2.3.4.1.5 Criterio de Lourenço.

(Lourenço, 1994, 1996) formuló un criterio adecuado para la modelización en términos de plasticidad anisótropa. Considera dos posibles mecanismos de rotura; uno asociado a un proceso de fractura denotado por el agrietamiento del material (tensión); y el otro asociado a un proceso de fractura más distribuido, que lleva al aplastamiento del material. Toma como base las siguientes consideraciones:

- Un análisis lo suficientemente ajustado de mampostería requiere de una descripción del material para todos los estados de tensión. Una representación así es poco viable, pero con este modelo se logra en gran medida tener en cuenta la anisotropía de la mampostería en base al endurecimiento y reblandecimiento del material sobre cada eje.
- No es posible una representación de una superficie de rotura en términos de esfuerzos principales o invariantes de esfuerzos. La mejor manera de representar una situación de esfuerzos planos es en términos del vector completo de tensiones $(\sigma_x, \sigma_y, \tau)$. Además. Se debe considerar los ejes definidos por las juntas horizontales (X) y por las juntas verticales (Y).
- Una superficie ajustada a valores experimentales podría llevar a reglas extremadamente complejas de endurecimiento y reblandecimiento.

- El camino a seguir es la extensión de las formulaciones convencionales para materiales isotrópicos cuasi frágiles. Se considera un criterio de Rankine a tensión y uno de Hill a compresión.

2.2.3.5 Aspectos del comportamiento de reblandecimiento.

El reblandecimiento es una disminución gradual de la resistencia mecánica causado por un aumento continuo de la deformación impuesta a un material. Es un rasgo característico de materiales con un comportamiento cuasi-frágil que fallan debido a un proceso de crecimiento progresivo de las grietas internas. Este comportamiento mecánico es debido a la heterogeneidad del material. Incluso antes de la carga, el mortero presenta ya microfisuras debido a la contracción, al igual que los tabiques. Así el esfuerzo inicial y las grietas, así como las variaciones de rigidez interna causan el crecimiento de la fisura progresivamente a medida que este se deforma.

En un comienzo las microfisuras sólo crecen cuando se incrementa la carga, es decir, son estables. Cercano a la carga pico la formación de grietas se acelera y se crean macrogrietas. Este tipo de grietas son inestables, lo que significa que la carga tiene que disminuir para evitar su crecimiento descontrolado.

En la figura 33 se observan las gráficas esfuerzo deformación para materiales cuasi-frágiles en tensión y compresión uniaxiales; y pre-compresión y cortante. Las integrales de estas curvas definen la energía de fractura por tensión G_f y la energía de fractura por compresión G_c . Además para el tipo de falla por deslizamiento de junta en la interfase, la integral describe la energía de fractura para el modo II G_f^{II} , el cual describe el comportamiento inelástico en cortante.

2.2.4 Modelos constitutivos para el análisis de muros de mampostería.

En los últimos años ha habido un gran interés en la comunidad científica por comprender mejor el comportamiento mecánico de la mampostería bajo diferentes sollicitaciones, esto ha llevado a la aplicación de teorías o modelos provenientes muchas veces de otros campos, pero que debido a similitudes del

comportamiento, se han podido adaptar en esta área de forma eficiente y satisfactoria.

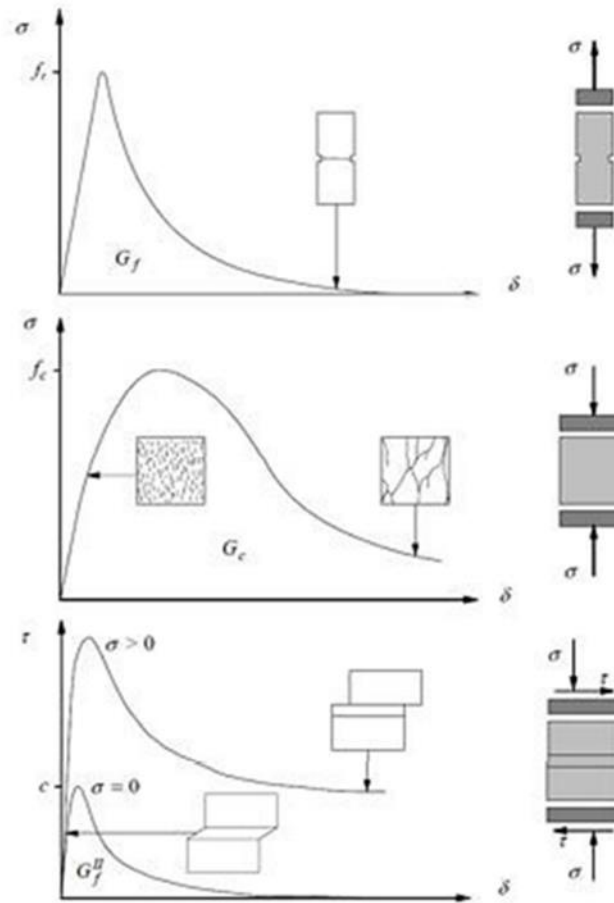


Figura 33 Gráficas esfuerzo desplazamiento para materiales cuasi-frágiles a) fallo por tensión; b) fallo por compresión; c) fallo por compresión y corte.

2.2.4.1 Modelización como material cuasi-frágil.

Los materiales cuasi-frágiles son aquellos que a pesar de tener una composición diferente presentan un comportamiento mecánico similar bajo estados de carga, como es el caso del concreto, materiales cerámicos, rocas, etc. Este comportamiento se encuentra influenciado por la heterogeneidad del material debida a la presencia de diferentes fases y defectos materiales, como microfisuras y vacíos (Lourenco, 1996).

Esta heterogeneidad de los materiales cuasi-frágiles da lugar al comportamiento antes mencionado de “reblandecimiento”, el cual es una manifestación resistente de toda una serie de procesos internos.

Para este tipo de modelos se consideran tres modos básicos de fractura: el modo I o de abertura de la fisura en dirección normal al plano de la misma; el modo II o deslizamiento de la fisura a lo largo de la dirección de propagación; y el modo III o deslizamiento normal a la dirección de propagación, ver figura 34:

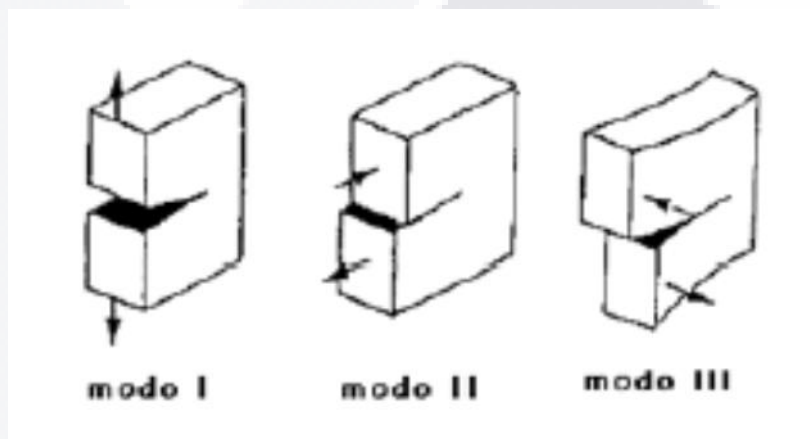


Figura 34 Modos básicos de fractura

2.2.4.2 Modelo de contacto con fricción.

El contacto entre dos cuerpos es un comportamiento no lineal particularmente difícil de analizar. Los problemas de contacto abarcan desde el contacto sin fricción en pequeños deslizamientos hasta contacto con fricción en condiciones de grandes deformaciones inelásticas. Aunque la formulación de las condiciones de contacto es la misma en todos estos casos, la solución de los problemas no lineales puede tornarse mucho más difícil en algunos casos que en otros. Así, la no linealidad del análisis está determinada no solamente por las irregularidades geométricas y materiales consideradas tradicionalmente, sino que también, en este caso, por las condiciones de contacto.

En un principio las formulaciones de análisis del contacto están enfocadas a geometrías lineales y a menudo involucraban contacto nodo a nodo. Una vez que

se introdujeron importantes deformaciones no lineales, los métodos tendieron a enlazar nodos a segmentos o nodos a superficies de contacto.

Existen dos métodos principales para la solución de contacto: el método de la penalización y el método de los multiplicadores de Lagrange.

2.2.4.3 Modelo de junta para materiales cuasi-frágiles.

El modelo está basado en la teoría de la elastoplasticidad e incorpora los conceptos de la mecánica de fractura. El comportamiento está formulado en términos de las componentes normal y tangencial de los esfuerzos en el plano de la junta, $\sigma = [\sigma_N, \sigma_T]^T$ y de sus correspondientes desplazamientos relativos $U = [U_N, U_T]^T$.

Cuando los componentes de los esfuerzos en el plano de una junta llegan a la superficie hiperbólica de fractura, representada en el espacio de esfuerzos $\sigma_N - \sigma_T$ como una función $F(\sigma_N, \sigma_T) = 0$, comienza la fisuración.

$$F = \sigma_T^2 - (c - \sigma_N \tan \phi)^2 + (c - x \tan \phi)^2 = 0$$

El parámetro x representa el vértice de la hipérbola y c y $\tan \phi$ los parámetros de la asíntota, tal como puede verse en la figura 35. Desde un punto de vista mecánico, estos parámetros representan la resistencia a tensión, la cohesión aparente y el ángulo de fricción interna respectivamente. Este modelo representa parte de una ley constitutiva descrita por Carol y Prat (1990), (Viviescas, 2009).

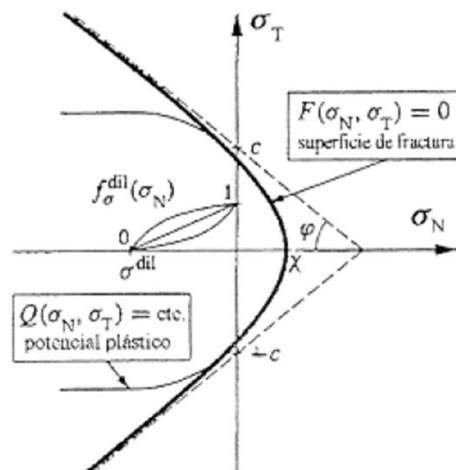


Figura 35 Modelo de junta: superficie de fractura y de potencial plástico. Adaptado de (Viviescas, 2009)

2.2.5 Aspectos generales de las NTC de mampostería.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería contienen los requisitos mínimos para el análisis, diseño, construcción e inspección de estructuras construidas por piezas prismáticas de piedra artificial, maciza o hueca, o por piedras naturales unidas por un mortero aglutinante (NTCDF, 2004)

Cualquier aportación o novedad que se salga de los lineamientos de esta normatividad, requiere investigación y experimentación.

2.2.5.1 Tipos de muro de mampostería

Las (NTCDF, 2004) clasifica los muros según su sistema constructivo, y aunque el comportamiento de los diferentes sistemas es, en términos generales, similar, aparecen en diferentes capítulos para facilitar el proceso de análisis y diseño.

2.2.5.1.1 Muros diafragma

Son muros contenidos dentro de trabes y columnas de un marco estructural, al que proporcionan rigidez ante la acción de cargas laterales, pueden ser de mampostería confinada, reforzada interiormente, no reforzada, o de piedras naturales, y con un espesor no menor a 10 cm.

La unión entre el muro y el marco deberá garantizar la estabilidad de este último, bajo la acción de fuerzas perpendiculares al plano del muro. Además, las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura libre, una fuerza cortante igual o mayor a la mitad de la carga lateral que actúa sobre el tablero, ver figura 36. El concepto de diagonal equivalente (aproximado) o el concepto de elemento finito pueden ser usados para el modelo matemático de análisis estructural.

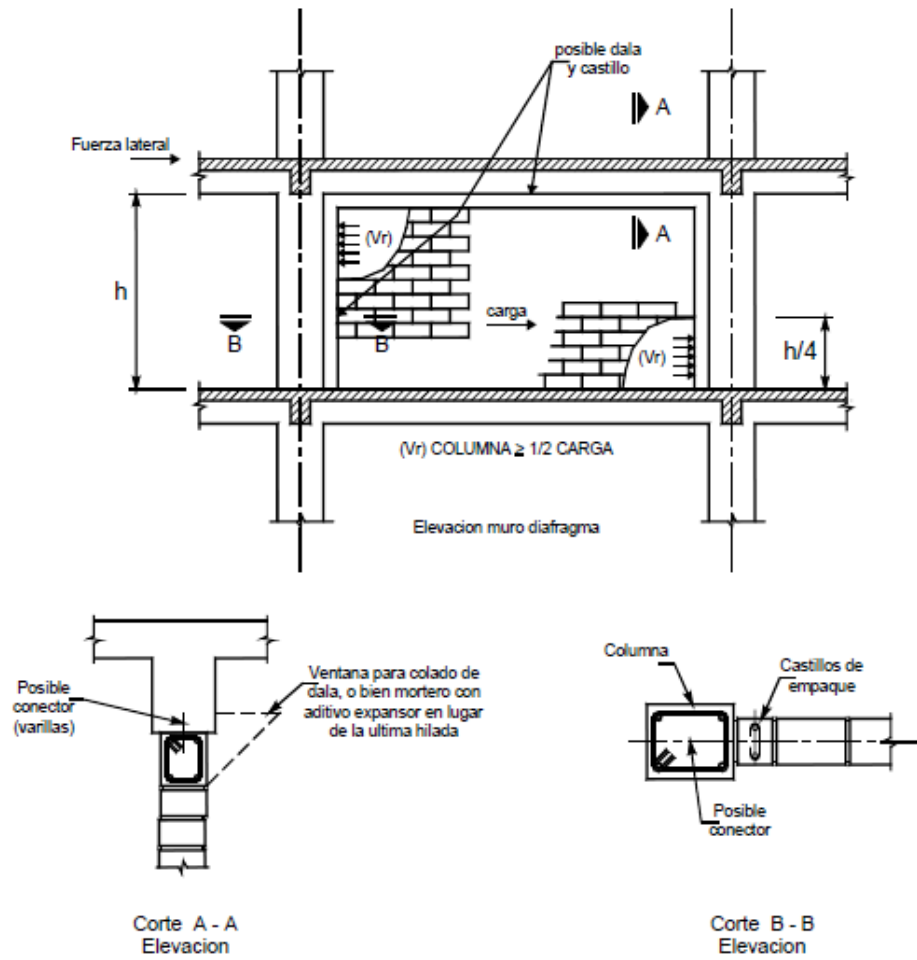


Figura 36 Detalles en planta y elevación de un muro diafragma. (NTCDF, 2004)

2.2.5.1.2 Muros confinados

Son muros reforzados con dalas y castillos que cumplen con los requisitos geométricos y de refuerzo definidos en las secciones 5.1.1 a 5.1.4 de las mismas normas que se resumen en la figura 37, (NTCDF, 2004).

Se requiere la presencia de elementos de refuerzo (dalas y castillos), en el perímetro de todo hueco, cuya dimensión exceda de la cuarta parte de la dimensión del muro en la misma dirección.

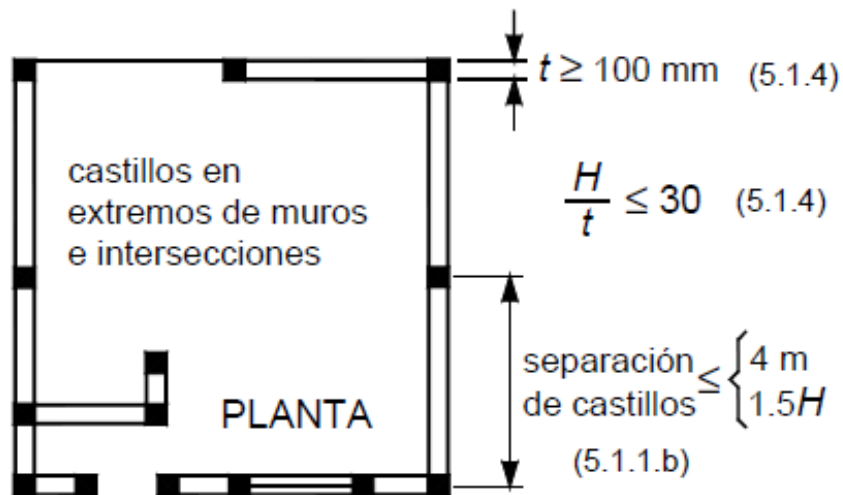
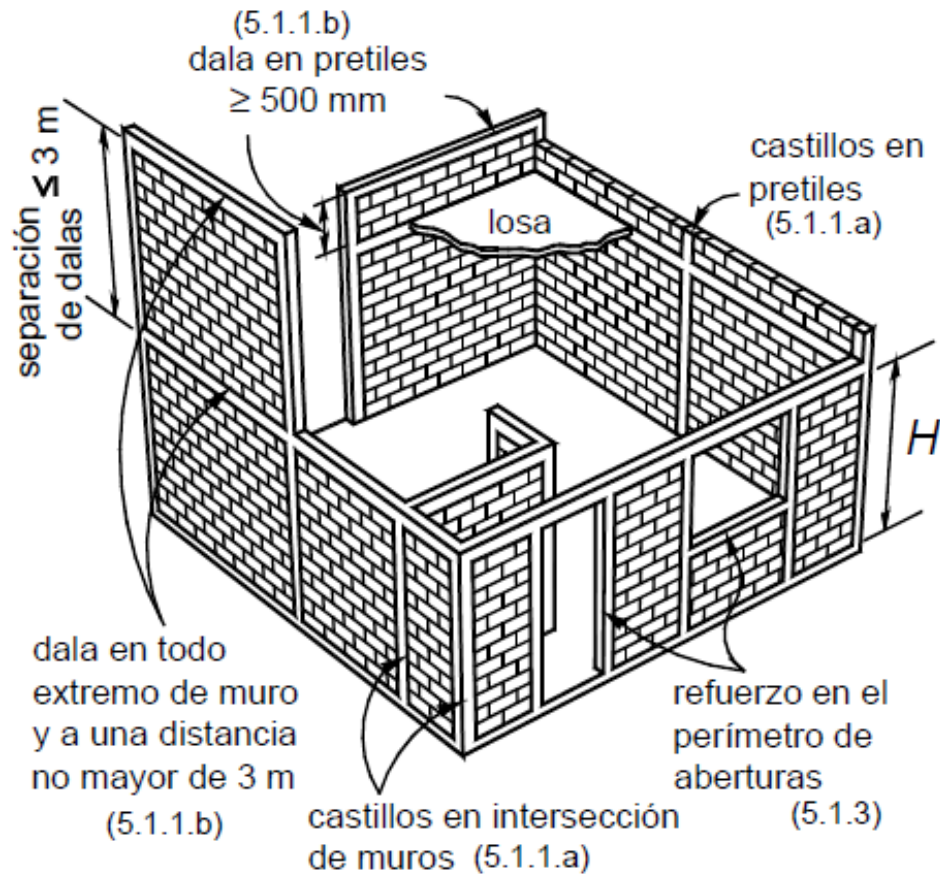
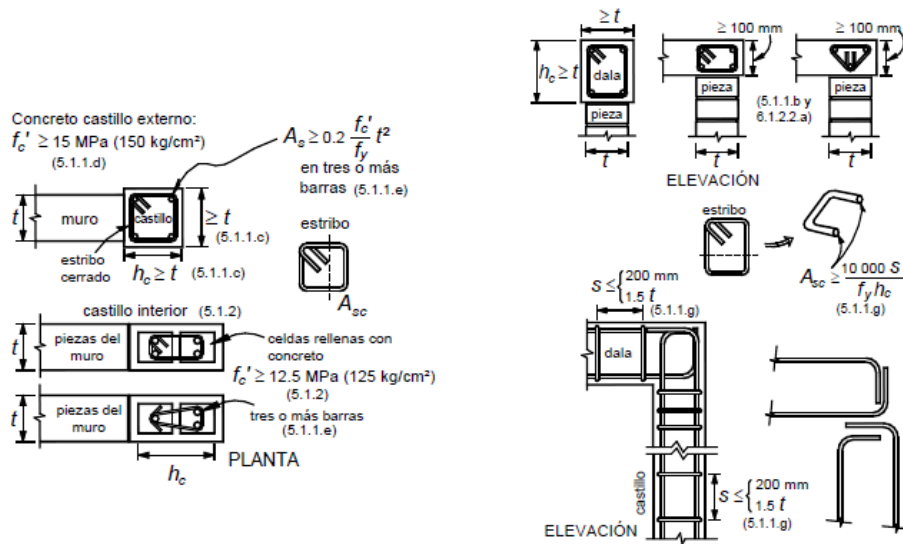


Figura 37 a) Requisitos para mampostería confinada (NTCDF, 2004)



Castillos y dalas

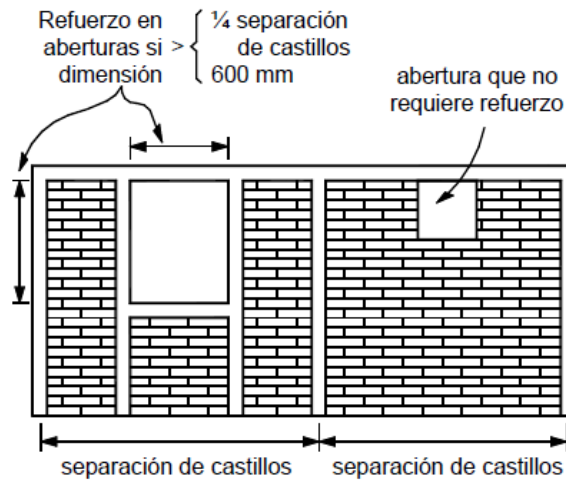


Figura 37 b) Castillos y dalas y refuerzo en el perímetro de aberturas(NTCDF, 2004)

2.2.5.1.3 Muros reforzados interiormente

Son muros reforzados con barras o alambres corrugados de acero horizontales y verticales colocados en las celdas de las piezas, en ductos o en las juntas, y deberán cumplir con los requisitos 6.1.1 a 6.1.9 de las mismas normas, ver figura 38 (NTCDF, 2004)

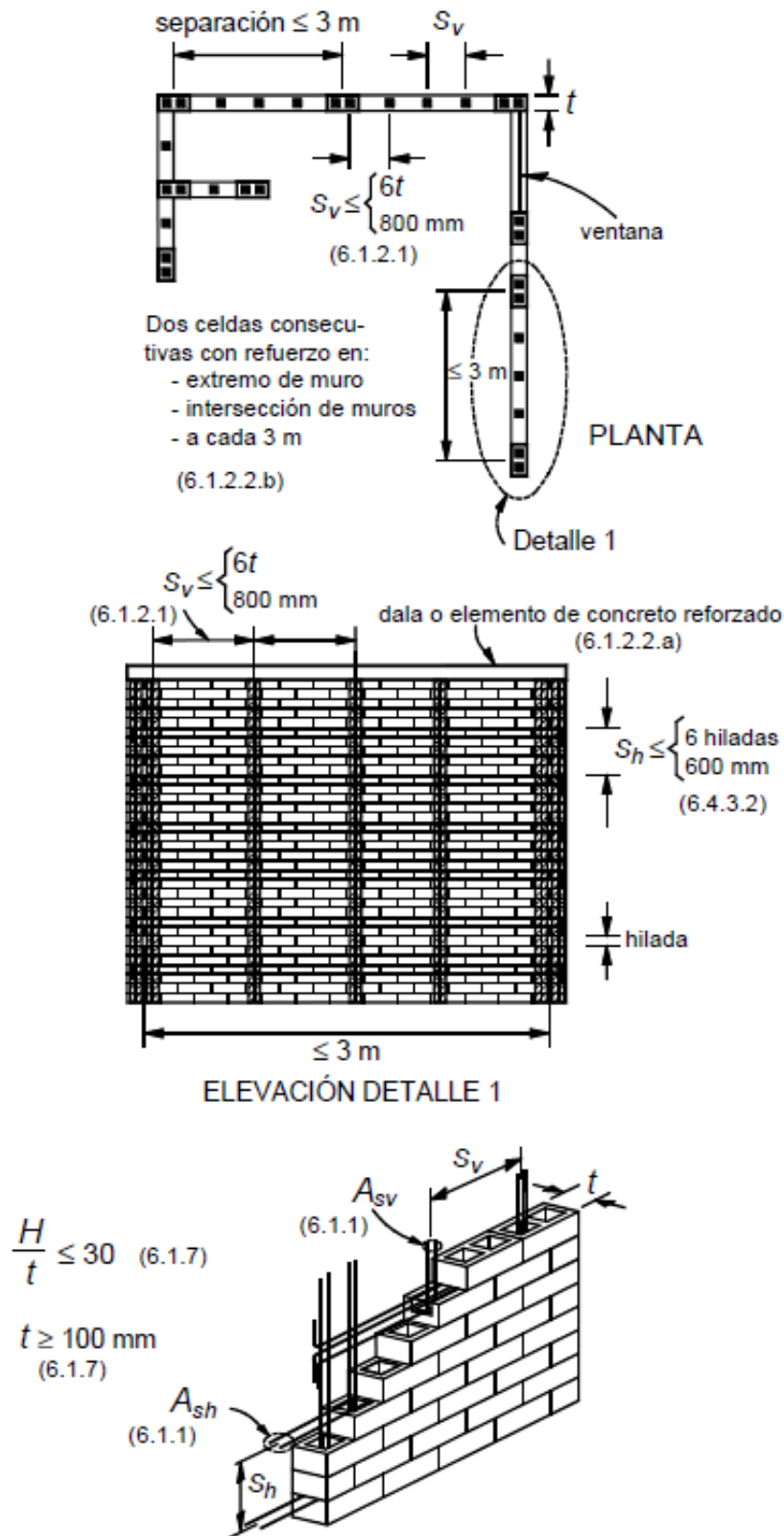


Figura 38 Requisitos para mampostería con refuerzo interior

2.2.5.1.4 Muros no confinados ni reforzados.

Son aquellos que no cumplen con el acero mínimo especificado para ser incluidos en alguna de las tres categorías anteriores.

A fin de mejorar la redundancia y capacidad de deformación de la estructura, en todo muro de carga se dispondrá de refuerzo por integridad con las cuantías y características en las secciones 7.3.1 a 7.3.3 de las NTC de mampostería. De acuerdo a las mismas normas, no se permiten detalles de uniones entre muros y entre muros y sistemas piso/techo que dependan únicamente de cargas gravitacionales.

2.3 Análisis numérico de muros de mampostería.

Debido a la alta complejidad del comportamiento de la mampostería, el enfoque hacia la simulación numérica de su comportamiento estructural ha llevado a los investigadores a desarrollar varios modelos constitutivos caracterizados por diferentes niveles de complejidad. (Lourenco, 2002) menciona que la elección de la técnica a utilizar depende de la estructura a analizar, los datos disponibles para el modelo, la capacidad computacional y los resultados buscados. Es posible que diferentes métodos guíen a diferentes resultados, dependiendo de la adecuación de la herramienta numérica al resultado buscado. Para resolver un problema dado, varias idealizaciones del comportamiento del material pueden ser establecidas, cada una de ellas necesariamente asociadas con diferentes grados de complejidad.

Cuando se trata de mampostería, las idealizaciones más comunes del comportamiento de los materiales son el comportamiento elástico, comportamiento plástico y el comportamiento no lineal. Estas diferentes idealizaciones están representadas en la figura 39, donde cada una de ellas es representada por un diagrama típico carga-desplazamiento.

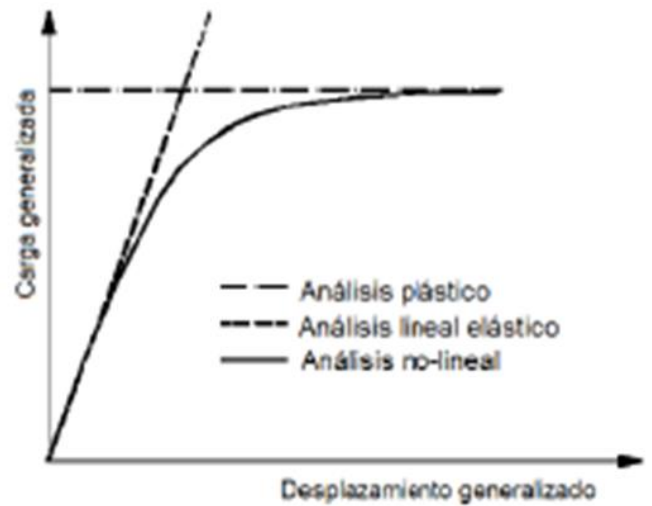


Figura 39 Diagrama carga desplazamiento de un análisis estructural.

Usando un análisis no-lineal en lugar de un análisis lineal, se puede obtener una percepción más completa de la respuesta estructural obtenida, con un costo más alto en términos de datos necesarios y conocimiento requerido.

2.3.1 Análisis elástico lineal.

En este tipo de análisis, se considera que el material exhibe un comportamiento elástico lineal infinito tanto en compresión como en tensión. En el caso de estructuras de mampostería, donde las juntas poseen una resistencia relativamente baja a tensión, las grietas aparecen a bajos niveles de esfuerzo, por lo tanto, la suposición de un comportamiento elástico es ampliamente debatible. Aun así, en una primera etapa de análisis, la hipótesis de un comportamiento elástico lineal puede ser bastante útil. Un análisis lineal requiere menos datos, siendo menos demandante en términos de recursos computacionales y tiempo empleado en comparación con un método no-lineal.

2.3.2 Análisis plástico.

El análisis plástico concierne a la evaluación de la carga máxima que una estructura puede soportar (carga límite). La suposición de un comportamiento

plástico implica que, por un lado la máxima carga es obtenida en la falla del material y, por otro lado, que el material posee un comportamiento dúctil.

El análisis plástico puede ser basado en un método estático o bien, un método dinámico. El objetivo de ambos métodos es determinar el multiplicador de una distribución de cargas preestablecida sobre la estructura que la lleve a la falla. El método estático emplea las ecuaciones de equilibrio, y el multiplicador (obtenido por condiciones de equilibrio) representa el valor límite inferior para la carga que la estructura puede soportar. En el método dinámico, la estructura es transformada en un mecanismo con articulaciones plásticas o líneas de fluencia. Luego, aplicando el principio del desplazamiento virtual, el mecanismo es asociado a un multiplicador de carga. Este multiplicador representa el límite superior para la carga que la estructura puede soportar.

2.3.3 Análisis no-lineal.

El análisis no lineal es el único capaz de trazar la respuesta estructural completa del elemento desde el rango elástico, pasando por el agrietamiento y el aplastamiento, hasta llegar a la falla. Además, la existencia de mortero, generalmente el enlace más débil en la mampostería y caracterizado por un marcado comportamiento no-lineal, induce una respuesta no-lineal en la estructura de mampostería aún para cargas moderadas como pueden ser las cargas de servicio.

Por lo anterior se puede decir que un análisis no-lineal es el método más adecuado para ser usado en simulaciones numéricas de estructuras de mampostería. Pero, como ya se mencionó antes, su uso depende de los objetivos y los resultados buscados.

2.3.4 Técnica de elementos finitos.

En el análisis de la mampostería, la existencia de mortero (juntas) representa la mayor fuente de debilidad y no –linealidad del material. Diferentes niveles de refinamiento han sido usados para el análisis estructural. Dependiendo del grado

de exactitud y la simplicidad deseada, pueden distinguirse las siguientes estrategias de modelado (Lourenco, 1996), figura 40:

- Micromodelo detallado: unidades y mortero son representados por elementos continuos, sin embargo la interfase unidad-mortero es representada por elementos discontinuos.
- Micromodelo simplificado: Unidades son expandidas para abarcar el espacio del mortero y son representadas por elementos continuos; el comportamiento del mortero y la interfase unidad-mortero son agrupados en elementos discontinuos.
- Macromodelamiento: Unidades, mortero e interfase son representados como un elemento continuo.

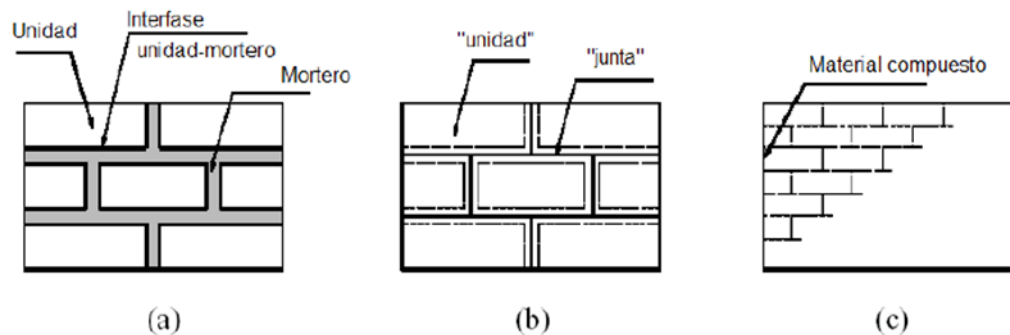


Figura 40 Diferentes estrategias para modelos numéricos de mampostería: a) micromodelamiento detallado; b) micromodelamiento simplificado; c) macromodelamiento (Lourenco, 1996)

En la primera estrategia, los parámetros necesarios para el modelado son el módulo de elasticidad de los materiales, relación de Poisson y opcionalmente las propiedades inelásticas de la unidad y del mortero. La interfase representa un plano de deslizamiento y fractura con una rigidez inicial para evitar la penetración de las superficies de los elementos. En el segundo enfoque, cada junta, consistente del mortero y dos superficies de interfase unidad-mortero, es agrupado en un "promedio de interfase" mientras las unidades son expandidas para abarcar el espacio de las juntas, con el fin de no modificar la geometría de la mampostería, la cual se considera como un arreglo de bloques elásticos enlazados por líneas potenciales de fractura o deslizamiento. Desde el momento que no se considera el

efecto de la relación de Poisson, la exactitud de este procedimiento se ve disminuida. El tercer enfoque no hace distinción entre unidades individuales y juntas, si no que trata la mampostería como un medio homogéneo anisotrópico.

2.3.4.1 Micromodelamiento.

Mediante el micromodelado se busca representar el comportamiento global de un material compuesto por medio de una discretización geométrica detallada de cada uno de sus componentes, sean en este caso las unidades, el mortero y la interfase unidad –mortero. Para lograr esto es necesario realizar ensayos que caracterizan las diferentes propiedades mecánicas de la mampostería a nivel de cada uno de sus elementos e igualmente sobre pequeños especímenes o probetas de mampostería, los cuales lamentablemente en la mayoría de los casos no son representativos y presentan una gran dispersión.

Al definir todos los elementos que componen la mampostería es posible obtener un nivel de detalle en los resultados capaz de representar los diferentes mecanismos de rotura que se dan experimentalmente y entender su desarrollo. Un modelo exacto de la mampostería debe incluir los diferentes mecanismos de rotura que caracterizan el material (Lourenco & Rots, 1997), figura 41: a) fisuración por tensión en las juntas, b) deslizamiento a lo largo de las juntas horizontales o verticales, c) fisuración de las unidades en tensión directa, d) fisuración por tensión diagonal de las unidades en altos valores de esfuerzos normales que generan fricción en las juntas y e) aplastamiento que se presenta como rompimiento de las unidades en tensión generada por la dilatación del mortero. Los fenómenos dados por a) y b) son mecanismos de juntas, c) es un mecanismo presente en las unidades, y d) y e) son mecanismo combinados de unidades y juntas.

El micromodelamiento numérico es la técnica que busca dar respuesta a estas necesidades y permite modelar la mampostería a un nivel amplio de detalle para así poder entender la incidencia en la respuesta y el comportamiento de cada uno de sus componentes.

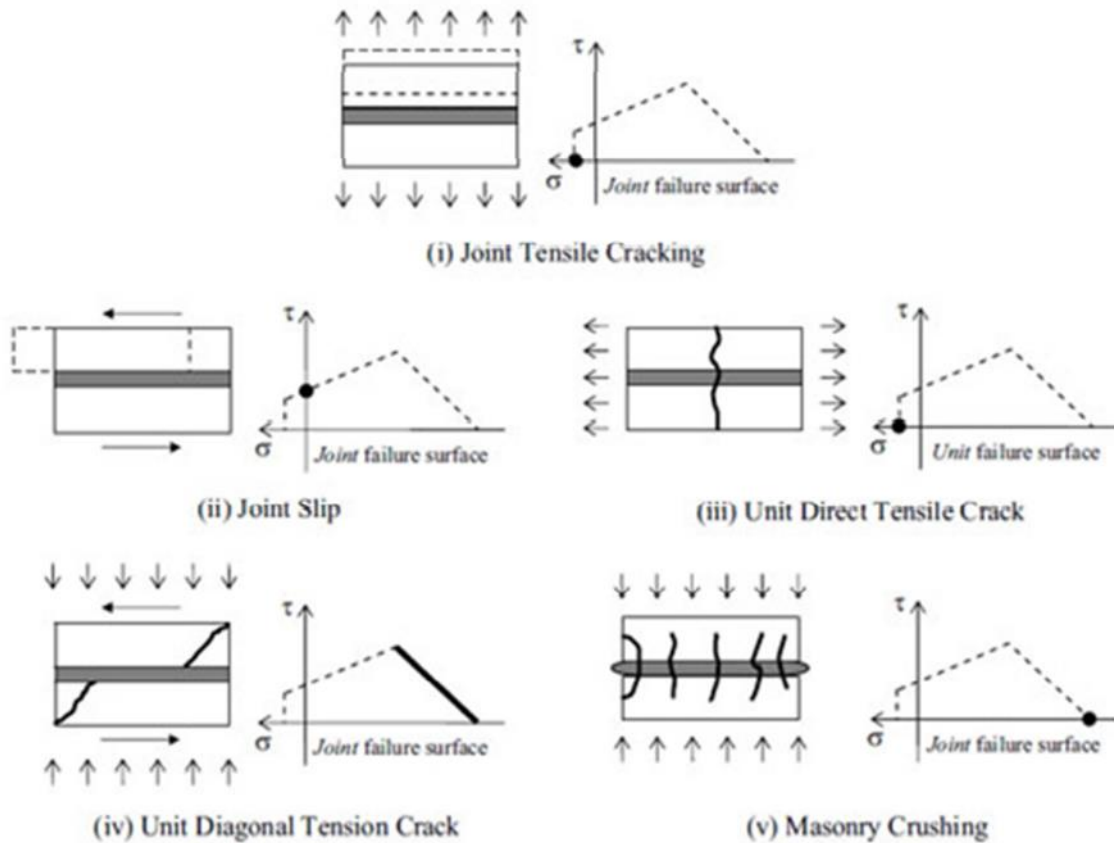


Figura 41 Mecanismos de rotura en la mampostería: a) fisuración por tensión en la junta; b) deslizamiento en la junta; c) fisuración de la unidad por tensión directa; d) fisuración de la unidad por tensión diagonal; e) aplastamiento de la mampostería. (Lourenco & Rots, 1997)

Como ya menciono anteriormente, hay dos enfoques referidos al micromodelamiento: el detallado y el simplificado. El micromodelo detallado es probablemente la herramienta más precisa para simular el comportamiento de la mampostería y para describir el comportamiento local del material ya que define todos los elementos que la componen. Describe las unidades y las juntas de mortero usando elementos finitos continuos, mientras que la interfase está compuesta por elementos discontinuos. Sin embargo, el alto nivel de refinamiento significa un gran esfuerzo computacional, el cual a pesar del avance de los métodos numéricos y los modelos constitutivos, aún presenta aun una limitada capacidad de cálculo.

En cambio, en el micromodelo simplificado se pretende disminuir la complejidad. Esto mediante la expansión de las unidades para ocupar el volumen

del mortero reduciendo así el problema a unidades e interfase y por consiguiente reducir el tamaño de la malla.

La mayoría de los micromodelos asumen un comportamiento lineal elástico para las unidades y concentran la no-linealidad en las juntas, necesitando considerar modelos constitutivos más avanzados para modelar el comportamiento de las juntas. Para ello se ha recurrido al uso de la formulación de elementos de interfase, los cuales se desarrollaron en los campos de mecánica de rocas y concreto.

A continuación se explican dos micromodelos por su especial importancia. El de Page por ser pionero en la aplicación de este proceso y el de Lourenço quien ha sido de los investigadores que más ha aportado al estudio de la mampostería en los últimos años.

2.3.4.1.1 Micromodelo de Page (1978).

Este modelo considera la mampostería como un continuo elástico de elementos de ladrillo con un arreglo regular de elementos junta que hacen de enlace entre las unidades.

Los elementos junta de mortero poseen una baja resistencia a tensión, alta capacidad a compresión y capacidad a cortante en función de la resistencia de la unión y compresión. De este modo, las características no lineales de la mampostería modelada resultan de la deformación no-lineal de las juntas bajo compresión y cortante, y del fallo local y deslizamiento que ocurre en las juntas. Este es un micromodelo simplificado donde el fallo ocurre en las juntas si se supera la resistencia a tensión o cortante. Tiene como objetivo la determinación de las distribuciones de esfuerzos internos, más no la predicción precisa de la carga de falla.

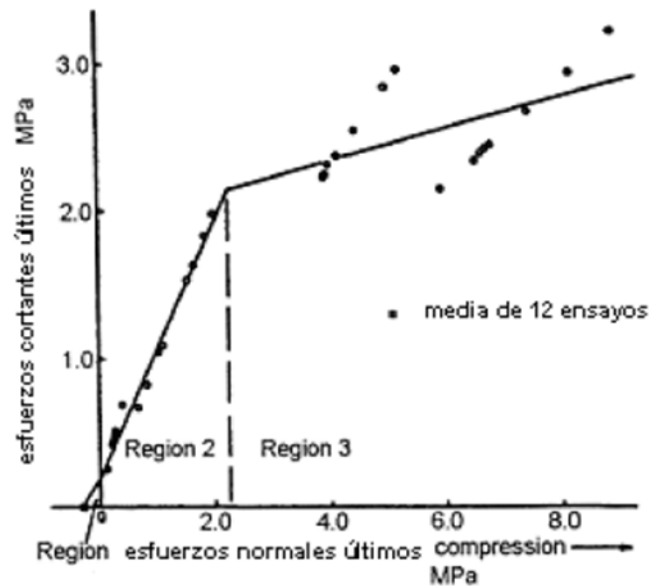


Figura 42 Envolvente de rotura asumida para la junta en el plano esfuerzos normales-esfuerzos de corte. (Viviescas, 2009)

El criterio de falla adoptado se observa en la figura 42. Para la región 1 se asume fallo por tensión en la interfase; en las regiones 2 y 3 se asume fallo por cortante en la interfase por una combinación de esfuerzos de compresión y cortante. Más allá del fallo, las propiedades residuales fueron asignadas solo a aquellos elementos juntas que fallaron bajo esfuerzos normales de compresión: la rigidez normal permanece invariable y la rigidez a cortante fue reducida de acuerdo a la magnitud de los esfuerzos de compresión presentes en la rotura.

El modelo fue validado con datos provenientes de varios ensayos a flexión en el plano bajo carga vertical para una viga profunda de mampostería. Las distribuciones de esfuerzos fueron reproducidas con alto grado de precisión aún para un nivel alto de cargas, cuando redistribuciones importantes de esfuerzos ocurren. La carga de fallo no pudo predecirse ya que el modelo no incluía un criterio de rotura para los ladrillos, y según lo observado en las campañas experimentales la carga de fallo involucra tanto a ladrillos como a las juntas.

2.3.4.1.2 Micromodelo de Lourenço (1996).

Un micromodelo de interfase compuesta fue propuesto por (Lourenco, 1996). Este incluye una rotura a tensión para el modo I de falla, una envolvente

friccional para el modo de fallo II y un modelo de capas para el fallo a compresión de acuerdo a la figura 43. El modelo se desarrolla en conceptos modernos de plasticidad, además se consideran elementos de interfase para modelar fisuras potenciales en las unidades. La consideración de que todo el comportamiento inelástico ocurre en los elementos interfase lleva a un tipo robusto de modelamiento, capaz de seguir la ruta de carga de una estructura hasta la degradación total de la rigidez,

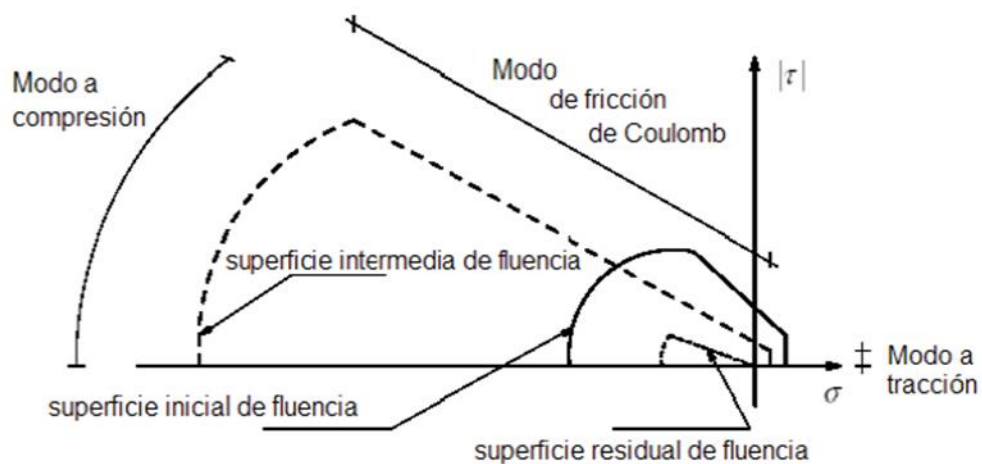


Figura 43 Modelo propuesto para interfases (Lourenco, 1996)

2.3.4.2 Macromodelamiento.

EL macromodelamiento es orientado al análisis de grandes elementos estructurales o estructuras complejas debido a sus menores demandas de cálculo. No se realiza una descripción detallada de la interacción entre unidades y mortero, por lo que el modelo no hace ninguna distinción entre unidades y las articulaciones, de modo que ofrece un enfoque para la caracterización de la respuesta estructural de una manera general.

Su estrategia es tratar con esfuerzos y deformaciones promedios, por lo que es necesario indicar el comportamiento de la mampostería a nivel macroscópico promedio.

Como ventaja principal se considera la posibilidad de utilizar formulaciones convencionales del método de elementos finitos que faciliten llevar a cabo una

discretización simple del modelo continuo. Como desventaja podemos considerar las limitaciones de la hipótesis del medio continuo para una simulación realista de la mampostería en condiciones de fractura. No es posible simular modos de fractura que impliquen la separación o deslizamiento entre piezas que puedan detectarse en la práctica.

Un segundo aspecto en el nivel de sofisticación busca limitar efectivamente la capacidad del material para resistir esfuerzos de tensión. Un modelo que se considere frágil a tensión en ocasiones produce series dificultades de orden estrictamente numérico.

2.4 Datos experimentales para calibración y validación de modelos.

El programa experimental realizado por (Charry, 2009) consistió en cinco campañas experimentales de muros de mampostería con el objetivo de caracterizar la respuesta resistente ante cargas laterales. Las cargas se aplicaron bajo estados de esfuerzos no uniformes para simular las condiciones reales de carga como viento o sismo,

En primer lugar realizó ensayos sobre los elementos. Realizó pruebas de compresión a los ladrillos y probetas de mortero y el valor de la tensión lo obtuvo indirectamente de pruebas a flexión, ver tabla 7. Posteriormente, sobre pequeños ensamblajes, realizó ensayos uniaxiales y biaxiales de cortante y ensayos de compresión para determinar las propiedades medias del material, ver tabla 8. Por último ensayo muros de mayores dimensiones sobre los cuales centró su estudio.

Tabla 7 Resultados de resistencias de los elementos constituyentes de la mampostería en la campaña de (Charry, 2009)

Resistencia		Campaña I	Campaña II	Campaña III
		MS14GSI	MS14GSI	MS14GSI
Compresión ladrillo	N/mm ²	50.06	46.86	46.86
Flexión ladrillo	N/mm ²	7.09	15.15	15.11
Tensión ladrillo (EHE)	N/mm ²	3.4	3.93	3.93
Tensión ladrillo (EC-2)		3.54	7.55	7.55
Compresión mortero	N/mm ²	8.34	8.63	9.83
Flexión mortero	N/mm ²	2.68	3.08	3.03

Tabla 8 Resultados de resistencias sobre pequeños ensamblajes (Charry, 2009)

Resistencia		Campaña I	Campaña II	Campaña III
		MS14GSI	MS14GSI	MS14GSI
Uniaxial de corte	N/mm ²	0.27	0.22	0.23
Biaxial de corte (cohesión)	N/mm ²	0.32	0.46	0.46
Biaxial de corte (Coef. De fricción)	μ	1.00	0.82	0.82
Biaxial de corte (ang. de rozamiento)	α	45	39.35	39.35
Compresión (4 ladrillos)		22.49	-	-
Compresión (4 ladrillos)	N/mm ²	16.48	22.82	24.66
Compresión (EN 1052-1)		17.73	18.50	16.38
Compresión (muro completo)		-	11.51	11.39

Dentro de su trabajo, Charry realizó cinco campañas experimentales, figura 44:

- i. Campaña experimental I: se evaluaron 10 muros escala 1:1 con giro superior libre.
- ii. Campaña experimental II: se evaluaron 17 muros escala 1:4 con giro superior impedido.
- iii. Campaña experimental III: se evaluaron 15 muros escala 1:4 con giro superior libre.
- iv. Campaña experimental IV: se evaluaron 10 muros escala 1:4 con giro superior libre (dimensiones variables).
- v. Campaña experimental V: se evaluaron 5 muros escala 1:4 con giro superior libre y junta seca.

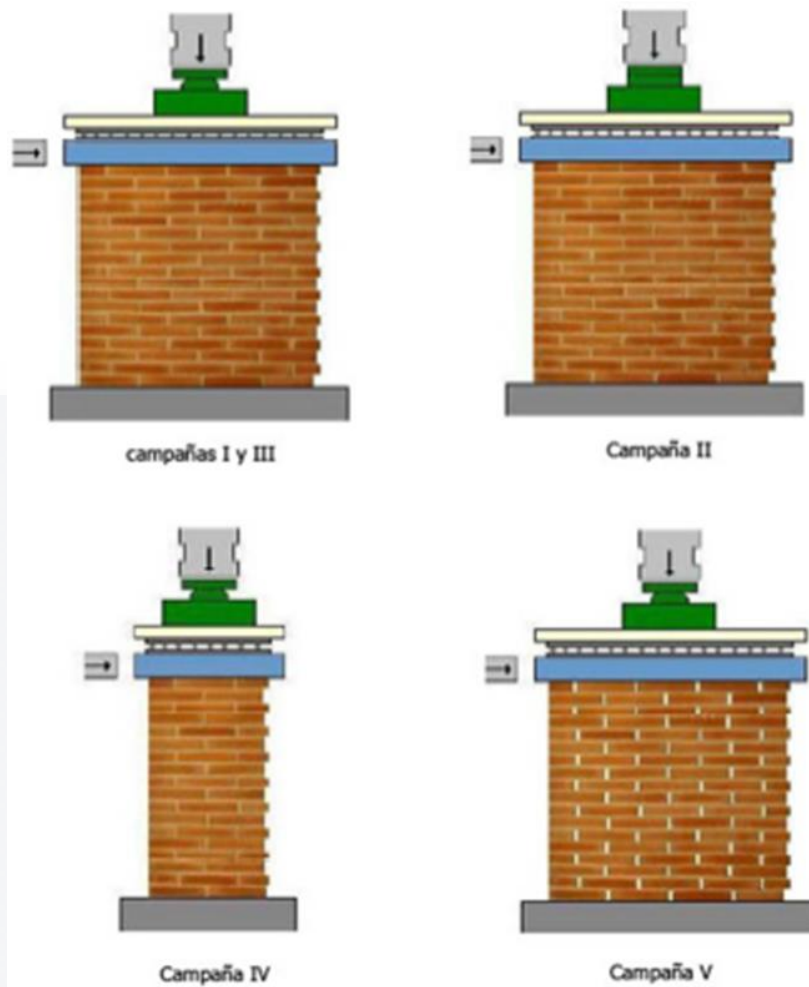


Figura 44 Esquema de las campañas (Charry, 2009).

La campaña experimental II está basada en el ensayo de doce muros de mampostería escala 1:4 de 300x250 mm de 16 hiladas de con juntas de mortero de aproximadamente 2.5 mm.

El procedimiento se basa en el uso de dos equipos de carga. Por un lado un actuador integrado en un marco que genera sobre los paneles la carga vertical y un gato hidráulico acoplado a un contrafuerte que genera la carga horizontal. Para registrar el comportamiento de los paneles durante el ensayo se emplearon dos células de carga incorporadas a cada uno de los actuadores, además se dispusieron tres extensómetros para medir los desplazamientos.

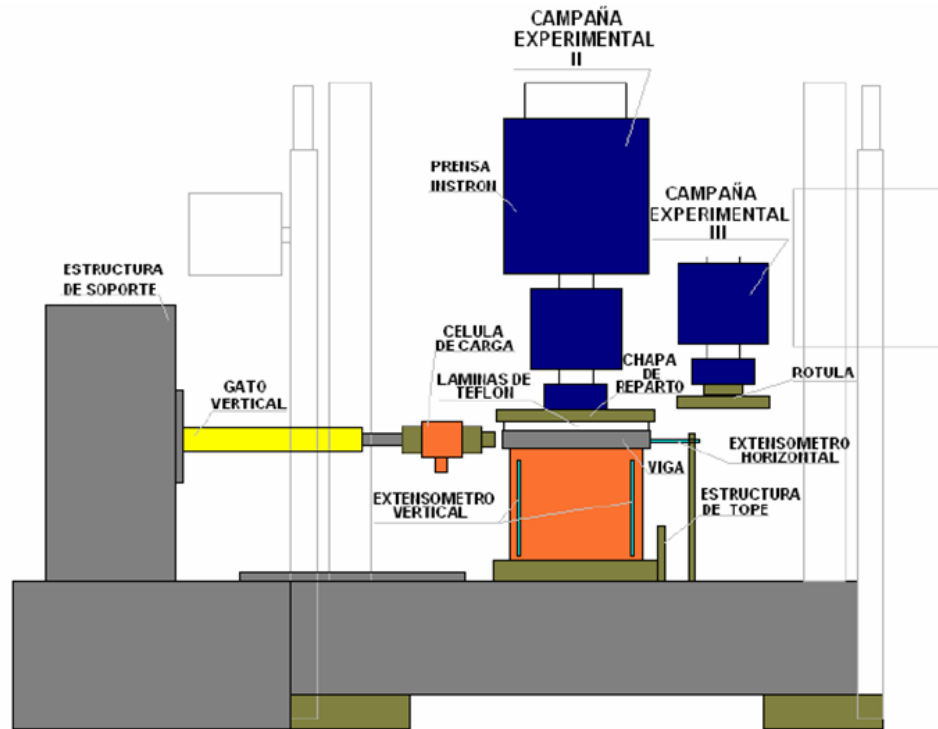


Figura 45 Esquema general de las campañas a escala (Charry, 2009)

Para las campañas experimentales II, III, IV y V se ensayaron un total de 47 muros a escala 1:4 sometidos a carga biaxial.

En la figura 46 se observa que a bajos esfuerzos de compresión se presentan grandes deformaciones, luego se rigidiza de forma abrupta. Esto es debido al proceso de acomodamiento del muro. Sin embargo para altos esfuerzos de compresión pierden rigidez una vez que sobrepasan cierto límite de esfuerzo vertical.

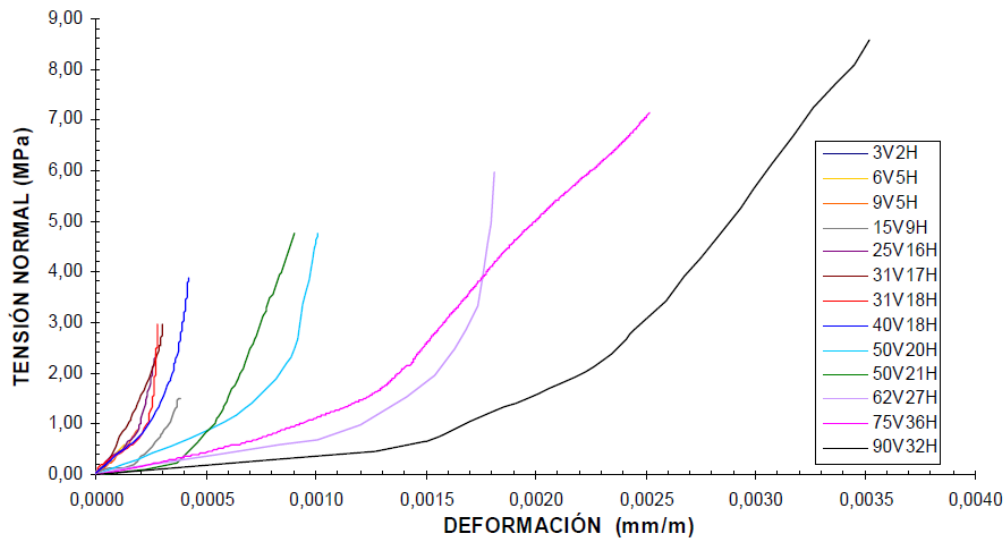


Figura 46 Curva esfuerzo-deformación vertical media obtenida de la campaña II (MS14GSI) de (Charry 2009)

La figura 47 corresponde a la segunda fase de las pruebas que consiste en la aplicación de la carga horizontal manteniendo un esfuerzo de compresión. Se observa que a mayor esfuerzo vertical, el desplazamiento horizontal del panel es menor para alcanzar la rotura, por lo cual es más frágil.

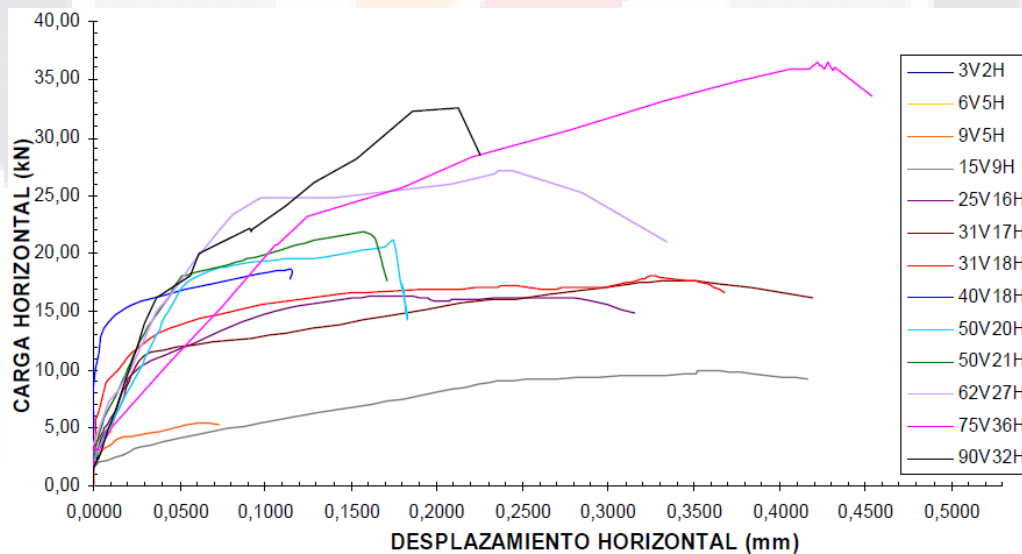


Figura 47 Curva carga horizontal-desplazamiento obtenidas de la campaña MS14GSI de (Charry, 2009)

Con las diferentes combinaciones de esfuerzos se aprecian tres diferentes tipos de rotura:

- i. Rotura por deslizamiento de las juntas: se asocia a un estado de fisuración escalonada sin rotura de ladrillos y sin deteriorar del mortero. La línea de fisura sigue por la interfase ladrillo-mortero, por lo cual los parámetros propios de la interfase como la cohesión (c) y el coeficiente de fricción (μ) son los determinantes.

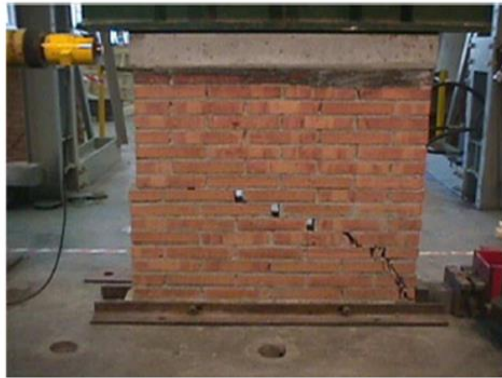


Figura 48 Deslizamiento de juntas

- ii. Rotura a tensión de los ladrillos: los muros presentaron una combinación de rotura de ladrillos a tensión y fisuración del mortero e interfase. Al igual que la rotura por deslizamiento de juntas, ésta se forma de manera escalonada, pero la inclinación del escalonamiento aumenta directamente con el esfuerzo de compresión aplicado, es decir, a mayor esfuerzo vertical, la rotura por la interfase disminuye y aumenta la fisuración en el mortero.

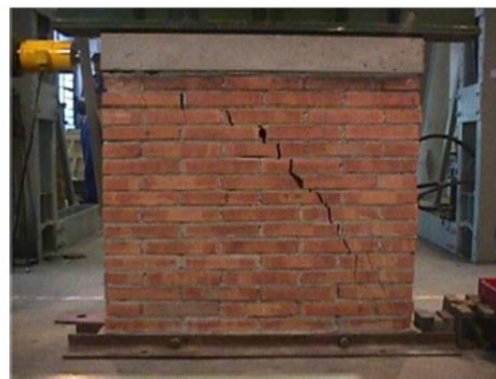


Figura 49 Rotura por tensión de la pieza.

- iii. Rotura por compresión: el fallo se genera principalmente por la rotura a tensión de ladrillos y mortero, pero a diferencia del anterior modo de falla,

no existe una línea única de rotura sino que se generan de forma casi simultánea muchas líneas de rotura en dirección vertical. Esta verticalidad aumenta a medida que nos acercamos a la resistencia a compresión de la mampostería.



Figura 50 Rotura por compresión.

La figura 51 muestra la curva de rotura biaxial donde se diferencian los tipos de rotura. La primera recta corresponde al fallo por pérdida de equilibrio que pasa por cero; la segunda y la tercera recta representan la rotura por deslizamiento de juntas y la rotura a tensión de los ladrillos, que sucede en la mayoría de los paneles; y la cuarta recta corresponde a la rotura por compresión.

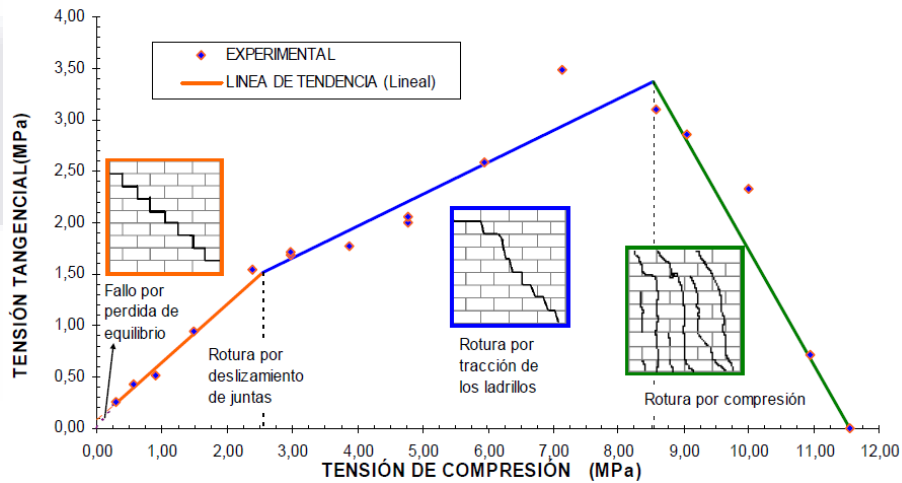


Figura 51 Curva de rotura biaxial en la campaña I (MS14GSI), (Charry, 2009)

En las siguientes tablas se resumen los datos obtenidos durante la campaña experimental II (MS14GSI). La tabla 9 resume los parámetros de los muros donde: E es el módulo de elasticidad; G la rigidez a cortante; F_v la carga vertical; H_u la carga horizontal última; H_i la carga inicial de inicio de fisuración y W_u es la apertura de

fisura mayor al alcanzar la rotura. En la tabla 10 se observan los esfuerzos de rotura en cada uno de los muros donde σ_n es el esfuerzo normal; τ es el esfuerzo cortante; τ_{max} es el esfuerzo cortante máximo; σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales; θ el ángulo entre la junta horizontal y el esfuerzo principal. La designación 6V4H corresponde al muro con carga vertical de 6 kN y una carga horizontal de 4 kN.

Esta campaña será utilizada para el desarrollo del presente trabajo. Debido a la variedad de datos disponibles.

Tabla 9 Resumen de los parámetros obtenidos en los ensayos biaxiales MS14GSI (Charry, 2009)

	E	G	Fv	Hu	H2	δu
	Mpa	Mpa	kN	kN	kN	mm
6V4H	4579.5	2207.85	6	4.48	1.86	0.0082
9V5H	4854.32	2395.92	9.4	5.44	2.24	0.0601
15V9H	3890	2673.82	15.6	9.88	1.76	0.3524
25V16H	94	4493.21	25	16.21	2.96	0.2801
31V17H	8758.96	4930.11	31.3	17.73	1.96	0.3509
31V18H	9800.7	4966.14	31.3	18.07	5.44	0.3242
40V18H	10734.3	4054.78	40.6	18.63	4.89	0.1149
50V20H	9198.41	2384.07	50	20.99	2.25	0.1752
50V21H	4715.47	2469.23	50	21.66	2.44	0.1618
62V27H	5269.5	1504.63	62.5	27.13	3.66	0.2443
75V36H	2836.35	1489.88	75	36.56	3.37	0.4283
90V32H	2434.19	1123.73	90	32.61	1.64	0.2121

Tabla 10 Resumen de los esfuerzos en rotura para los muros MS14GSI (Charry, 2009)

	σ_n	τ	$\tau_{max=R}$	σ_1	σ_3	θ
	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Rad
6V4H	0.571	0.427	0.513	0.799	0.228	0.49
9V5H	0.895	0.518	0.685	1.132	0.237	0.429
15V9H	1.486	0.941	1.199	1.942	0.456	0.451
25V16H	2.381	1.544	1.95	3.14	0.759	0.457
31V17H	2.981	1.689	2.252	3.743	0.762	0.424
31V18H	2.981	1.721	2.277	3.767	0.786	0.429
40V18H	3.867	1.774	2.624	4.577	0.691	0.371
50V20H	4.762	1.999	3.109	5.49	0.728	0.349
50V21H	4.762	2.063	3.15	5.531	0.769	0.357
62V27H	5.952	2.584	3.941	6.917	0.965	0.357
75V36H	7.143	3.482	4.988	8.559	1.416	0.386
90V32H	8.571	3.106	5.293	9.578	1.007	0.314

2.5 Efectos de la velocidad de aplicación de deformaciones.

En el estudio de los efectos producidos por los hundimientos del suelo, uno de los factores más importantes en términos de su inferencia en el comportamiento mecánico de los elementos estructurales sometidos a los esfuerzos producidos por dicho fenómeno, es la velocidad con que las deformaciones se presentan. En general se considera que cuanto mayor es la velocidad con que se provoca una deformación, menor es la capacidad de un sistema de resistirla, debido a que no se le da la oportunidad de acomodarse a la nueva forma generada.

Resulta poco práctico, tratar de diseñar obras contra colapsos, pues la deformación es tan rápida que la estructura sería llevada a la falla en cuestión de segundos o minutos. En cambio, con el fenómeno de subsidencia, la baja velocidad en las deformaciones permite a los elementos estructurales acomodarse y adaptarse a los esfuerzos inducidos por dichas deformaciones.

En la campaña realizada por (Meli & Hernández, 1975), se realizó una campaña experimental de 200 muretes de 40x40 cm donde se estudia entre otros aspectos, el efecto de la velocidad de la deformación inducida a través de la aplicación de carga, llevándolos a la falla en tiempos que van desde los 20 minutos hasta los dos meses. En este lapso no se observó variación definida en el esfuerzo y la deformación angular de agrietamiento al cambiar la velocidad de deformación. Posiblemente para velocidades de deformación muy inferiores a las consideradas en este estudio, como es en el caso de la subsidencia que ronda los centímetros por año, pueda observarse algún cambio en el comportamiento del sistema.

3 METODOLOGÍA EXPERIMENTAL.

Para analizar el comportamiento de la mampostería ante asentamientos diferenciales se construyó un muro de 180 x 160 cm de 14 cm de espesor a base de tabique rojo recocido con un espesor de junta promedio de 1 cm tanto para juntas horizontales como verticales, confinado por una cadena de desplante y una cadena de cerramiento. La construcción del muro se llevó a cabo en el laboratorio de construcción de la Universidad Autónoma de Aguascalientes, tomando como referencia el trabajo desarrollado por (Araiza, 2011) y su dispositivo simulador de hundimientos el cual es montado sobre el marco de pruebas. Este dispositivo consta básicamente de dos plataformas, una apoyada sobre un soporte fijo y la otra sobre el controlador del hundimiento el cuál es un sistema de cuñas que, operado por una barra roscada, controla el desplazamiento vertical.

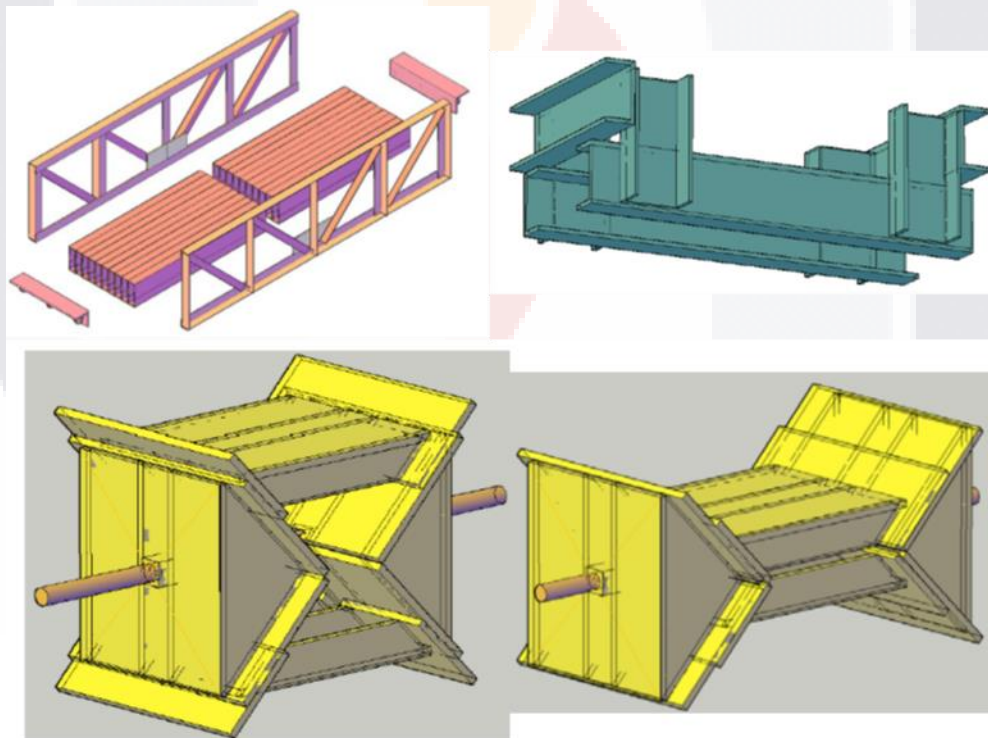


Figura 52 Esquema de los componentes del dispositivo simulador de hundimientos (Araiza, 2011)



Figura 53 Dispositivo simulador de hundimientos desarrollado por (Araiza, 2011)

3.1 Características geométricas y de estructuración.

El muro se construyó de acuerdo a las dimensiones permitidas por el marco de pruebas del laboratorio, las dimensiones del dispositivo simulador y los gatos hidráulicos que actúan sobre el muro. Sobre las plataformas de apoyo se coló una cadena de desplante de 14x15 cm de una longitud de 180 cm reforzada con armex 15x15x4 para recibir el elemento de mampostería el cuál se fabricó a base de piezas tabique rojo recocido de dimensiones de 7x14x28 cm, cumpliendo con las normas de calidad (NMX-C-404-ONNCCE, 2012). Se cuidó que el espesor de las juntas de mortero estuviera entre 10 y 12 de acuerdo a lo especificado en las (NTCDF, 2004). La dimensión del muro de mampostería fue de 180 cm de largo por 130 cm de alto. El muro se terminó con una cadena de cerramiento de las mismas características que la cadena de desplante. Así pues la dimensión total del sistema, mampostería más ambas cadenas de concreto, resultó de 180x160 cm. Las características geométricas se observan en la figura 54.

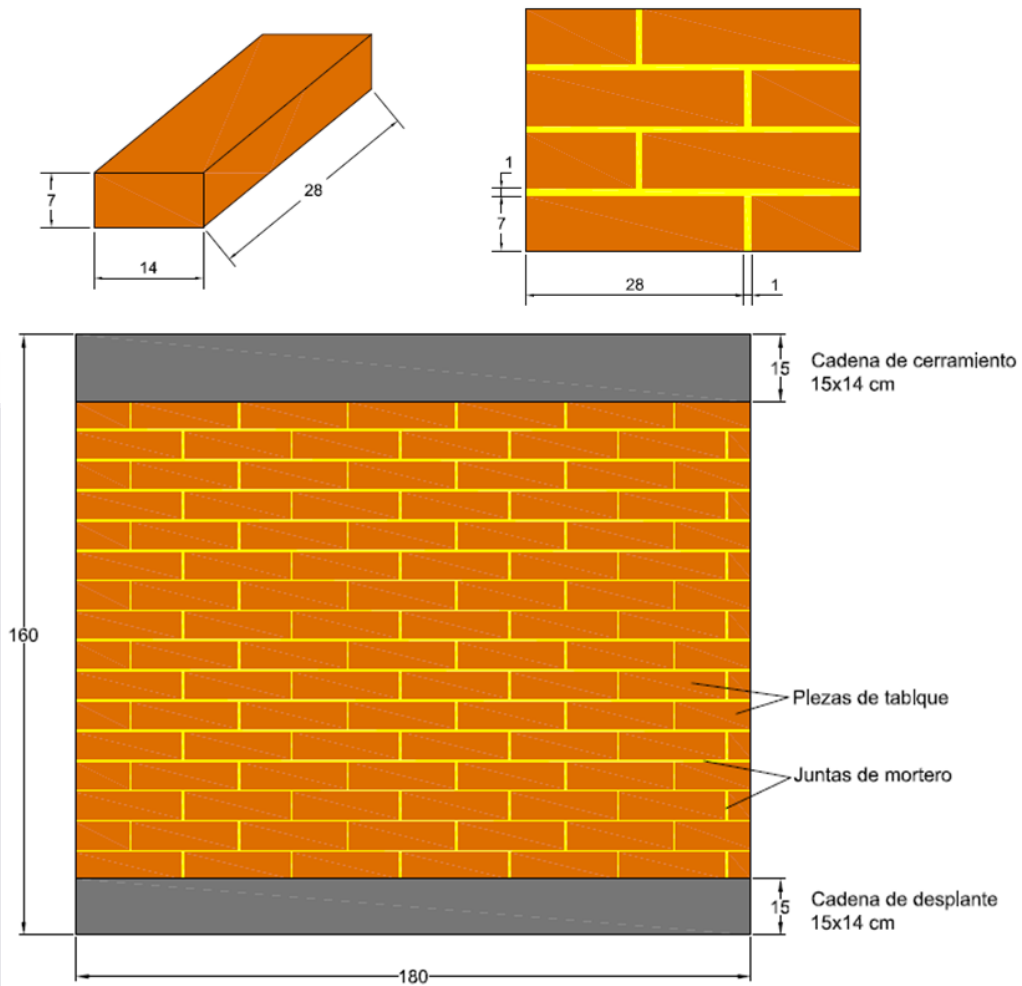


Figura 54 Características geométricas del muro ensayado bajo hundimientos diferenciales.

Para poder apreciar las grietas y medir las deformaciones de distintos puntos seleccionados, se optó por aplicar un aplanado de yeso de una de las caras del muro sobre el cuál se realizó un cuadrículado de 20 cm de separación. En la figura 55 se observa el proceso de construcción del muro.



a)

b)



c)

Figura 55 Construcción del muro ensayado: a) cadena de desplante sobre dispositivo simulador de hundimientos; b) muro de tabique rojo recocido y colado de la cadena de cerramiento; c) aplanado de yeso y cuadrícula para medición de desplazamientos.

3.2 Caracterización de los materiales.

Para obtener las propiedades mecánicas de la mampostería se construyeron tres pilas y tres muretes y se ensayaron de acuerdo a lo especificado en la norma correspondiente, (NMX-C-464-ONNCCE, 2010). La resistencia a la compresión promedio de la mampostería se obtuvo de ensayar tres pilas con una altura de tres piezas cada una, mientras que la resistencia a compresión diagonal se obtuvo de probar tres muretes, ver figura 56.

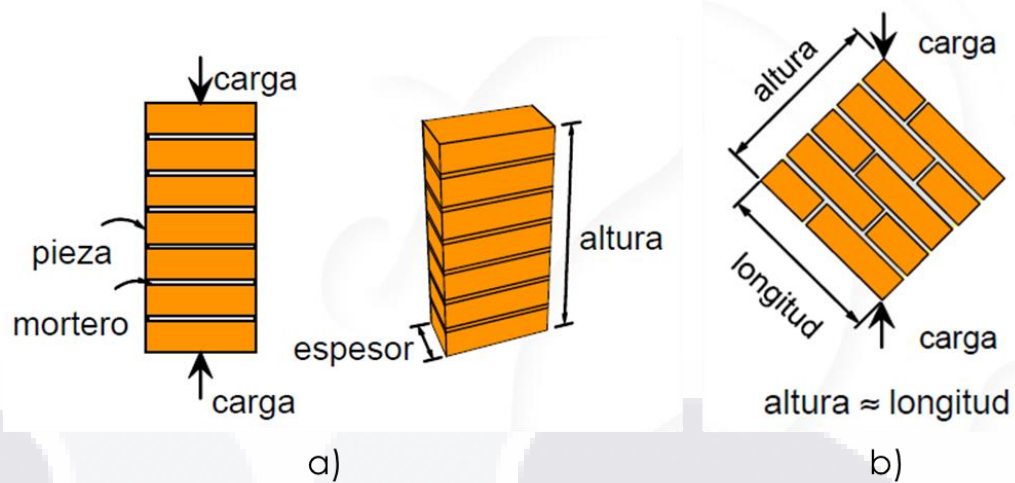


Figura 56 Ensayo de a) muretes y b) pilas de acuerdo a la norma (NMX-C-464-ONNCCE, 2010)

Como ya se mencionó, se construyeron tres pilas con una altura de tres piezas cada una. Para empezar, se pesaron las tres pilas y se midieron sus dimensiones, esto para obtener la densidad de la mampostería. Posteriormente se llevó cada una de las pilas a una prensa mecánica para someterla a esfuerzos de compresión y determinar la resistencia de la mampostería (f^*m). En la figura 57 se observan los trabajos mencionados.



Figura 57 Pilas de tabique rojo recocido para obtener la resistencia a compresión, f_m^* : a) peso de la pila; b) ensayo de la pila.

Los muretes se usaron para obtener la resistencia a la compresión diagonal de la mampostería. Estos se ensayaron sometiéndolos a la acción de una carga de compresión monótona a lo largo de su diagonal (NMX-C-464-ONNCCE, 2010).



Figura 58 a) Muretes para obtener la resistencia a compresión diagonal, V_m^* ; b) murete en posición para aplicación de carga.

Del mortero empleado en la construcción del muro, las pilas y los muretes se tomaron varias muestras para fabricar nueve cubos de 5x5 cm que posteriormente serían ensayados para obtener la resistencia a compresión del mortero. Esto se realizó de acuerdo a la norma correspondiente (NMX-C-486-ONNCCE, 2014).



Figura 59 Ensayo a compresión del mortero para pegar piezas.

3.3 Ensayo de muro de mampostería ante asentamientos diferenciales.

Con el muro terminado y trazada la malla de puntos para monitoreo se procedió a la aplicación de cargas para inducir el desplazamiento deseado. En un principio se pensó en aplicar la carga por medio de un gato al centro del muro a

través de un sistema de placas articuladas diseñadas para distribuir las cargas en la longitud del muro. Sin embargo, durante el proceso se optó por utilizar dos gatos para aplicar la carga: uno sobre la mitad fija del muro y el otro sobre la mitad liberada, ver figura 60.

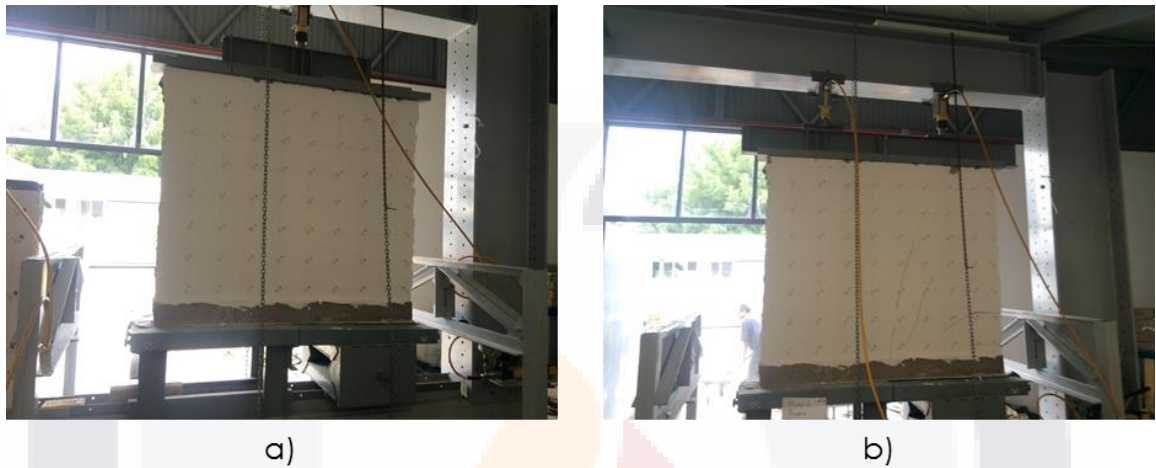


Figura 60 Aplicación de cargas al muro: a) por medio de un solo actuador; b) por medio de dos actuadores

Para el monitoreo de los desplazamientos de cada punto durante el tiempo de ensayo se empleó una estación total marca SOKKIA. Primeramente se hizo un levantamiento de todos los puntos del muro para tener una referencia de la forma y dimensiones iniciales de éste. En la figura 61 y en la tabla 11 se muestran los puntos levantados.

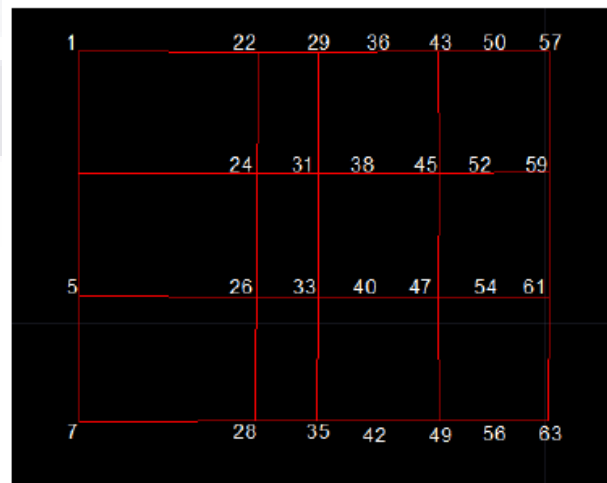


Figura 61 Puntos de control iniciales para monitoreo.

Tabla 11 Coordenadas de los puntos de control.

Lectura		
Punto	X	Y
1	998.479	100.882
22	999.065	100.878
29	999.261	100.877
43	999.654	100.88
57	1000.017	100.879
31	999.261	100.483
45	999.655	100.483
59	10000.016	100.486
33	999.26	100.079
47	999.654	100.077
61	1000.014	100.078
35	999.258	99.68
49	999.658	99.679
63	1000.013	99.679
26	999.062	100.08
5	998.482	100.081
7	998.485	99.68
28	999.059	99.68

Posteriormente se liberó la mitad derecha del muro bajando las cuñas que lo soportaban, quedando un claro de 90 cm sin apoyo, simulando de esta manera las condiciones para la aparición de un hundimiento diferencial. En la figura 62 se muestra el procedimiento del ensayo realizado.

El ensayo inició aplicando dos cargas sostenidas de 5 toneladas cada una, las cuales eran transmitidas mediante dos vigas de acero y el sistema de placas antes mencionado a ambas mitades del muro. Con la mitad derecha del muro sin apoyo y la aplicación de las cargas, se tomó la segunda lectura de los puntos monitoreados, siendo esta medición la correspondiente al primer ciclo de carga del muro. Es importante mencionar que del segundo levantamiento en adelante, no se tomó lectura de todos los puntos si no que se escogieron aquellos que se consideraron más importantes y representativos siendo estos los localizados en la parte superior e inferior de la retícula.

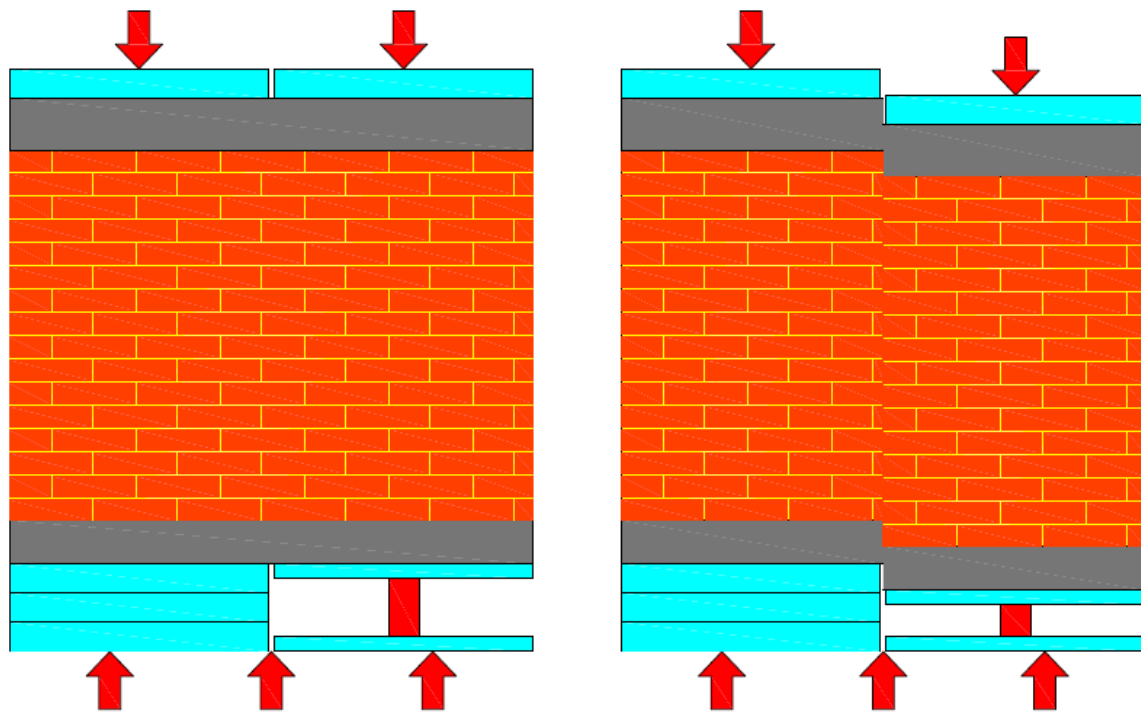


Figura 62 Procedimiento del ensayo realizado para simular el hundimiento diferencial.

Para el tercer levantamiento se aumentó la carga de ambos gatos a 9 toneladas, esto con la finalidad obtener una carga uniforme a lo largo de todo el muro, sosteniendo este nivel de esfuerzos durante quince minutos antes de realizar el levantamiento. Para los siguientes levantamientos se incrementó la carga únicamente del gato actuante sobre la parte sin apoyo dejándola actuar durante 15 minutos, ya que el otro se encontraba en su máxima capacidad, sólo se tuvo cuidado de mantener la carga de 9 toneladas en ese punto. Las cargas aplicadas en el extremo en volado fueron de 12, 15 y 15.5 toneladas siendo ésta última la carga máxima soportada por el muro antes de la falla. El incremento de cargas se resume en la tabla 11.

Tabla 12 Secuencia de cargas en muro ensayado.

Levantamiento	Carga en extremo apoyado (Ton)	Carga en extremo sin apoyo (Ton)
1	0	0
2	5	5
3	9	9
4	9	12
5	9	15
6	9	15.5

El fenómeno en la realidad se da lo largo de varios años anta una carga constante, pero siendo evidente que el factor tiempos a esas magnitudes es algo que no se puede representar en laboratorio, los desplazamientos son inducidos por el incremento de cargas. (Meli & Hernández, 1975) mencionan en una de sus conclusiones que la resistencia, la rigidez y la deformación angular no varían en forma significativa cuando las velocidades a las que se lleva a la falla el muro varían entre 10 minutos y 2 meses. Por lo que podemos decir que el tiempo de aplicación de las cargas (15 minutos) es útil para el estudio del fenómeno.

4 RESULTADOS EXPERIMENTALES.

4.1 Caracterización de los materiales.

Los ensayos tanto de las pilas como de los muretes se realizaron de acuerdo a la norma (NMX-C-464-ONNCCE, 2010).

La resistencia a compresión de la mampostería se obtuvo ensayando 3 pilas con una altura de 3 tabiques cada una con un espesor de junta de 1 cm. Los resultados se resumen en la tabla 13.

Tabla 13 Resistencia a compresión de la mampostería, f_m^*

PILAS	Peso (Kg)	a (cm)	b (cm)	c (cm)	Densidad (kg/m ³)	P (T)	Fm* (kg/cm ²)
1	9.85	27.2	13.8	20.5	1280.07	5.72	15.24
2	10.45	27.2	13.5	20.5	1388.22	9.318	25.38
3	10.2	27.2	13.5	20.5	1355.01	8.605	23.43
					1341.10		21.35
						FC=0.75	16.01
						Según NTC	15.00

Se promediaron los resultados tanto de densidad como de resistencia a compresión de los tres muretes. Sin embargo, en este último se aplicó un factor de corrección por la relación altura espesor de la pila, esto de acuerdo a lo indicado en las normas. El f_m^* calculado fue de 16.01 kg/cm², mientras que las normas proponen una resistencia para este sistema de 15 kg/cm², por lo que el resultado obtenido es aceptable. En la figura 63 se observa el fallo de las pilas por aplastamiento, apareciendo grietas verticales que atraviesan tanto unidades como juntas.



Figura 63 Fallo por aplastamiento de la pila de mampostería.

La resistencia a compresión diagonal V_m^* se calculó a partir del ensayo de los tres muretes. Esta resistencia se determinó dividiendo la carga máxima entre el área bruta del murete medida sobre su diagonal. Los resultados se muestran en la tabla 14:

Tabla 14 Resistencia a compresión diagonal, V_m^*

MURETES	Peso (Kg)	a (cm)	b (cm)	c (cm)	Densidad (kg/m ³)	P (T)	V_m^* (kg/cm ²)
1	30.55	13.5	37.4	41.8	1447.54	2.5	3.30
2	31.2	13.4	37.6	41.8	1481.45	1.9	2.52
3	29.55	13.5	37	41.4	1428.97	2.7	3.60
					1452.65		3.14
					Según NTC		3

De igual manera se realizó un promedio de los resultados obtenidos en las tres pruebas. La densidad de la mampostería es de 1452.65 kg y su resistencia a cortante V_m^* fue de 3.14 kg/cm². Las normas consideran un V_m^* de 3 – 3.5 kg/cm² dependiendo del tipo de mortero, por lo que podemos considerar aceptable el resultado obtenido en laboratorio. En la figura 64 se observa que los muretes fallaron por deslizamiento de las juntas con un inicio de fisuración en las unidades.



Figura 64 Fallo del murete: se observó un fallo deslizamientos de las juntas con inicio de fisuración por tensión en las unidades.

El módulo de elasticidad de la mampostería, E_m , se obtuvo de acuerdo al apartado 2.8.5 de las NTC correspondientes a la mampostería, el cuál menciona que E_m se puede obtener a partir del f_m^* . Por tratarse de mampostería a base de

tabique rojo recocido, y por ser cargas de corta duración, se utiliza la siguiente expresión:

$$E_m = 600 f_m^* = 600 \times 16.01 \text{ kg/cm}^2 = 9606 \text{ kg/cm}^2$$

De los nueve cubos de mortero se obtuvo su densidad y su resistencia a la compresión. Los resultados se muestran en la tabla 15:

Tabla 15 Resistencia a compresión del mortero, f_j^*

CUBO	Densidad	f_j^* (kg/cm ²)
1	2.08	62.40
2	1.99	67.20
3	1.98	70.00
4	1.98	65.92
5	1.93	64.40
6	2.05	51.20
7	2.05	77.60
8	1.99	53.20
9	2.06	74.04
		65.11
Según NTC	Tipo III	40.00
	Tipo II	75

La resistencia a compresión promedio del mortero fue de 65.11 kg/cm², lo que nos indica que se trabajó con un mortero entre tipo II y III de acuerdo a lo especificado en la (NMX-C-486-ONNCCE, 2014).



Figura 65 Prueba de cubos de mortero a compresión.

4.2 Ensayo de muro de mampostería ante asentamientos diferenciales.

En el apartado 3.3 se describió el proceso seguido para el ensayo del muro. Se aplicaron 6 secuencias de carga para inducir desplazamientos en una parte del muro y en cada secuencia se hizo un levantamiento de los puntos de control. El levantamiento de cada secuencia se dibujó en AutoCAD para representar gráficamente la deformación del muro, figura 66.

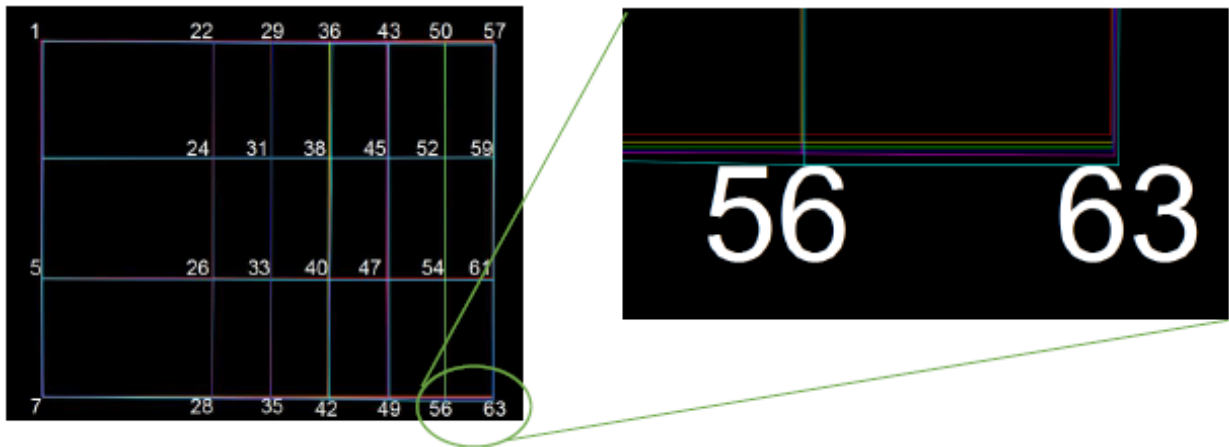


Figura 66 Muro deformado durante las diferentes etapas del experimento.

La distorsión angular se define como la relación del asentamiento diferencial entre dos puntos entre la distancia entre ellos. Para obtener los valores de las distorsiones se tomaron únicamente los desplazamientos en el punto de control 63, siendo los desplazamientos máximos vertical y horizontal de 1.6 y 0.4 cm respectivamente. Los resultados se muestran en la tabla 16:

Tabla 16 Desplazamientos verticales y horizontales del punto de control 63.

Lectura	Carga (Ton)		Coordenadas Punto de Control 63		Desplazamiento (cm)	
	Gato 1	Gato 2	x	y	Δx	Δy
1	0	0	1000.013	99.679	0	0
2	5	5	1000.014	99.675	0.1	0.4
3	9	9	1000.014	99.672	0.1	0.7
4	9	12	1000.014	99.67	0.1	0.9
5	9	15	1000.015	99.668	0.2	1.1
6	9	15.5	1000.017	99.663	0.4	1.6

Aplicando la definición de distorsión angular y calculando los momentos actuantes en cada etapa obtenemos los siguientes datos:

Tabla 17 Valores de la distorsión angular y momento actuante en el punto de control 63.

Lectura	x (cm)	Δy (cm)	Distorsión angular ($x/\Delta y$)	Momento (Ton.m)
1	90	0	0.000	0
2	90	0.4	0.004	2.25
3	90	0.7	0.008	4.05
4	90	0.9	0.010	5.4
5	90	1.1	0.012	6.75
6	90	1.6	0.018	6.97

Con estos valores podemos obtener una curva de momento-distorsión angular la cual se muestra a continuación:

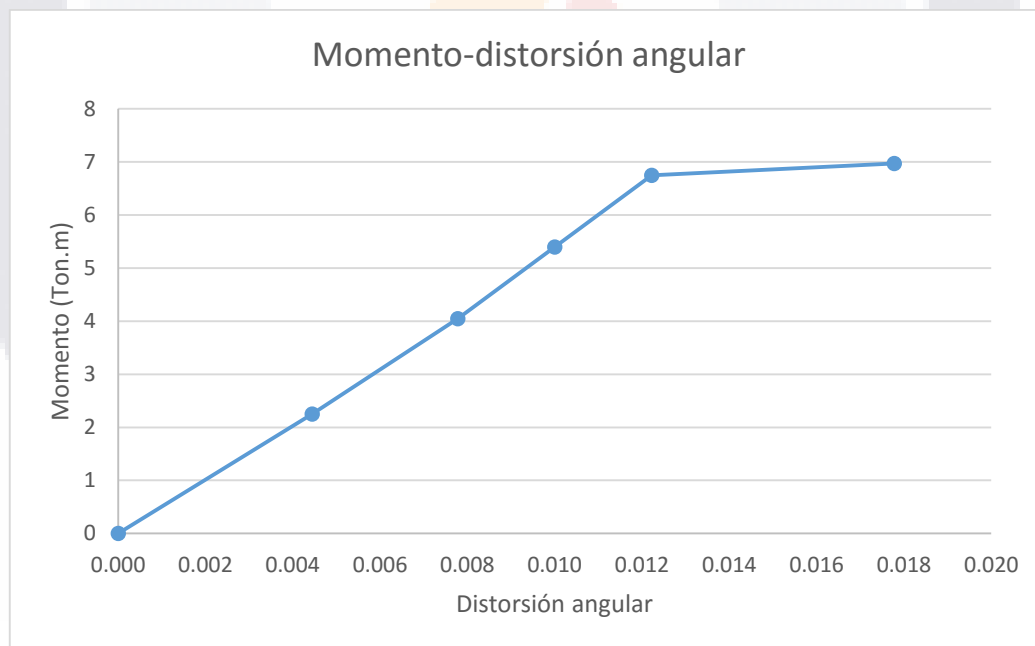


Figura 67 Gráfica momento-distorsión angular del muro de mampostería ensayado.

Durante el proceso de ensayo se monitoreo el agrietamiento del muro y se marcó con plumones la trayectoria de las grietas, presentándose principalmente en el punto de deflexión donde se liberó el muro. El agrietamiento inició en el punto medio inferior del muro extendiéndose hacia la parte superior y hacia los lados

conforme aumento la carga y por lo tanto, el desplazamiento. En las figuras 68 a 74 se muestra el desarrollo de las grietas en cada etapa de la prueba.



Figura 68 Muro en la etapa inicial.



Figura 69 Etapa 2 correspondiente a una distorsión de 0.004



Figura 70 Etapa 3 correspondiente a una distorsión de 0.008



Figura 71 Etapa 4 correspondiente a una distorsión de 0.010



Figura 72 Etapa 5 correspondiente a una distorsión de 0.012



Figura 73 Etapa 6 correspondiente a una distorsión de 0.018



Figura 74 Fallo del muro por tensión diagonal en los tabiques.

(Meli, 2014) propone una relación entre la distorsión angular por hundimientos diferenciales y el nivel de daños en muros de mampostería para muros con carga vertical sometidos a un esfuerzo promedio mayor a 2 kg/cm^2 . Estos valores son comparados con los observados en laboratorio en la tabla 18:

Tabla 18 Relación entre la distorsión angular por hundimientos diferenciales y el nivel de daños en mampostería.

Distorsión	Nivel de daño	Meli 2014	Experimental
γ_0	Inicio del agrietamiento.	0.003	0.004
γ_1	Límite de grieta reparable sin refuerzo especial.	0.008	0.008
γ_2	Límite para grieta reparable con refuerzo.	0.01	0.012
γ_3	Límite para grieta reparable con reestructuración.	0.033	0.018
$>\gamma_3$	Demolición	>0.033	>0.018

Comparando los valores podemos decir que para los primeros niveles de daño las distorsiones asociadas son muy parecidas, sin embargo para el límite γ_3 la variación es mayor. Esto puede deberse a que la velocidad de aplicación de la carga fue rápida lo que no permite el reacomodo de los elementos del muro ocasionando así una disminución en su capacidad.

5 METODOLOGÍA NUMÉRICA.

Para esta etapa se recurrió al software de elementos finitos Abaqus. Para entender el funcionamiento del programa y como ejercicios previos al modelamiento de los muros, se modelaron pequeños ensamblajes compuestos por un largo equivalente a dos tabiques y una altura de cuatro hiladas. Para el modelado de estos ensamblajes se consideraron dos técnicas: un micromodelo simplificado y un micromodelo detallado.

Las dimensiones de los tabiques son 7x14x28 cm para ambos casos, empleando en el micromodelo detallado un espesor para la junta de 1 cm, figura 80. En el micromodelo simplificado el espacio de la junta fue ocupado mediante la expansión de los tabiques, concentrando el trabajo de la junta por medio de la creación de una superficie de contacto entre tabiques a la cual se asignó un comportamiento normal del tipo "Hard-contact" y un comportamiento tangencial de tipo friccional con un coeficiente de 0.5, figura 81.

En cuanto a las propiedades mecánicas de los componentes se obtuvieron de los valores característicos mencionados en las NTC 2014.

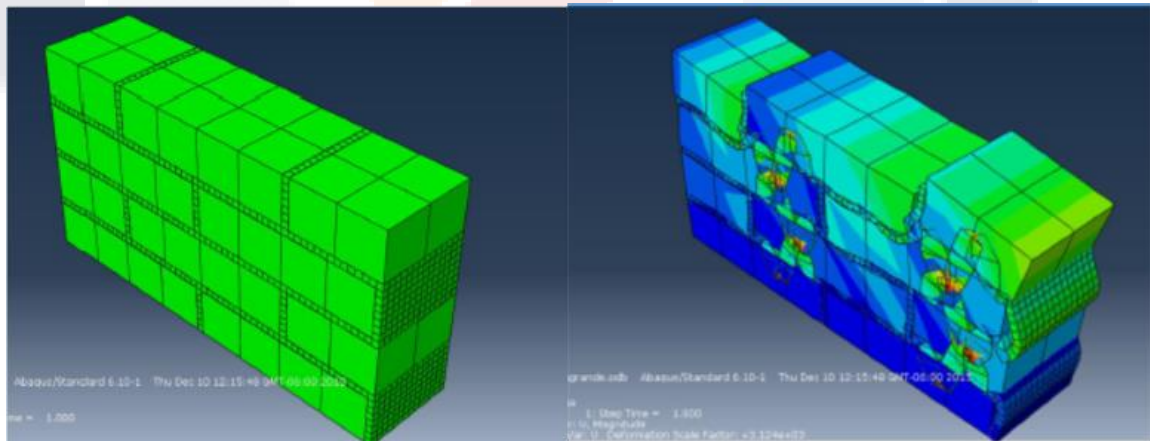


Figura 75 Micromodelo detallado de murete

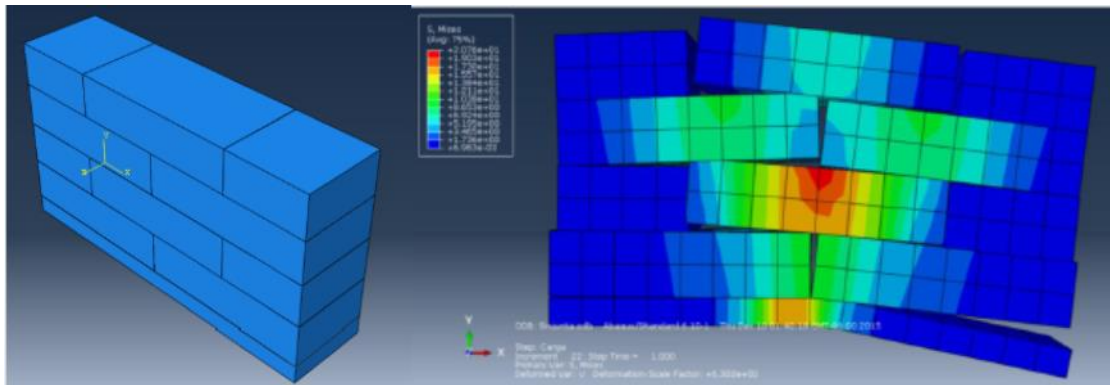


Figura 76 Micromodelo simplificado de murete.

Con el micromodelo detallado pueden obtenerse resultados más cercanos a la realidad debido a la modelación de cada uno de los elementos que componen la mampostería, sin embargo, como ya se ha mencionado anteriormente esto conlleva a un mayor esfuerzo computacional, lo que se traduce en un mayor tiempo de análisis. Esto se pudo comprobar en estos dos micromodelos, al haber una gran diferencia entre los tiempos que llevo correr cada uno de los modelos.

Por lo anterior se optó por utilizar micromodelos simplificados para la generación de los modelos de estudio.

5.1 Generación de modelos constitutivos de los muros.

Como ya se ha mencionado anteriormente, los modelos numéricos generados se basan en la campaña experimental MS14GSI de (Charry, 2009). Dicha campaña corresponde al ensayo de muros a escala 1:4 con giro superior impedido sometidos a un estado de esfuerzos biaxial empleando micromodelos simplificados en tres dimensiones. En estos modelos las unidades son representadas por elementos rectangulares abarcando hasta la línea media de las juntas, mientras que éstas son definidas por interfases.

Los tabiques son representados por elementos cuadriláteros en 3 dimensiones de cuatro nodos (C3D8R).

Para representar las interfases de contacto entre unidades se han utilizado superficies de contacto con comportamiento cohesivo. Los valores de cargas y desplazamientos utilizados para la calibración de los modelos se encuentran en las

tablas 9 y 10 del apartado 2.4. Para el tabique se ha considerado un módulo de elasticidad inicial de 5000 N/mm² y una relación de Poisson de 0.15.

Las dimensiones del muro son de 300 mm de largo, 250 mm de alto y 35 mm de ancho.

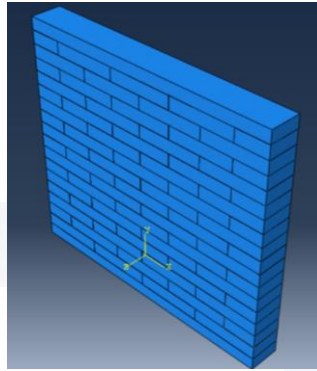


Figura 77 Modelo tipo correspondiente a la campaña experimental MS14GSI de (Charry, 2009)

Las propiedades elásticas de las juntas se obtuvieron de acuerdo a lo formulado por (Oliveira, 2003) y cuyos valores son presentados en el trabajo de (Vlviescas, 2009). Las propiedades inelásticas de las juntas se tomaron del trabajo de (A. Hernández, 2014). En las tablas 20 y 21 se muestran los valores de las propiedades elásticas e inelásticas respectivamente.

Tabla 19 Parámetros elásticos de las juntas de contacto entre unidades.

Kn	Ks
N/mm ³	N/mm ³
574.15	267.05
420.3	195.49
1684.13	783.32
2262	1052.1
3019.71	1404.51
1902.6	884.93
550.2	255.91
649.85	302.26
335.95	156.25

Tabla 20 Parámetros inelásticos de las juntas de contacto entre unidades.

Tensión		Cortante			Compresión	
ft (Mpa)	G'f (Mpa)	c (Mpa)	tan Φ	G''f (Mpa)	fc (Mpa)	Css
0.55	0.13	0.45	0.8097	0.045	12	9

5.2 Calibración de modelos mediante los resultados en las campañas.

Para la calibración de los modelos se aplicó una carga vertical uniformemente distribuida en la superficie superior y la carga horizontal aplicada a la sección correspondiente a la cadena, los valores de las cargas se encuentran en el apartado 2.4.

La calibración de los modelos se llevó a cabo mediante la variación del módulo de elasticidad de las piezas hasta lograr los desplazamientos presentados en la tabla 9 del apartado 2.4. El desplazamiento fue tomado en la parte superior derecha del modelo. La figura 78 muestra el modelo calibrado del muro 40V18H al cual corresponde un desplazamiento vertical de 0.135 mm.

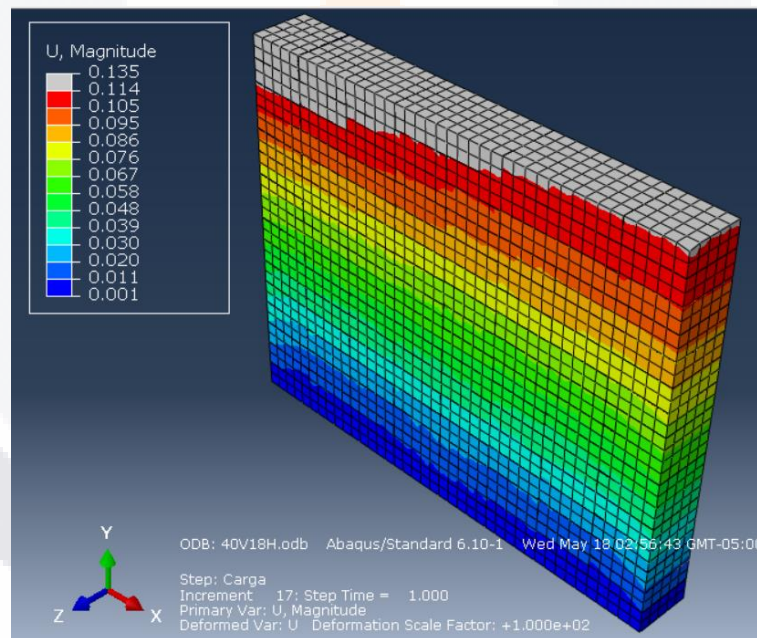


Figura 78 Modelo calibrado correspondiente al muro 40V18H

5.3 Evaluación ante asentamientos diferenciales.

Una vez que los modelos fueron calibrados, estos fueron sometidos a los efectos de hundimientos diferenciales. Para realizar esto, la mitad del muro se empotró y la otra mitad se liberó de toda restricción. La carga horizontal usada para calibración

fue retirada y se conservó la carga vertical, siendo esta la provocadora de los desplazamientos verticales.

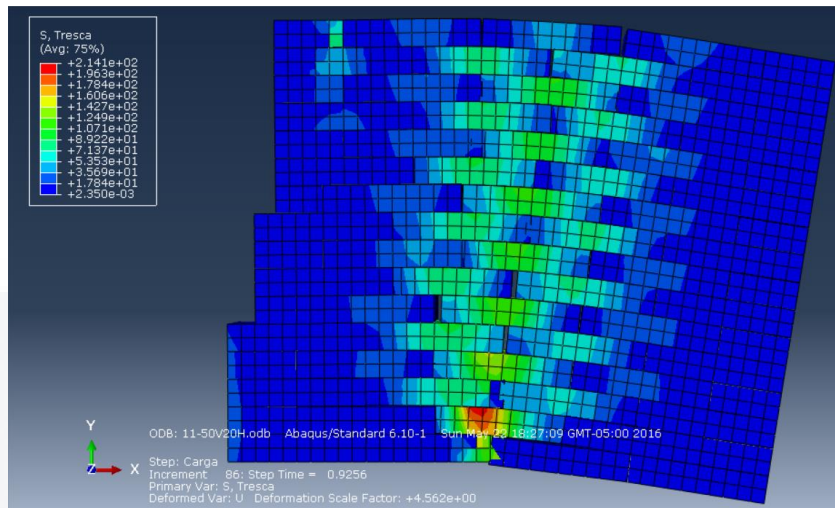


Figura 79 Resultado del análisis de muro afectado por subsidencia.

6 RESULTADOS NUMÉRICOS.

6.1 Muro 15V9H

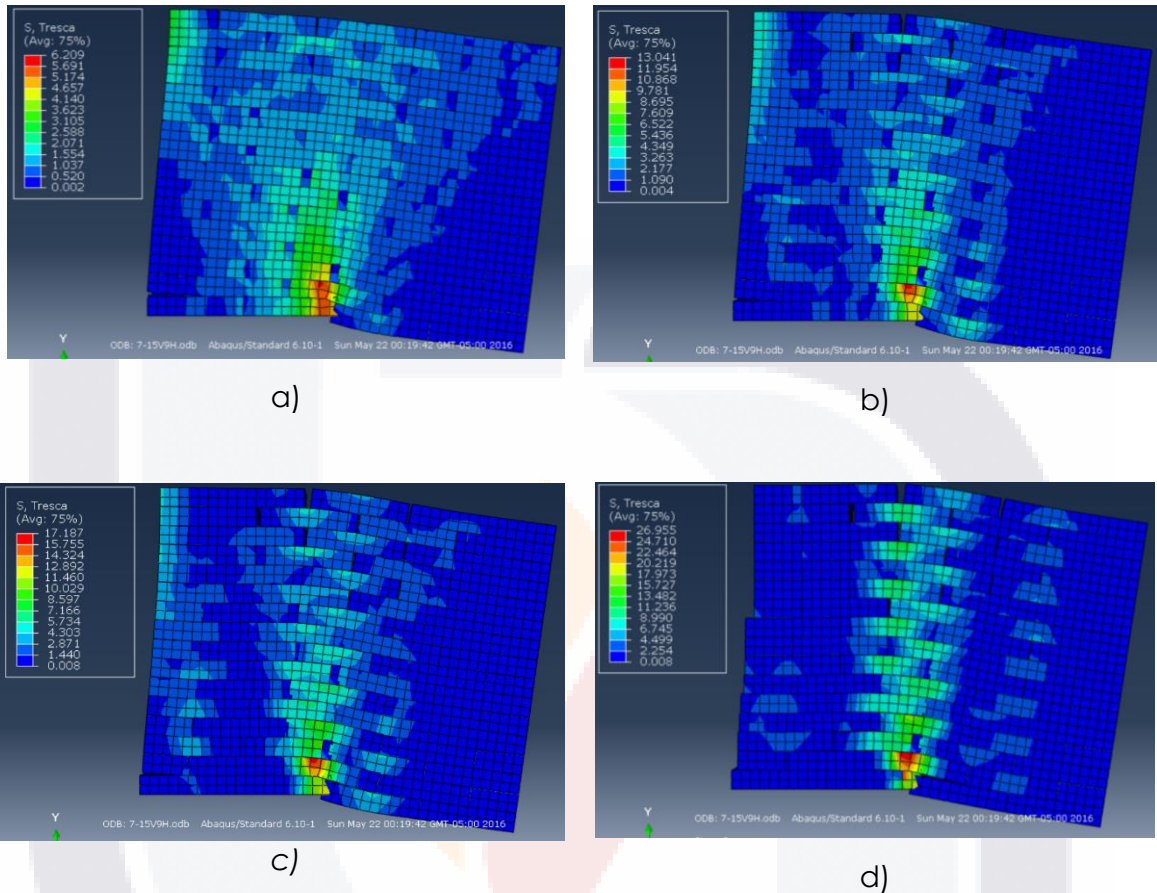


Figura 80 Muro 15V9H a diferentes distorsiones angulares: a) 0.003; b) 0.008; c) 0.012; d) 0.033

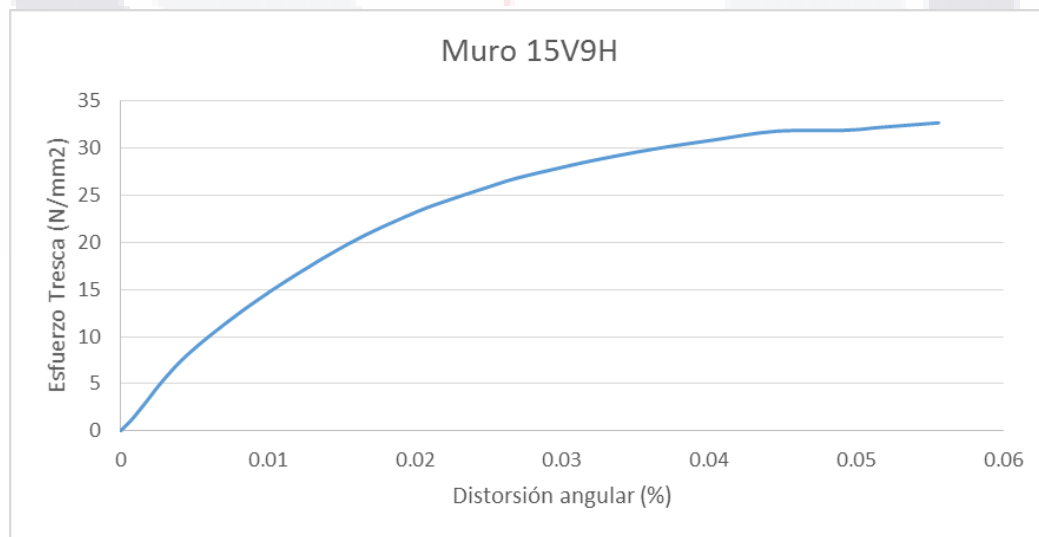


Figura 81 Gráfica Esfuerzo-Distorsión angular para el muro 15V9H

6.2 Muro 25V16H

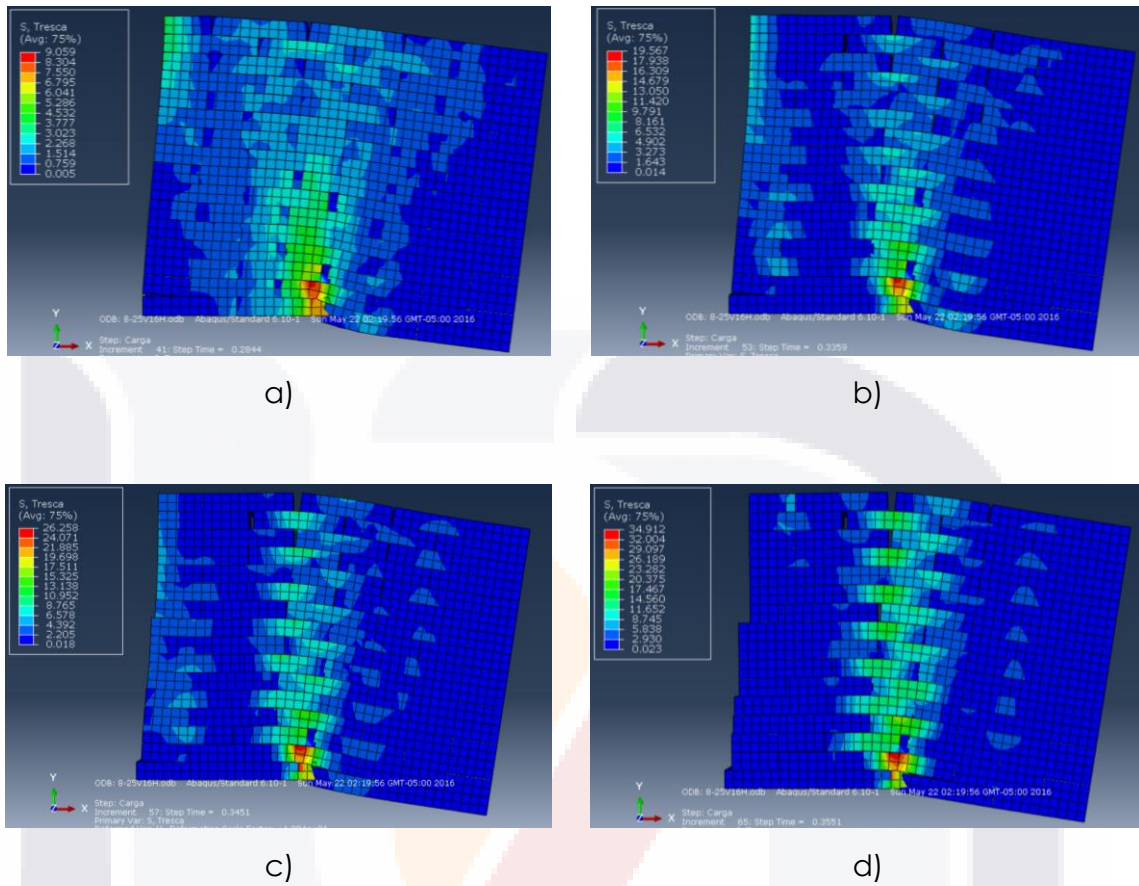


Figura 82 Muro 25V16H a diferentes distorsiones angulares: a) 0.003; b) 0.008; c) 0.012; d) 0.033

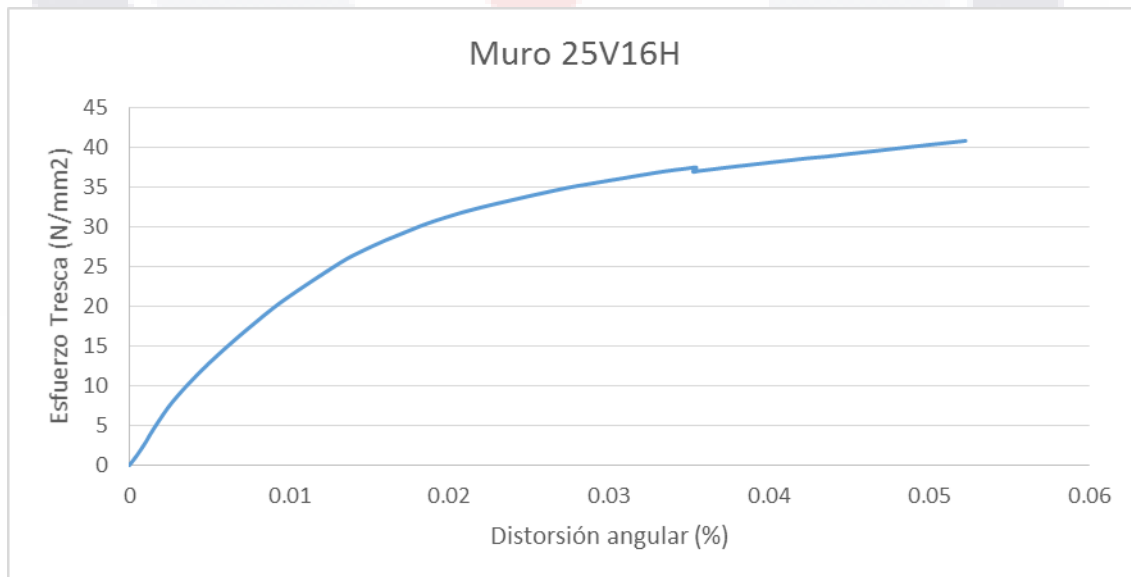


Figura 83 Gráfica Esfuerzo-Distorsión angular para el muro 25V16H

6.3 Muro 31V17H

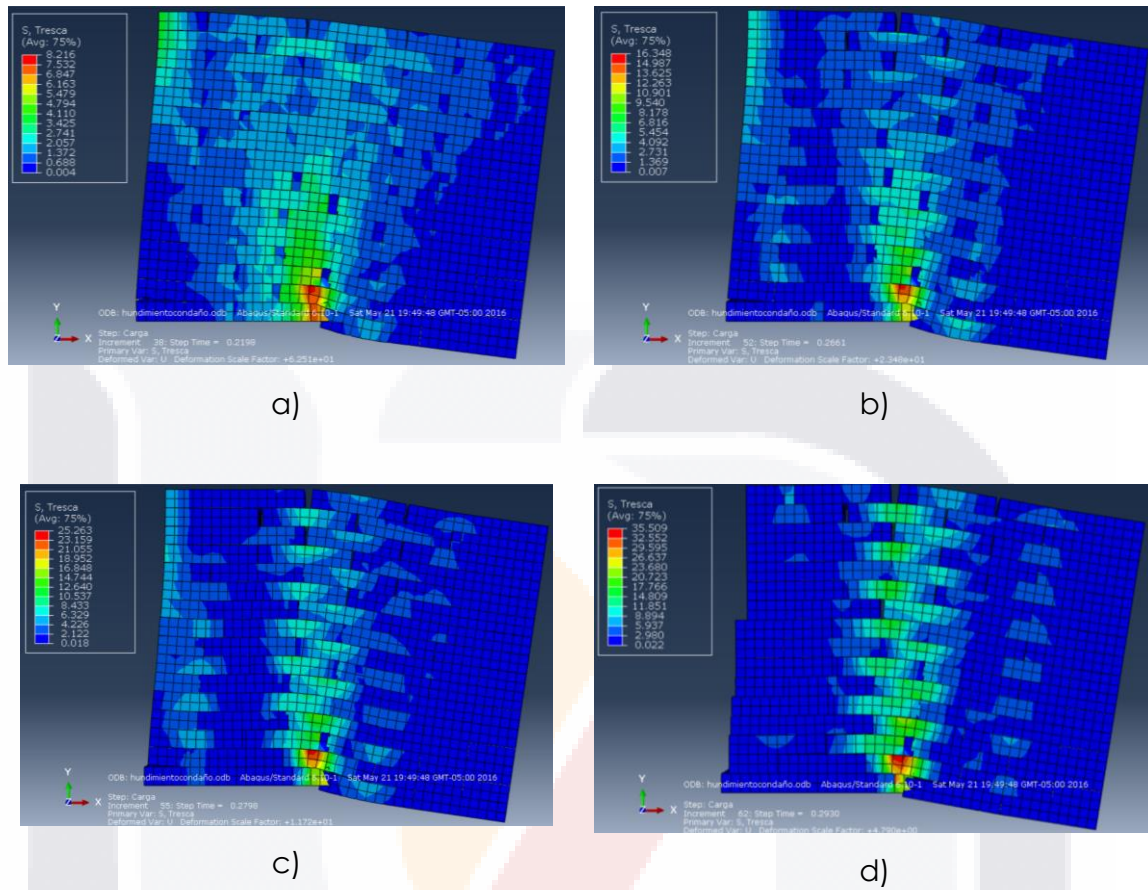


Figura 84 Muro 31V17H a diferentes distorsiones angulares: a) 0.003; b) 0.008; c) 0.012; d) 0.033

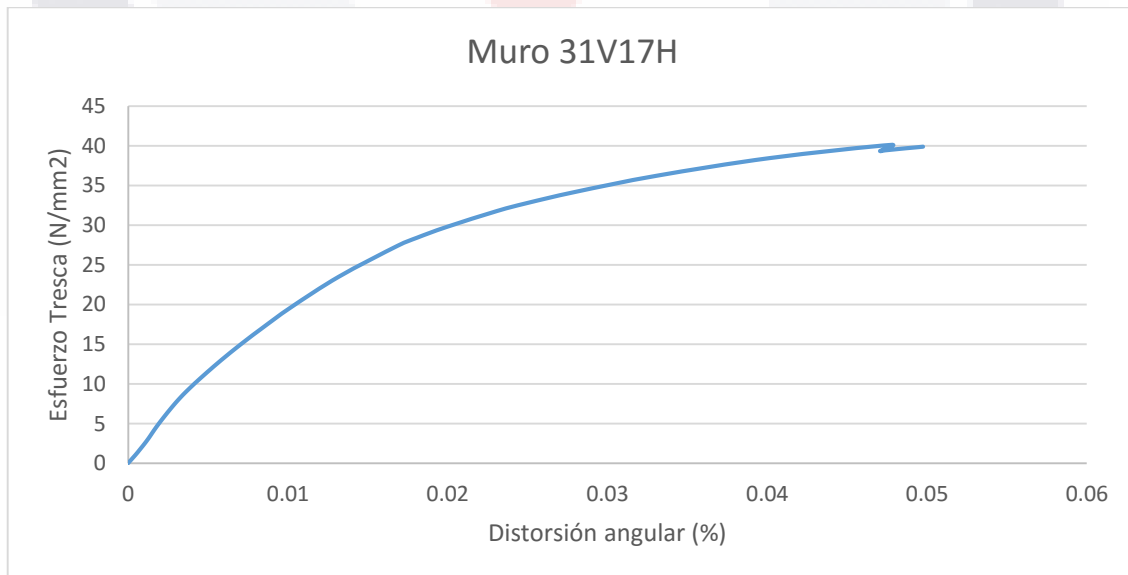


Figura 85 Gráfica Esfuerzo-Distorsión angular para el muro 31V17H

6.4 Muro 40V18H

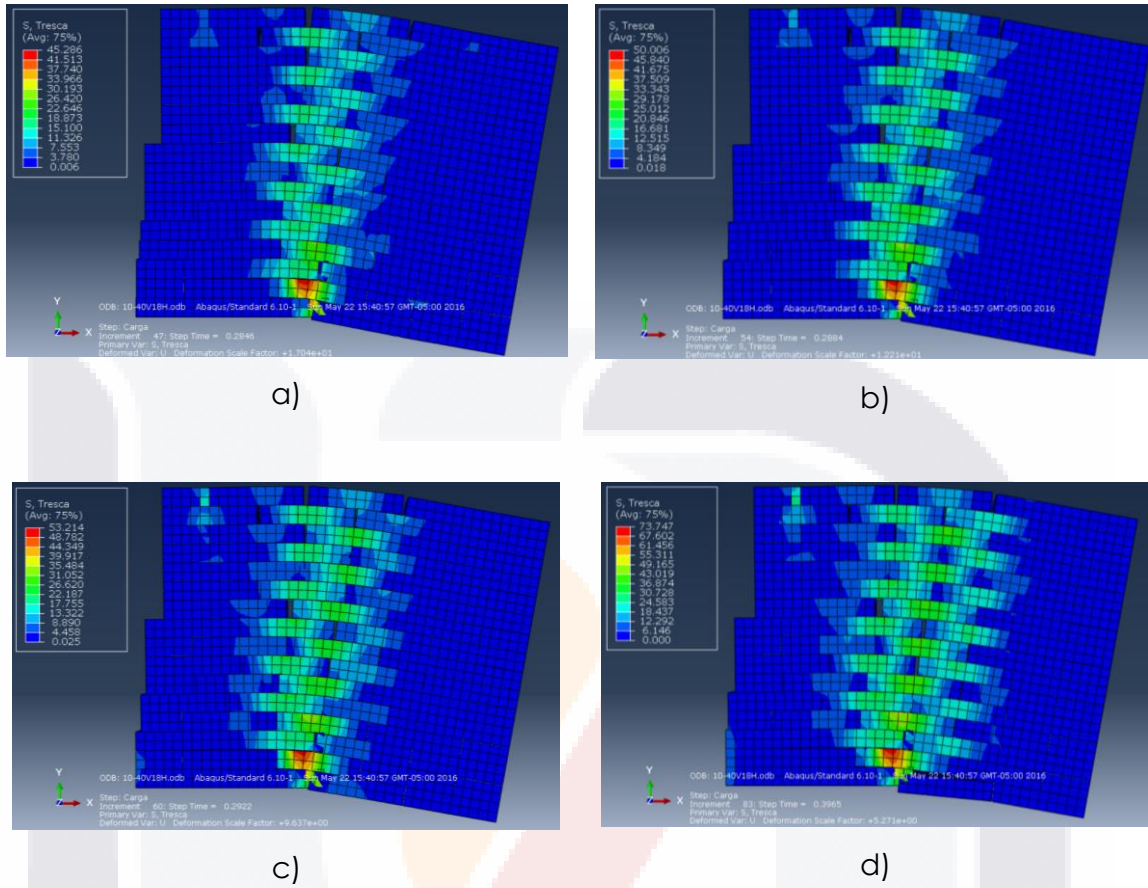


Figura 86 Muro 40V18H a diferentes distorsiones angulares: a) 0.003; b) 0.008; c) 0.012; d) 0.033

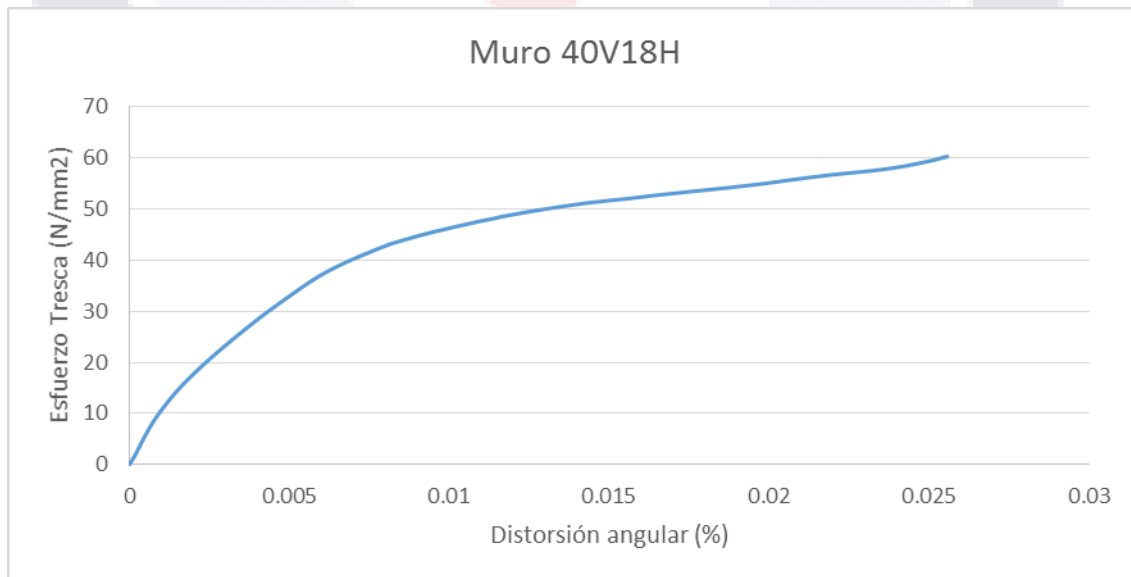


Figura 87 Gráfica Esfuerzo-Distorsión para el muro 40V18H

6.5 Muro 50V21H

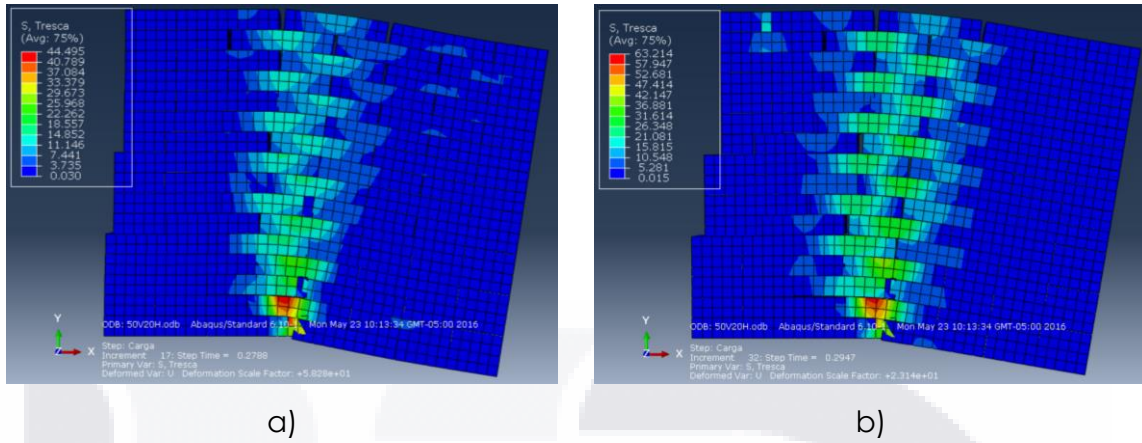


Figura 88 Muro 50V21H a diferentes distorsiones angulares: a) 0.003; b) 0.008;

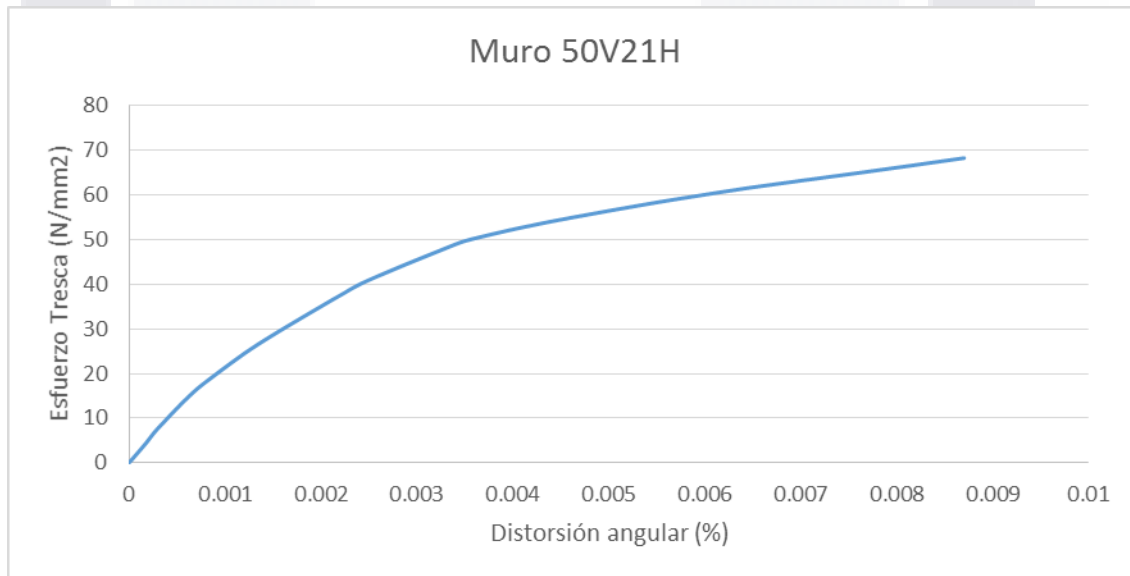


Figura 89 Gráfica Esfuerzo-Distorsión para el muro 50V21H

7 ANÁLISIS DE RESULTADOS.

7.1 Resultados experimentales.

Para la prueba experimental del muro, en primera instancia se realizó una caracterización de los materiales empleados. Los parámetros más importantes estudiados, y a los que hace referencia las NTC para el diseño de la mampostería, fueron la resistencia a compresión del mortero (65.11 kg/cm^2), la resistencia a compresión normal (16.01 kg/cm^2) y a compresión diagonal (3.14 kg/cm^2) de la mampostería. (9606 kg/cm^2). Con estos valores se obtuvo el módulo de elasticidad (9606 kg/cm^2) de acuerdo a lo especificado en las mismas normas. Estos valores característicos se encuentran dentro de los valores de diseño de las normas, por lo que podemos decir que los materiales empleados fueron adecuados para la construcción del muro.

Después de caracterizar y validar las propiedades de los materiales, se ensayó un muro $1.80 \times 1.60 \text{ m}$ incluyendo cadenas de desplante y cerramiento. En la figura 67, gráfica momento-distorsión angular, se observa un comportamiento elástico hasta una distorsión angular igual a 0.012 , después de la cual existe una clara disminución de la rigidez del muro.

Para cada etapa de carga se calculó la distorsión angular provocada, y mediante observación se compararon los efectos de cada distorsión con los estados de daño propuestos por (Meli, 2014), tabla 18. Para los primeros estados de daños correspondientes al inicio del agrietamiento (γ_0), límite de grieta reparable sin refuerzo (γ_1), y límite de grieta reparable con refuerzo (γ_2), los valores de las distorsiones obtenidas en el experimento son muy parecidas a las propuestas por Meli. En cambio, para una grieta reparable con restructuración (γ_3), existe una variación mayor en la distorsión causante del daño, obteniendo en el muro de prueba una distorsión menor. Esto puede deberse a la velocidad de aplicación de la carga, ya que no se permite el reacomodo de la mampostería a diferencia de lo que ocurre en la realidad con la subsidencia o bien, a la alta variación que puede esperarse de la respuesta de la mampostería debido a las muchas variables que en ella intervienen.

7.2 Resultados numéricos.

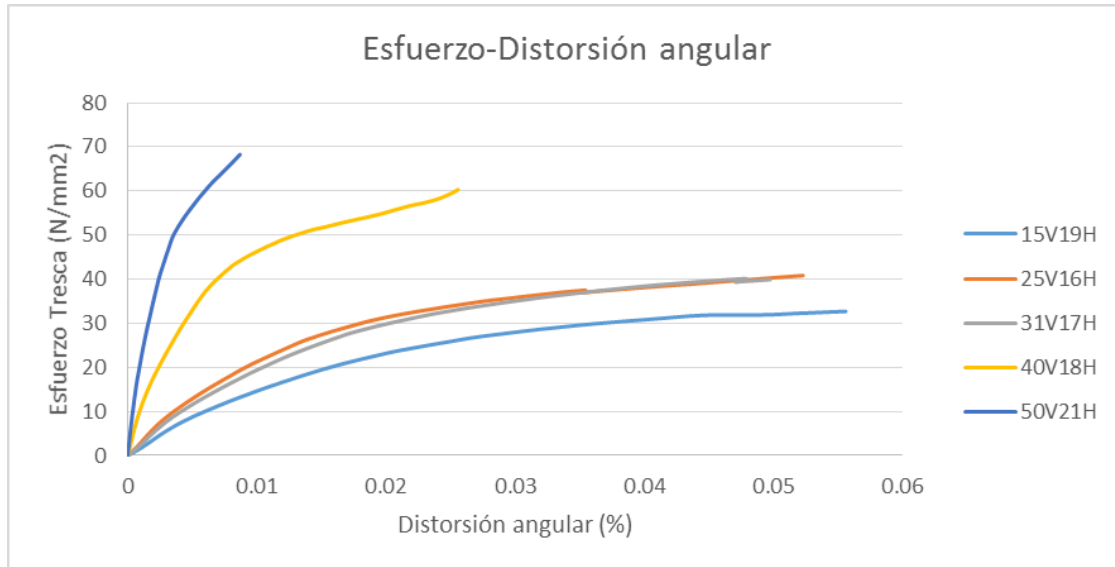


Figura 90 Gráficas esfuerzo-distorsión angular de los muros.

Se modelaron cinco muros de la campaña experimental MS14GSI de (Charry, 2009). Estos muros fueron calibrados de acuerdo a los datos reportados en su trabajo para después someterlos a los efectos de hundimientos diferenciales incluyendo en las interfases de interacción entre las piezas rigideces elásticas y energías de fractura.

El muro 15V9H presenta una mayor ductilidad, al presentar distorsiones angulares superiores a 0.05 a menores esfuerzos con respecto a los otros muros.

Los muros 25VH16 y 31V17H presentan un comportamiento bastante similar. Alcanzan distorsiones poco mayores a 0.05, pero sin alcanzar la distorsión del muro anterior, pero con esfuerzos cercanos a los 40 N/mm².

Los muros 40V18H y 50V21H presentan un comportamiento más frágil que los otros modelos con una rigidez inicial mayor. Se presenta la falla a esfuerzos considerablemente mayores a distorsiones bastantes menores.

En los modelos es posible apreciar el estado de daño de los muros a diferentes distorsiones. Se tomaron como referencia las distorsiones asociadas a los estados de daño propuestos por (Meli, 2014) ya que presentaron una buena correspondencia con el muro ensayado.



En los muros 15V9H, 25VH16 y 31V17H no se observan desplazamientos o fracturas considerables a distorsiones de 0.003, sin embargo para distorsiones mayores a 0.008 el daño comienza a ser evidente al presentarse desplazamientos considerables.

En los muros 40V18H y 50V21H el daño se hace evidente a partir de la distorsión de 0.003, ya que como se mencionó anteriormente, el comportamiento en estos modelos fue más frágil.

La diferencia en el comportamiento de los muros se debe principalmente al estado de esfuerzos al que se encuentra cada uno de ellos en la etapa inicial. Reafirmando lo dicho por otros autores, el estado de esfuerzos del muro define el tipo de falla que en este se presentará. En los modelos, los diferentes valores de rigideces de las juntas son función de dichos estados de esfuerzos.

8 CONCLUSIONES.

El fenómeno de subsidencia es un riesgo latente en el estado de Aguascalientes así como en muchas zonas del país, lo que lo convierte en un caso importante de estudio así como de los efectos que puede llegar a generar.

En el presente trabajo se trató el efecto sobre la mampostería de tabique rojo recocido. El estudio se efectuó en dos etapas: un estudio experimental y un estudio numérico.

La mampostería es un material altamente heterogéneo incapaz de resistir los esfuerzos de tensión causados por los efectos de los hundimientos diferenciales, lo cual se pudo comprobar mediante el ensayo de un muro en las instalaciones de la Universidad encontrándose una relación entre la distorsión angular y el daño en el muro.

La metodología numérica seguida en este trabajo supone un buen acercamiento a la respuesta de los muros afectados por el fenómeno en estudio, ya que el modo de falla observado en laboratorio se puede apreciar en los diferentes modelos. Además se pudo encontrar cierta similitud entre las relaciones distorsión-estado de daño de los modelos con las establecidas en la campaña experimental.

Aunque en general se obtuvieron buenos resultados en la presente tesis, es de reconocer que aún falta trabajo por desarrollar en el campo del comportamiento de la mampostería, especialmente afectada por hundimientos diferenciales debido al escaso trabajo desarrollado al respecto.

Debido a la complejidad que el material posee y a las diversas variables que pueden presentarse de una región a otra como son la calidad de los materiales y mano de obra, puede ser necesario un estudio específico por región de la respuesta de la mampostería.

GLOSARIO:

Consolidación: Proceso mediante el cual ocurre una disminución del volumen, que tiene lugar en un lapso de tiempo determinado, debido al aumento de cargas sobre el suelo.

Distorsión angular: Relación del asentamiento diferencial entre dos puntos a la distancia entre ellos.

Grieta: Fisura o fractura lineal profunda que se origina en un cuerpo sólido. Dicha abertura tiene lugar cuando se separan dos partes del material.

Hundimiento diferencial: Se refiere al desplazamiento desigual del terreno en distintos puntos de este.

Macromodelo: Es aquel en el que todos los elementos constituyentes del sistema son representados como un solo elemento continuo.

Mampostería: Sistema de construcción que consiste en levantar muros a base de bloques que pueden ser de arcilla cocinada, piedra o concreto entre otros, utilizando comúnmente un mortero a base de cemento, arena y agua para unir las piezas.

Micromodelo: Es un modelo en el cual cada uno de los elementos constituyentes del sistema son representados por elementos continuos. Pueden ser simplificados o detallados.

NTC: Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Subsidencia: Se refiere al hundimiento o desplazamiento vertical de una masa de suelo con poco o nulo movimiento horizontal y que puede generarse tanto por causas naturales como actividades humanas.

REFERENCIAS:

- Álvarez, A. (1999). *Modelo del mecanismo de agrietamiento en el valle y zona metropolitana de Querétaro* (Tesis de Maestría). Universidad Autónoma de Querétaro, Querétaro, México.
- Araiza, G. (2011). *Desarrollo y caracterización de un sistema integral de rectificación y control de estructuras de mampostería confinada, afectadas por el fenómeno de subsidencia del suelo*. Aguascalientes, Ags.: UAA.
- Aranda, J. J. (1989). Geología preliminar del graben de Aguascalientes. *UNAM*, 8(1), 22–32.
- Biot, M. A. (1941, Febrero). General Theory of Three Dimensional Consolidation. *Journal of Applied Physics*, 2, 155–165.
- Campos, L. (2012, Junio). *Agrietamiento por hundimiento en muros de mampostería*. Instituto Politécnico Nacional, México, D.F.
- Charry, J. (2009). *Estudio experimental del comportamiento de paredes de obra de fábrica de ladrillo ante la acción de cargas laterales* (Tesis Doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- Fundación ICA. (2003). *Edificaciones de mampostería para vivienda* (Segunda).
- Hernández, A. (2014, Febrero). *Simulación del comportamiento de paredes de obra de fábrica de ladrillo bajo estados de carga biaxial mediante micromodelización*. Barcelona.
- Hernández, M. (2014, Abril). *Riesgo y peligro geológico*. UAA.

- Hunter, D. (2013, Marzo 7). Living (and sometimes dying) with Karst. Retrieved from <http://blogs.scientificamerican.com/rosetta-stones/2013/03/07/living-and-sometimes-dying-with-karst/>
- INEGI. (2013). *Detección de hundimientos en el suelo de Aguascalientes* (Boletín de Prensa No. 492/13) (p. 6). Aguascalientes, Ags.: INEGI.
- Juárez, E., & Rico, A. (2005). *Mecánica de Suelos* (Vol. 1). México, D.F.: LIMUSA, S.A. DE C.V.
- Lourenco, P. B. (1994). *Analysis of masonry structures with interface elements: theory and applications*. Netherlands: Delft University of Technology.
- Lourenco, P. B. (1996). *Computational strategies for masonry structures*. Delft University Press, Holland.
- Lourenco, P. B. (1998). *Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behavior of masonry*. Portugal: University of Minho.
- Lourenco, P. B. (2002). Computations on historic masonry structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*.
- Lourenco, P. B., & Rots, J. G. (1997). Multisurface interface model for analysis of masonry structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 660–668.
- Mann, W., & Müller, H. Failure of shear-stressed masonry - An enlarged theory, Tests and applications to shear walls., § Proc. 2nd Canadian masonry symposium (1982). Canada.
- Meli, R. (2014). *Diseño Estructural* (2da ed.). México, D.F.: LIMUSA, S.A. DE C.V.
- Meli, R., & Hernández, O. (1975). *Efectos de hundimientos diferenciales en construcciones a base de muros de mampostería*. México, D.F.: UNAM.



- Nelson, S. (2012). *Subsidence: Dissolution & Human Related Causes* (p. 10). Tulan: Tulan University, Dept. Earth and Environmental Sciences.
- NMX-C-061-ONNCCE. (2010). Determinación de la resistencia a la compresión de cementos hidráulicos.
- NMX-C-404-ONNCCE. (2012). Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural. Especificaciones y métodos de prueba.
- NMX-C-464-ONNCCE. (2010). Determinación de la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de pilas de mampostería de arcilla o de concreto - Métodos de ensaye.
- NMX-C-486-ONNCCE. (2014). Mortero para uso estructural - Especificaciones y métodos de ensayo.
- NTCDF. (2004, Octubre 6). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. Gobierno del Distrito Federal.
- Oliveira, D. (2003). *Experimental and numerical analysis of blocky masonry structures under cyclic loading* (Ph. Thesis). University of Minho, Guimares, Portugal.
- Pacheco, J. (2007, Septiembre). *Modelo de subsidencia del valle de Querétaro y predicción de agrietamientos superficiales*. UNAM, Juriquilla, Querétaro.
- Pluijm, R. V. D. (1992). Material properties of masonry and its components under tension and shear. *Proc. 6th Canadian Masonry Symposium*, 675–686.
- Romero, M. A., Pacheco, J., Ortiz, J. A., Zermeño, M. E., Araiza, G., & Mendoza, E. (2010). Land subsidence of the Aguascalientes Valley, Mexico: historical review and present situation. In 339 (pp. 207–209). Queretaro, México.



- SIFAGG. (2009). *Sistema de Información de Fallas Geológicas y Grietas*. México: Secretaría de Obras Públicas del Municipio de Aguascalientes.
- Soto, M. A. (2013, Septiembre 17). *Diseño, construcción e implementación de plataforma simuladora de hundimientos diferenciales a escala real*. UAA, Aguascalientes, Ags.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*.
- Viviescas, A. (2009). *Modelos simples para el análisis de muros de obra de fábrica cargados en su plano* (Tesis Doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- Wikipedia. (2015, Abril 10). Centralia [Enciclopedia]. Retrieved from <http://es.wikipedia.org/wiki/Centralia>
- Zermeño, M. E., Esquivel, R., Hernández, A., Mendoza, E., & Arellano, J. (2005). Influencia de la extracción del agua en la subsidencia y agrietamiento. *Investigación Y Ciencia de La Universidad Autónoma de Aguascalientes*, 15–22.
- Zermeño, M. E., Mendoza, E., & Calvillo, G. (2004, July). Medición del hundimiento y modelo para estudiar el agrietamiento de la ciudad de Aguascalientes. *Investigación Y Ciencia de La Universidad Autónoma de Aguascalientes*, 35–40.

ANEXO "A"

MODELAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERIA EN ABAQUS

En este capítulo se describe el procedimiento utilizado para modelar los muros correspondientes a la cámara MS14GSI de (Charry, 2009). Desde el modelado de los elementos, pasando por el ensamblaje y las interacciones, hasta el calibrado y la aplicación del desplazamiento vertical para simular los hundimientos del terreno.

Las unidades fueron modeladas mediante elementos sólidos 3D deformables utilizando las dimensiones de los tabiques a escala 1:4 (300x35x15mm expandiendo para abarcar el espacio del mortero). Las cadenas se crearon de la misma manera con dimensión de 300x35x14 mm. Cabe mencionar que las unidades utilizadas en el modelo son el milímetro y el Newton, esto por facilidad ya que son las utilizadas por Charry.

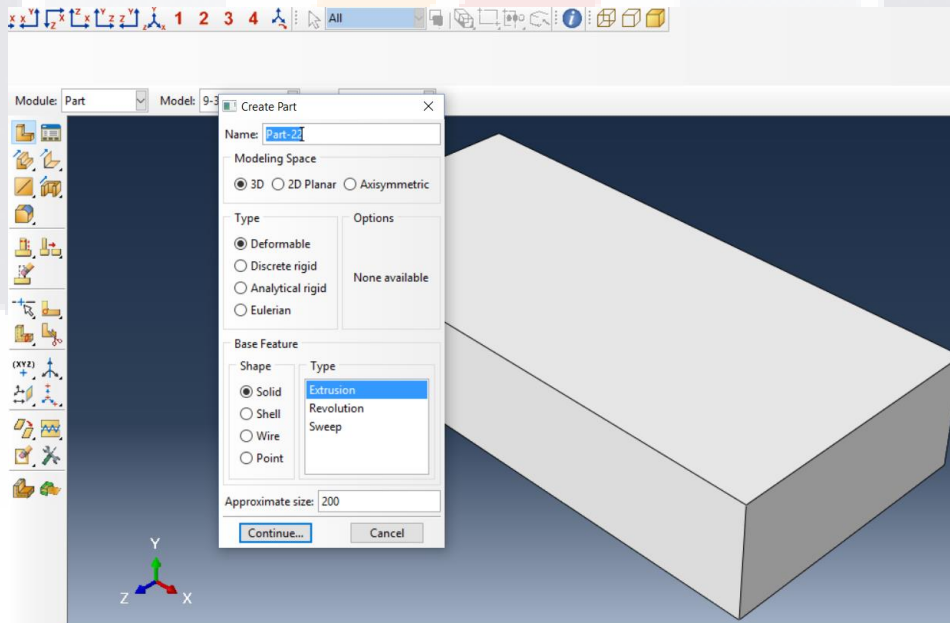


Figura 91 Creación de las partes constituyentes de la mampostería.

Las propiedades consideradas para el tabique son su peso específico, módulo de elasticidad (variable en cada caso para la calibración del modelo) y coeficiente de Poisson (0.15). Para el caso de las cadenas, los valores fueron

considerados de manera tal que no influenciaron el comportamiento de la mampostería que a final de cuentas, es el objeto de estudio.

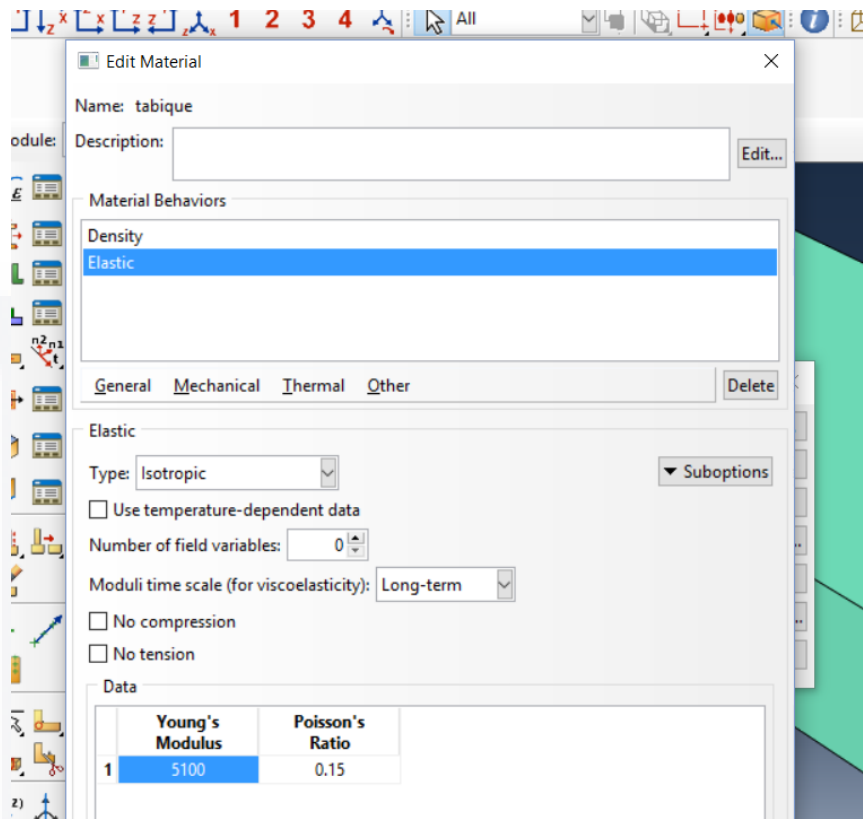


Figura 92 Asignación de propiedades elásticas

Se creó y asignó una sección sólida homogénea para el tabique y otra para las cadenas, asignando a cada una el material correspondiente.

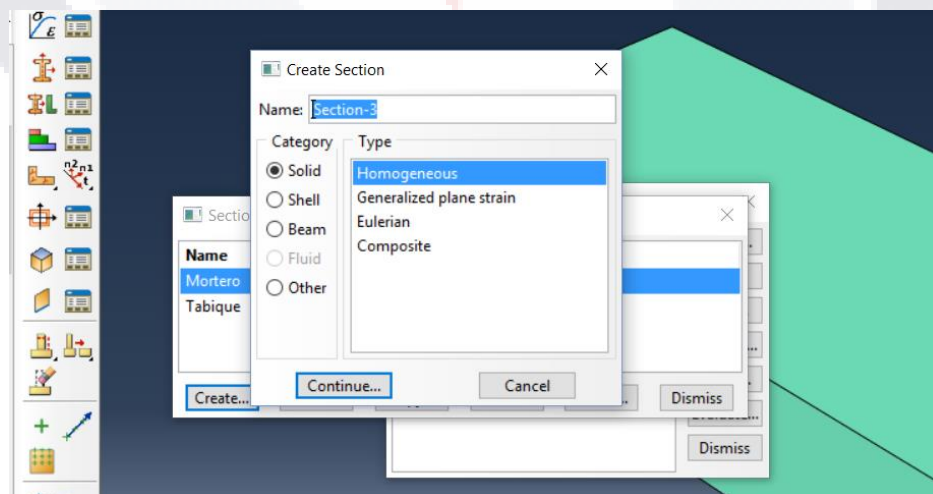


Figura 93 Asignación de secciones a las partes creadas.

Con las partes creadas, se procedió a hacer el ensamblaje de cada una de las partes para formar muros de 300x250x35 mm, de acuerdo a la campaña experimental.

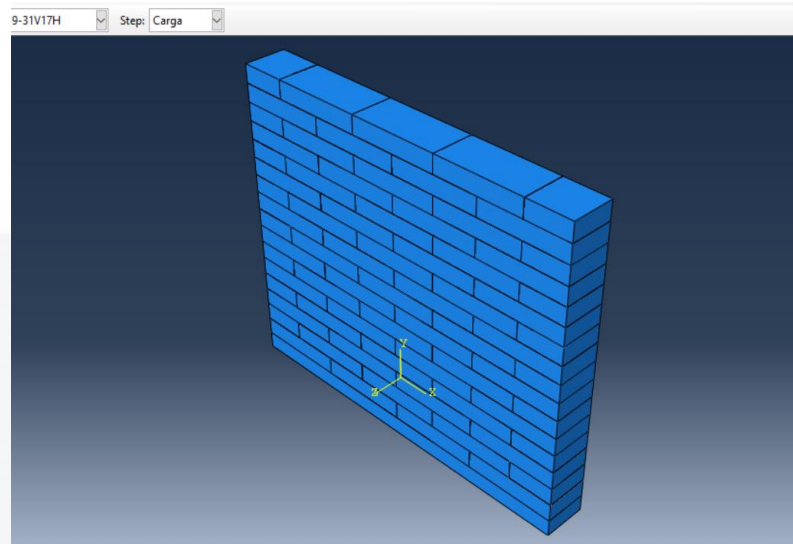


Figura 94 Ensamble de las partes para crear el muro.

Se definieron dos pasos para el análisis: en el primero se crean las interacciones entre cada uno de los elementos constituyentes del modelo; en el segundo paso se aplican las cargas para la calibración del modelo (desplazamientos verticales en los modelos ya calibrados).

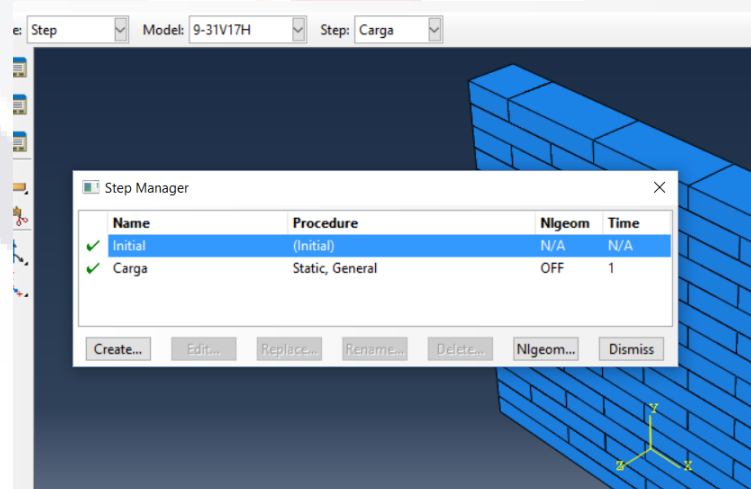


Figura 95 Definición de pasos para el análisis

El trabajo de las juntas fue representado a través de superficies de contacto con comportamiento cohesivo. Definiendo como “master Surface” las superficies superiores de los tabiques y como “slaves” las superficies inferiores. Las propiedades consideradas son las rigideces normal y tangencial (k_n y k_s), los esfuerzos tensión y cortante resistentes, y las energías de fractura.

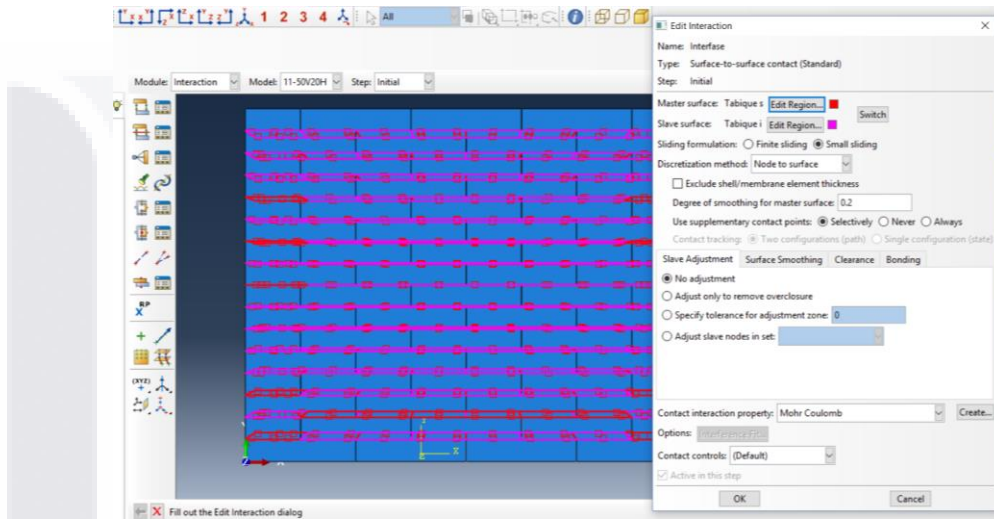


Figura 96 Asignación de superficies de contacto.

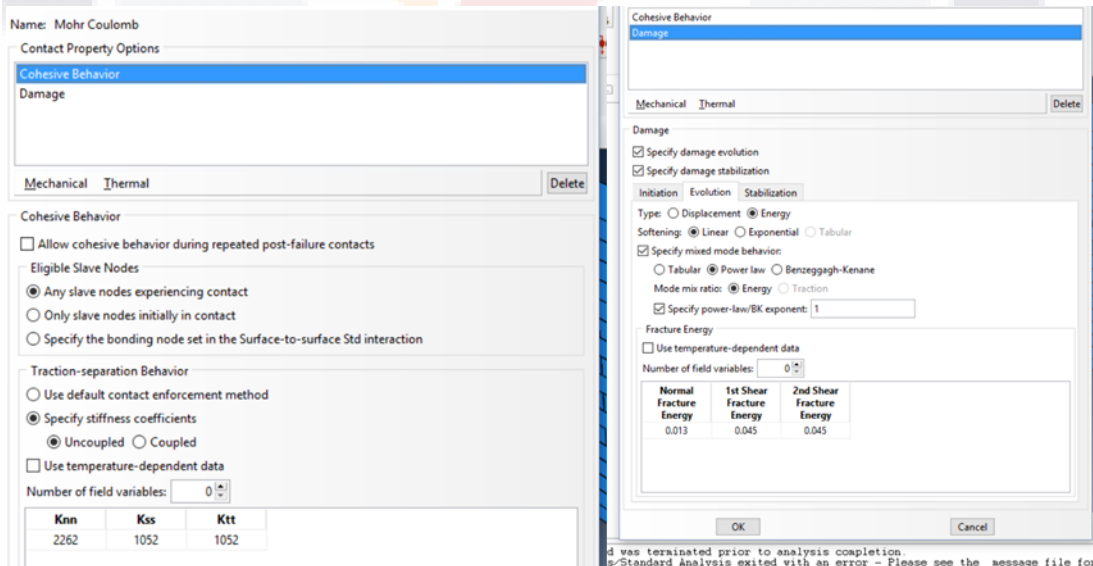


Figura 97 Propiedades de las superficies de contacto.

Para la calibración de los modelos, se aplicaron dos cargas distribuidas: una carga vertical que es el estado de pre-compresión y una carga lateral. Se consideró empotrado el muro en la parte inferior y en la parte superior se impidió el giro. Esto de acuerdo a lo reportado en la campaña experimental.

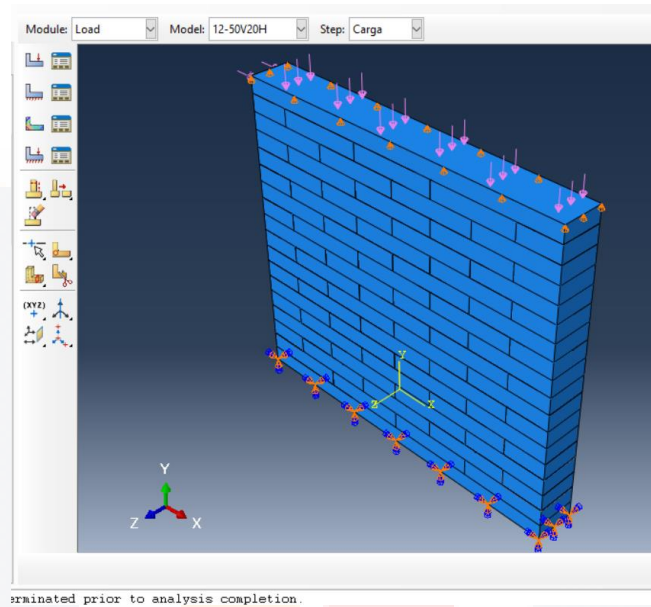


Figura 98 Aplicación de cargas y condiciones de contorno.

Para el mallado del elemento se usaron elementos 3D de 8 nodos (C3D8R) con un tamaño de la marra de 7.5 unidades.

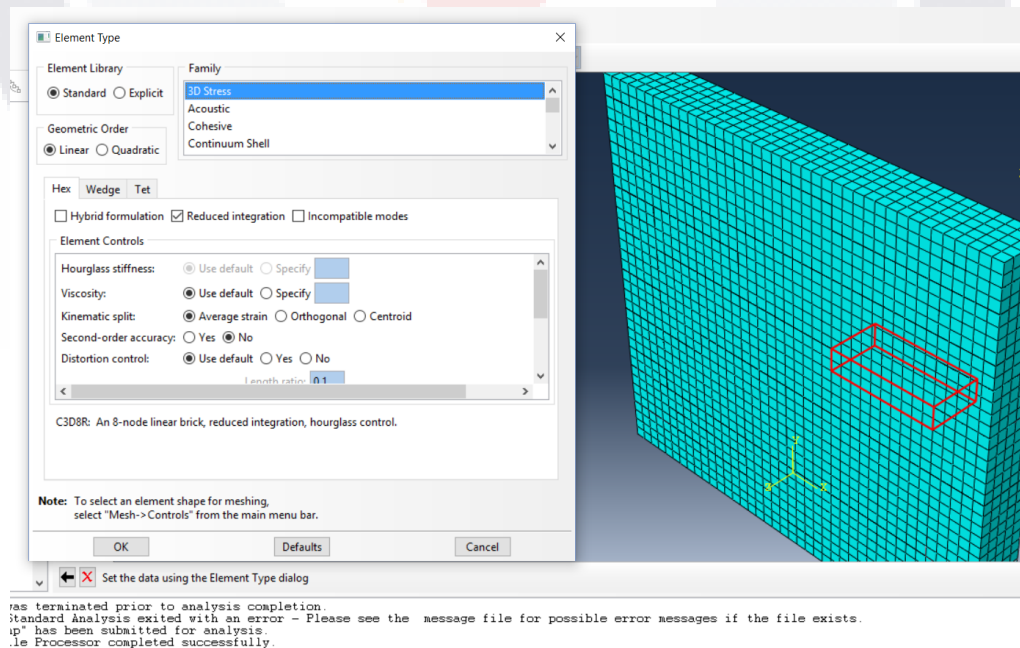


Figura 99 Mallado del modelo.

La calibración del modelo se llevó a cabo modificando el módulo de elasticidad de las piezas.

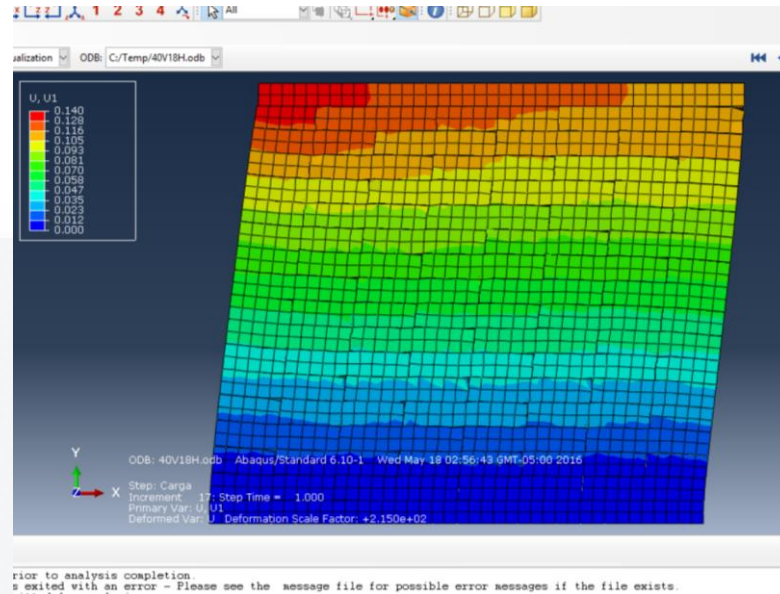


Figura 100 Calibración del modelo.

Una vez calibrado el modelo se procedió a simular el hundimiento diferencial. Para esto se retiró la carga horizontal conservando la carga vertical, y se liberó la mitad de apoyo del muro.

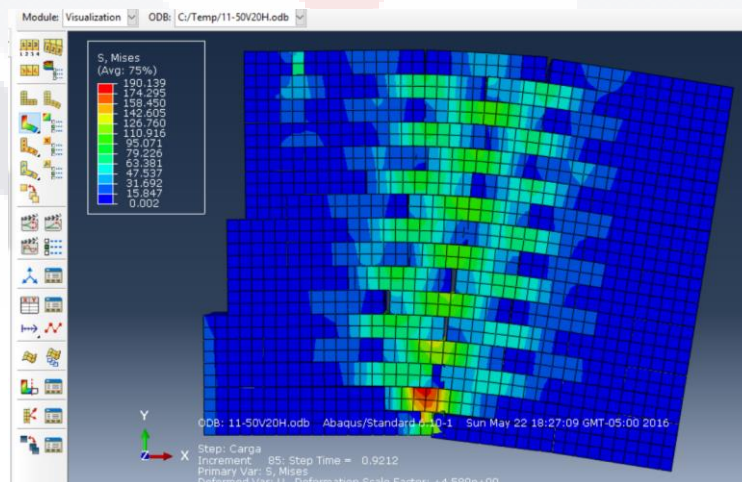


Figura 101 Modelo sometido a efectos de subsidencia.