



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA

ESCUELA DE INGENIERÍA MAZATLÁN

**“Obtención de parámetros no lineales y
determinación de ecuaciones simplificadas para
determinar la falla a compresión en mampostería
de ladrillo”**

T E S I S

Para obtener el título de:

INGENIERÍA CIVIL

Presenta:

JESÚS EDUARDO MUÑOZ ROJAS

Directores de Tesis:

Dr. José Francisco Lizárraga Pereda

Dr. Ali Abraham Rodríguez Castellanos



Mazatlán, Sinaloa, abril de 2023

ÍNDICE

1. CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	7
1.1 Antecedentes	8
1.1.1 Proceso de fabricación del ladrillo	8
1.1.2 Fallas estructurales debido a efectos sísmicos	10
1.1.1.1. México	10
1.1.1.2. Chile.....	26
1.1.1.3. Colombia.....	32
1.2. Estudios experimentales.....	34
1.3. Modelación numérica.....	36
1.4. Planteamiento del problema	36
1.5. Objetivos	37
1.5.3 Objetivo General.....	37
1.5.4 Objetivos Particulares.....	37
1.6. Metodología	37
1.7. Alcances	40
2. CAPÍTULO II. MODELACIÓN NO LINEAL DE LA MAMPOSTERÍA PARA FALLA A COMPRESIÓN.....	41
2.1. Modelo de interfaz compuesto.....	45
2.2. Modelo constitutivo para falla a compresión.....	47
2.3. Ejemplo del comportamiento a compresión del modelo de interfaz compuesto.....	50
3. CAPITULO III. OBTENCIÓN DE PARÁMETROS NO LINEALES	56
3.1. Resistencia a compresión de Pilas con juntas inclinadas	56
3.2. Obtención de la superficie de fluencia a compresión	58
3.3. Obtención de la superficie de fluencia a compresión	60
3.4. Determinación de la inclinación máxima de la junta en pilas para considerar el límite de falla a compresión	62
3.5. Obtención de la resistencia a compresión de pilas de mampostería a distintos ángulos de inclinación del eje de la carga con respecto a la junta de mortero	64
3.6. Determinación de curvas esfuerzo-deformación para pilas a 90°	67
3.7. Determinación de curvas esfuerzo-deformación para pilas a 80°	69
3.8. Determinación de curvas esfuerzo-deformación para pilas a 70°	71

3.9.	Determinación de curvas esfuerzo-deformación para pilas a 60°	73
3.10.	Determinación de curvas esfuerzo-deformación para pilas a 50°	75
4.	CAPITULO IV. CONCLUSIONES	78
5.	BIBLIOGRAFÍA.....	79

ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS

<i>Figura 1.1 Muestras de ladrillos fabricados y en venta</i>	9
<i>Figura 1.2 Colapso de viviendas. Uribe, A. (2017).</i>	11
<i>Figura 1.3 Datos de imágenes, testimonios y referencias geográficas de los daños. Buendía y Reynoso (2019)</i>	13
<i>Figura 1.4 Interfaz del visualizador de daños por sismos en inmuebles de la CDMX. Buendía y Reynoso (2019).</i>	14
<i>Figura 1.5 Herramienta de búsqueda de edificaciones dañadas, la consulta se realiza mediante los diferentes parámetros o atributos que identifican al inmueble. Buendía y Reynoso (2019)</i>	15
<i>Figura 1.6 Visualización de la ficha general de información de cada edificio. Buendía y Reynoso (2019)</i>	15
<i>Figura 1.7 Mapa de intensidad (PGA) y de daños causados por el sismo del 19 de septiembre del 2017. Buendía y Reynoso (2019)</i>	17
<i>Figura 1.8 Algunos ejemplos de estructuras dañadas en el sismo de septiembre de 2017. Buendía y Reynoso (2019)</i>	18
<i>Figura 1.9 Distribución de estructuras dañadas en la CDMX según el año de construcción y el reglamento de construcción vigente para: a) toda la base de datos, b) colapsos parciales o totales. Buendía y Reynoso (2019)</i>	19
<i>Figura 1.10 Distribución de estructuras dañadas en la CDMX según el periodo del suelo para: a) toda la base de datos, b) colapsos parciales o totales. Buendía y Reynoso (2019).</i>	20
<i>Figura 1.11 Estructuras colapsadas en la CDMX según la relación periodo elástico de la estructura (T_e) y periodo del suelo (T_s). Buendía y Reynoso (2019)</i>	21
<i>Figura 1.12 Estructuras colapsadas en la CDMX según la relación de la aceleración espectral en el sitio de la estructura contra la aceleración de diseño indicada por las NTC-S 2004. Buendía y Reynoso (2019)</i>	21
<i>Figura 1.13 Primeras imágenes de los estragos del sismo en Puebla. Diario Tiempo México (2017)</i>	22
<i>Figura 1.14 Deficiencia de rigidez en planta en una dirección que presentan las viviendas. Alcocer et al. (1999).¹⁵</i>	24
<i>Figura 1.15 Daño de planta baja. Colegio de Ingenieros Civiles del Estado de Puebla (CICEPAC)</i>	25
<i>Figura 1.16 Daño en muro de fachada. Alcocer et al. (1999).</i>	25
<i>Figura 1.17 Refuerzo horizontal Guillermo, Alcocer et al. (1999).</i>	26
<i>Figura 1.18 Imagen de las inundaciones provocadas por el desplazamiento de la tierra. Montes, C. (2022)</i>	27
<i>Figura 1.19 Desplazamiento de la tierra. Pasa, Q. (2021)</i>	28
<i>Figura 1.20 Grietas provocadas por el temblor de 1960. BBC News Mundo. (2020). BBC News Mundo. (2020b)</i>	29
<i>Figura 1.21 En un desastre multievento, la infraestructura no alcanza a recuperarse cuando se produce el desastre siguiente. Biblioteca Nacional de Chile. (s. f.)</i>	30
<i>Figura 1.22 Valdivia en la actualidad. Global_Pics. (2022).</i>	31

<i>Figura 1.23 Muro de mampostería de ladrillo no reforzada, antes y después del colapso. Aviram, A., Badillo, J., Prieto, J. L., & Jaramillo, J. (2019).</i>	33
<i>Figura 1.24 Secuencia del colapso. Aviram, A., Badillo, J., Prieto, J. L., & Jaramillo, J. (2019).</i>	34
<i>Figura 1.25. Representación de esfuerzo en pilas a compresión. Lizárraga, J.F. (2017).</i>	38
<i>Figura 1.26 Muestras de probetas fabricadas para determinación de falla a tensión diagonal</i>	39
<i>Figura 1.27 Muestras de probetas fabricadas para determinación de falla a compresión</i>	39
<i>Figura 2.1 Representación de círculo de Mohr. U., & Perfil, V. T. M. (s. f.).</i>	43
<i>Figura 2.2 Representación de la aplicación del círculo de Mohr para determinar los esfuerzos en las juntas de mortero</i>	43
<i>Figura 2.3 Representación del método de Mohr</i>	44
<i>Figura 2.4 Modelo de interfaz L81F (TNO DIANA)</i>	46
<i>Figura 2.5 Modelo multi-superficie utilizado en el modelo de interfaz compuesto</i>	46
<i>Figura 2.6 Representación general de la conexión de elementos de interfaz en la mampostería</i>	46
<i>Figura 2.7 Modelo constitutivo a compresión para mampostería.</i>	49
<i>Figura 2.8 Representación de la superficie de fluencia a compresión</i>	52
<i>Figura 2.9 Diagramas esfuerzo-deformación</i>	53
<i>Figura 2.10 Diagramas esfuerzo-deformación</i>	54
<i>Figura 2.11 Diagrama de los parámetros a compresión</i>	55
<i>Figura 3.1 Representación de resistencia a compresión</i>	58
<i>Figura 3.2 Representación de fluencia de ajuste por mínimos cuadrados</i>	60
<i>Figura 3.3 Punto de resistencia máxima de esfuerzo-cortante</i>	62
<i>Figura 3.4 Representación gráfica de las variables σ_{int} y τ_{max}</i>	64
<i>Figura 3.5 Representación de la variación de la resistencia a compresión teórica</i>	66
<i>Tabla 2.1 Cálculos de los parámetros de los modelos a compresión</i>	54
<i>Tabla 3.1 Resultados experimentales de pilas a compresión con juntas inclinadas</i>	57
<i>Tabla 3.2 Promedio de pilas a compresión con juntas inclinadas</i>	57
<i>Tabla 3.3 Ajuste por mínimos cuadrados</i>	59
<i>Tabla 3.4 Resultados de pruebas experimentales de diferentes pruebas y ángulos</i>	61

AGRADECIMIENTOS

Se Agradece a la Universidad Autónoma de Sinaloa por la beca otorgada por medio del proyecto de investigación PROFAPI con clave del proyecto PRO-A8-055.

A los miembros de jurados que gracias a sus observaciones y comentarios enriquecieron esta tesis.

A mis profesores que invirtieron sus conocimientos y tiempo tanto a lo largo de la carrera, principalmente al Dr. José Francisco Pereda por apoyarme, enseñarme y asesorarme a lo largo de este proyecto, al Dr. Ali Abraham Rodríguez Castellanos, por darme las bases y aprendizajes que fueron útiles para la visualización y realización de esta tesis.

1. CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

En años recientes se han realizado diversas investigaciones y propuestos modelos numéricos para representar el comportamiento de estructuras de mampostería. Desde hace tiempo, en diferentes países se han utilizado distintas técnicas constructivas y materiales para construcciones en mampostería, sin embargo, muchas veces estas construcciones se realizan solamente con el conocimiento empírico, lo que conlleva a un cierto grado de incertidumbre en su seguridad estructural ante distintas sollicitaciones de cargas como eventos sísmicos o vientos extraordinarios.

Una manera de conocer el comportamiento estructural de muros de mampostería es mediante modelos de elemento finito, con este tipo de modelos se puede llegar a conocer los mecanismos de falla y disminuir la probabilidad de falla de dicho sistema estructural.

La modelación numérica: es una herramienta de gran utilidad, ya que sería muy difícil o casi imposible poder llevar a un ensaye experimental en todos los tipos de muros, con diferentes cargas, formas geométricas o de diferentes piezas. Sin embargo, los modelos numéricos deben ser calibrados por medio de datos experimentales para poder obtener resultados que representen de manera adecuada el comportamiento real en las estructuras.

Por su naturaleza la mampostería es considerada como material heterogéneo ya que es la unión de tabiques con mortero por lo que las propiedades a distintas direcciones tienen que ser consideradas para la modelación numérica. Un material homogéneo es un tipo de material que presenta las mismas propiedades indistintamente de la dirección en que se tome una muestra representativa del material (p. ej. Concreto), que en diferencia de un sistema de material heterogéneo presenta distintas propiedades dependiendo de la dirección de los ejes del material. Es muy importante la experimentación para conocer las propiedades físicas de los materiales con que se construyen los muros de

mampostería ya que este sistema estructural es muy común en la mayoría de las viviendas en México como principal sistema de carga.

1.1 Antecedentes

Las propiedades no lineales de la mampostería han sido objeto de estudio en diferentes observaciones. Debido a que en este trabajo nos enfocaremos en mampostería que utiliza piezas solidas de ladrillo, se tomará como referencia para obtener de primera mano los datos experimentales, las pruebas realizadas por Lizárraga (2017). A continuación, se explicará el proceso de fabricación de piezas de ladrillo, las cuales, son objeto de estudio en esta investigación. Además, se presentará una investigación documental de distintos tipos de fallas reportados en la literatura referente a fallas en estructuras de mampostería debido a acciones accidentales (sismos y vientos), donde se tomó en cuenta los principales eventos sísmicos que han ocurrido en México y en distintos países de Latinoamérica, dando evidencia de la importancia de conocer el comportamiento de estructuras de mampostería, para lo cual, es fundamental contar con modelos numéricos que nos anticipen de posibles fallas estructurales con lo cual se reduciría la vulnerabilidad de este tipo de estructuras ante acciones accidentales.

1.1.1 Proceso de fabricación del ladrillo

El proceso de elaboración de ladrillo se compone de las siguientes fases¹:

1. Se extrae y transporta la arcilla.
2. Maduración: Se somete a una serie de tratamiento de trituración, homogeneización y reposo expuesta a los elementos, con la finalidad de obtener una adecuada consistencia y uniformidad de las características físicas y químicas deseadas.
3. Tratamiento mecánico previo: Serie de operaciones cuya finalidad es la de refinar la materia prima. Los instrumentos utilizados en dicha fase son los siguientes:

- a). Eliminador de piedras: Sirve para reducir las dimensiones de los terrones.
- b). Desintegrador: Se encarga de triturar aquellos terrones de mayor tamaño, más duros y compactos.
4. Depósito de materia prima procesada: Se deposita el material en silos especiales y techados donde el material se homogeniza definitivamente tanto física como químicamente.
5. Humidificación: Se retira la arcilla de los silos y se transporta para mover a un mezclador humedecedor, en el cual se agrega agua para obtener la humedad precisa.
6. Moldeado: Consiste en pasar la arcilla a través de una boquilla para conseguir la forma del objeto deseado. Este proceso se realiza en caliente, utilizando vapor saturado a aproximadamente 130°C.
7. Secado: Es una de las fases más delicadas del proceso de producción, ya que de ella depende, en gran parte, el buen resultado y calidad del material.
8. Cocción: Se realiza en hornos de túnel de hasta 120 m de longitud donde la temperatura de cocción oscila entre 900°C y 1000°C.
9. Almacenaje: Antes del embalaje, se procede a la formación de paquetes sobre pallets, lo cual permitirá facilitar su transporte (Figura 1.1) con carretillas.¹



Figura 1.1 Muestras de ladrillos fabricados y en venta²

¹Fuente: <https://bloquescando.com/proceso-de-fabricacion-del-ladrillo/>

² Fuente: Autor

1.1.2 Fallas estructurales debido a efectos sísmicos

1.1.1.1. México

El 19 de septiembre de 2017, ocurrió un sismo de magnitud 7.1 en la zona de Axochiapan, Puebla, afectando a los estados de Puebla, Morelos, Estado de México, Guerrero, Oaxaca, Veracruz, Michoacán, Hidalgo y la CDMX. Las aceleraciones espectrales registradas en ciertas zonas de la CDMX, especialmente en la zona de periodos cortos de la zona lago, fueron bastante altas. La ocurrencia de este sismo dejó como consecuencia varias estructuras dañadas y colapsadas además de centenas de víctimas fatales y miles de damnificados, siendo así uno de los sismos más desastrosos que se ha registrado en la historia moderna de México.³

Inmediatamente después de la ocurrencia de este sismo, voluntarios y diversas instituciones tanto nacionales como internacionales realizaron recorridos en las zonas dañadas con la finalidad de poder evaluar preliminarmente los efectos de este sismo, entre ellas la Facultad de Ingeniería y la Facultad de Arquitectura de la UNAM, el Colegio de Ingenieros Civiles de México (CICM), la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE), la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (SMIS), la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG), el Instituto para la Seguridad de la Construcciones del Gobierno de la Ciudad de México e instituciones internacionales.³

Gracias a las tecnologías de información y a la cooperación de la población en general, además de instituciones gubernamentales y civiles, la información recabada durante la emergencia y en días posteriores ha sido significativamente mayor y de mucho mejor calidad que en sismos pasados. Sin embargo, al momento del evento sísmico no es posible tomar esta información como verdadera debido a la enorme cantidad de noticias erróneas o falsas que pudieran surgir durante este desborde de intercambio de información, o que simplemente por la emergencia la información no se recabó con la calidad necesaria para utilizarla en un análisis estadístico, por lo que es necesario realizar un análisis detallado antes de poder hacer uso de información que sea reciente al evento sísmico.³

³ Fuente: <https://doi.org/10.18867/ris.101.508>



Figura 1.2 Colapso de viviendas. Uribe, A. (2017).⁴

Después del evento sísmico se vio reflejado un gran esfuerzo por obtener el levantamiento de estructuras dañadas, con lo cual se realizaron distintos mapas preliminares de daños, los cuales fueron de ayuda en la emergencia para localizar estructuras colapsadas tales como los de Google el cual se iba alimentando por usuarios durante la emergencia, proporcionando ubicación de estructuras seriamente dañadas o colapsadas e información adicional como centros de atención a la emergencia y centros de acopio, entre algunas otras; al ser un mapa cuya fuente de información eran los mismos usuarios tenía mucha información repetida e imprecisa. Por su parte el Gobierno de la Ciudad de México a través del portal Plataforma CDMX (Gobierno de la Ciudad de México, 2017) presenta un mapa con el estado actual de las construcciones con un dictamen verificado del estado de daño que poseen; dicho portal incluye además información sobre donativos recibidos, recursos asignados y acciones realizadas. Posteriormente se realizaron diversos reportes preliminares de daños, donde toda la información sobre los daños va siendo actualizada.³

⁴ Fuente: <https://expansion.mx/nacional/2017/10/05/7-565-viviendas-fueron-afectadas-por-el-sismo-del-19-s-en-el-edomex>

A partir del análisis de las diversas bases de datos, se logró crear una nueva base unificada con información georreferenciada y con las características estructurales de cada uno de los registros que la componen. Esta base de datos tiene como finalidad realizar un análisis estadístico de los daños, estudiar los diferentes efectos, incluyendo la intensidad de movimiento, que pudieron haberlos causado.³

A continuación, se hace un resumen de trabajo de investigación presentado en la revista de ingeniería sísmica por Buendía y Reynoso (2019) en la cual se realizó una base de datos de estructuras dañadas.

Cada estructura reportada en las bases de datos citadas se vinculó con bases de datos existentes de direcciones de la CDMX, logrando con ello ubicarlas a nivel lote y, en algunos casos, obtener información adicional como el año de construcción de la estructura que no estaba reportada en ninguna de las bases de daños. Esta precisión en la ubicación es necesaria para contar con mapas confiables y realistas, además de que se relacionarán los daños con las estimaciones georreferenciadas de la intensidad medida en términos de aceleraciones espectrales.³

Para poder diferenciar los diferentes niveles de daño en cada estructura de la base de datos, en este estudio se propone una caracterización de estados de daños que sea fácilmente identificable y diferenciable, y que, a su vez, permita diferenciar el tipo de estructuración y su respuesta ante sismos. Dicha caracterización está basada en una segregación que separa los tipos estructurales antiguos y sin ingeniería, de tipos estructurales modernos que son comúnmente usados para la edificación de estructuras.³



Figura 1.3 Datos de imágenes, testimonios y referencias geográficas de los daños. Buendía y Reynoso (2019)⁵

La base de datos que contiene la evidencia de los daños registrados se vinculó a un archivo vectorial de polígonos que representan la lotificación de cada edificación. Con ello se logró obtener de manera exacta su ubicación geográfica, lo cual es muy importante ya que uno de los análisis consistió en relacionar los datos del suelo, la dinámica de las estructuras y el tipo de daño (Figura 1.3).⁵

El conjunto de la información geográfica que contiene la evidencia de los daños se integró a un sistema de visualización (ERN, 2018) que contiene los daños registrados durante los sismos del 28 de julio de 1957, 14 de marzo de 1979 y ambos del 19 de septiembre (1985 y 2017). Este visualizador es un sistema dinámico, interactivo e intuitivo que contiene las herramientas necesarias para la búsqueda de las edificaciones, acercamiento zoom y “paneo” para el desplazamiento en el mapa, mapas auxiliares de localización de calles y satélite,

⁵ Fuente: <https://www.redalyc.org/journal/618/61864056002/html/>

daños registrados de acuerdo al sismo histórico, nivel de daños, envío de comentarios y sugerencias y reporte de nuevos daños.⁵

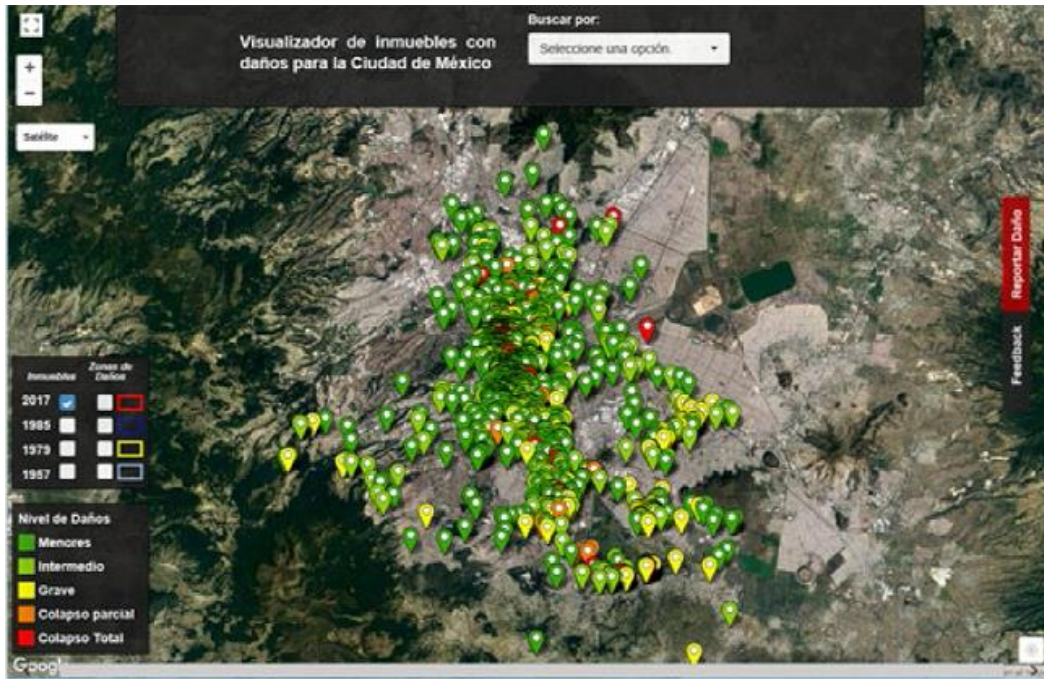


Figura 1.4 Interfaz del visualizador de daños por sismos en inmuebles de la CDMX. Buendía y Reynoso (2019)⁶.

La herramienta de búsqueda de estructuras con daños acepta diferentes parámetros o atributos que identifican al inmueble como: calle, colonia, delegación, tipo de daño, nombre del edificio o uso. El sistema automáticamente direccionará a la edificación buscada.⁶

⁶ Fuente: <https://www.redalyc.org/journal/618/61864056002/html/>



Figura 1.5 Herramienta de búsqueda de edificaciones dañadas, la consulta se realiza mediante los diferentes parámetros o atributos que identifican al inmueble. Buendía y Reynoso (2019)⁷

En la Figura 1.5 se presenta la ficha general de información asociada a cada registro del visualizador de daños.



Figura 1.6 Visualización de la ficha general de información de cada edificio. Buendía y Reynoso (2019)⁸

⁷ Fuente: <https://www.redalyc.org/journal/618/61864056002/html/>

⁸ Fuente: https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2019000200019

Se presenta una descripción general de cada parte de la ficha general de información mostrada en la Figura 1.6.

- Información general: incluye el nivel de daño y el sismo que lo causó
- Antes del sismo: información fotográfica previa al evento, los parámetros que identifican al inmueble y sus características estructurales
- Lo que pasó en el sismo: fotografías de los daños, listado de los agravantes que ocasionaron los daños, periodo del suelo y aceleración estimada en ese sitio.
- Situación actual: fotografías y descripción de lo que existe actualmente en el sitio.

Análisis de datos:

Actualmente se tiene una base de datos recabada con daños en los estados de Morelos, México, Puebla y la Ciudad de México. Sin embargo, al momento de la realización de este artículo (Buendía y Reynoso, 2019), los daños presentados en los estados de Puebla, México y la Ciudad de México son los que se encuentran analizados en su totalidad con el nivel de detalle necesario, por lo que se espera incluirlos en un futuro.⁸

En la Figura 1.7 se presenta un mapa de aceleración del suelo, obtenido mediante el uso del programa CRISIS (Ordaz *et al.*, 2017). Se puede observar que los valores de intensidad presentados corresponden con los estimados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (IINGEN), en la misma figura además se presentan la totalidad de los edificios con daños contenidos en la base de datos recabada. En la misma figura se puede observar que en la zona del epicentro (marcador de estrella) se alcanzó una intensidad de al menos 250 cm/s^2 , disminuyendo progresivamente y alcanzado en algunas zonas del Estado de México, una intensidad de alrededor de 100 cm/s^2 .⁸

Se puede observar que en el Estado de Puebla se presentaron daños inclusive fuera de la zona de altas intensidades del sismo, existiendo incluso un colapso. De la misma manera, en el Estado de México se presentaron daños en zonas con intensidades de 50 cm/s^2 . El estado de Morelos también resultó seriamente afectado presentando un gran número de estructuras dañadas. Se puede observar que para el caso de la Ciudad de México existe una gran concentración de los daños de Norte a Sur-este, presentando una gran cantidad de colapsos en la zona centro, en las delegaciones Cuauhtémoc, Benito Juárez y Coyoacán, lo cual corresponde a la zona de terreno blando. Se puede observar también que existieron daños en la zona de terreno firme en las delegaciones Cuajimalpa

Álvaro Obregón y La Magdalena Contreras, sin embargo, la mayoría de estos daños corresponden a estructuras sin ingeniería.⁸

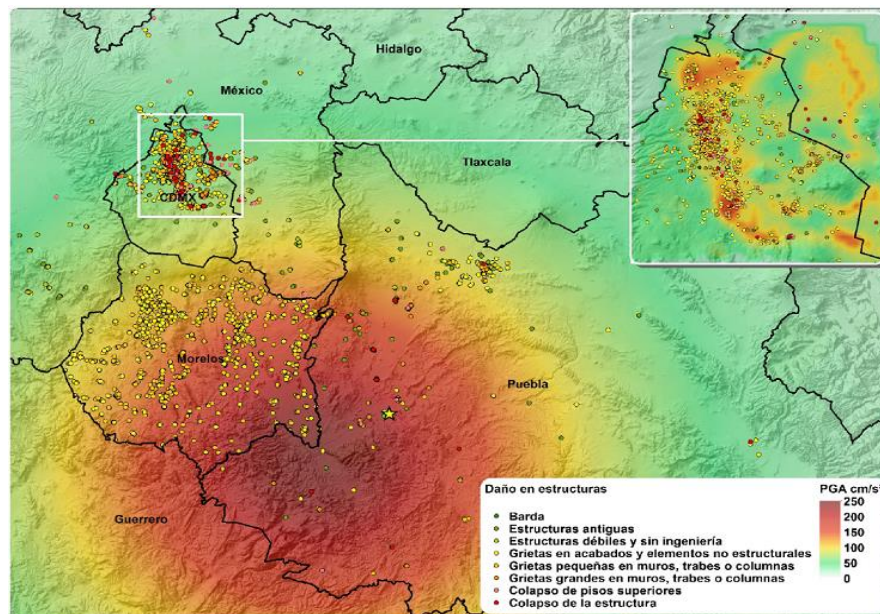


Figura 1.7 Mapa de intensidad (PGA) y de daños causados por el sismo del 19 de septiembre del 2017. Buendía y Reynoso (2019)⁹

Con base en la caracterización de daños que se presentó, en combinación con los parámetros relacionados con el comportamiento estructural, tales como el tipo estructural, el uso de la edificación, el número de niveles, el año de construcción, entre algunas otras, se realizó una segregación en las bases de datos de daños, pudiendo así obtener estadísticas que relacionan estas dos características.⁹

En estructuras antiguas se puede observar que al menos 213 edificaciones resultaron dañadas, como el caso del estado de Puebla donde existe un número considerable de iglesias y construcciones de la época colonial, lo que aunado a la intensidad del sismo ocasionó que de estos tres estados fuera el más afectado en este rubro. Por otro lado, al menos 126 de las estructuras catalogadas como débiles y sin ingeniería resultaron dañadas. De las estructuras con tipos constructivos modernos, se puede observar que al menos 61 estructuras colapsaron totalmente y 46 lo hicieron de manera parcial, siendo la CDMX la entidad con más casos; al menos 159 estructuras resultaron dañadas de gravedad siendo de nuevo la CDMX la que tiene más casos. En la Figura 1.8, se pueden observar algunos ejemplos de los daños presentados.⁹

⁹ Fuente: <https://www.redalyc.org/journal/618/61864056002/html/>



Figura 1.8 Algunos ejemplos de estructuras dañadas en el sismo de septiembre de 2017. Buendía y Reynoso (2019)¹⁰

Para el caso de la CDMX fue posible realizar algunas estadísticas adicionales debido a información disponible que no lo está para otras entidades de la República, tales como el año de construcción de las estructuras y el reglamento de construcciones vigente, además de parámetros como el periodo de vibrar del suelo en las distintas zonas que la conforman.⁹

La Figura 1.9 muestra los datos en función de la década en que fueron construidos los edificios en la CDMX. Se puede observar que la mayoría de las estructuras dañadas fueron construidas entre las décadas de los años sesenta y noventa, sin embargo, restringiendo los daños a solo colapsos, es posible observar que las estructuras construidas entre 1970 y 1990 fueron las estructuras que registraron mayor número de colapsos. Durante estas décadas hubo un gran auge en la

¹⁰ Fuente: <https://www.redalyc.org/journal/618/61864056002/html/>

construcción de edificaciones a base de losas planas, dato que es congruente con el tipo estructural que registró más colapsos en la CDMX durante este sismo. Existen al menos once estructuras construidas después del reglamento de 1987 que colapsaron total o parcialmente, lo que evidencia fallas graves en el diseño o construcción.⁹

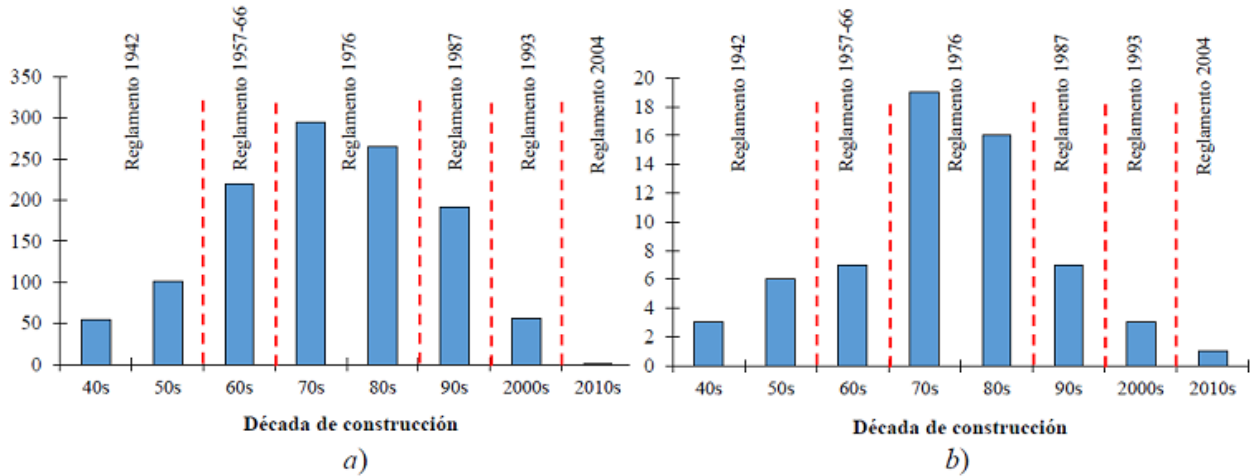


Figura 1.9 Distribución de estructuras dañadas en la CDMX según el año de construcción y el reglamento de construcción vigente para: a) toda la base de datos, b) colapsos parciales o totales. Buendía y Reynoso (2019)¹¹

La Figura 1.10 muestra el periodo del suelo (T_s), con intervalos de 0.5 s, sobre el que está desplantada cada una de las estructuras dañadas en la CDMX. El 81 por ciento de las estructuras analizadas están en un intervalo de periodos 0.5 a 2.0 segundos, mientras que el 85 por ciento de las estructuras colapsadas se encontraba en esas zonas. Esto es un reflejo de que la intensidad del movimiento fue muy fuerte en estos intervalos, y de que la intensidad es la suma de las ondas propias de un sismo relativamente cercano de magnitud intermedia con la respuesta del suelo justamente con esos valores de periodos.¹⁰

¹¹Fuente: <https://www.redalyc.org/journal/618/61864056002/html/>

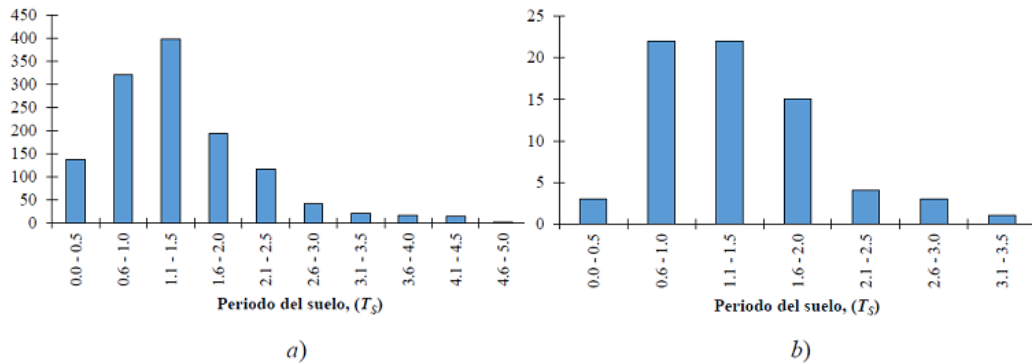


Figura 1.10 Distribución de estructuras dañadas en la CDMX según el periodo del suelo para: a) toda la base de datos, b) colapsos parciales o totales. Buendía y Reynoso (2019).¹²

Mediante el uso de ecuaciones empíricas se estimó el periodo fundamental de vibración (T_e) de las estructuras contenidas en la base de datos de acuerdo a su tipo estructural.¹¹

En la Figura 1.11 se observa que el período T_e de las estructuras que resultaron colapsadas (marcadores circulares) se encuentra por debajo del valor de T_s , esto indica que otras circunstancias tales como los factores agravantes pudieron haber adquirido una mayor relevancia en los daños observados. Es necesario aclarar que en este análisis, las ecuaciones empíricas utilizadas para la estimación de los periodos fundamentales de vibración de las estructuras analizadas corresponden a estructuras que permanecen en el rango elástico, es decir, estructuras que no han sufrido daño, no obstante, cuando las estructuras comienzan a dañarse (caso de las estructuras analizadas) su periodo de vibrar se degrada, haciéndolas más flexibles y en la mayoría de los casos, llevándolas a sufrir demandas de aceleración superiores.¹¹

¹² Fuente: <https://www.redalyc.org/journal/618/61864056002/html/>

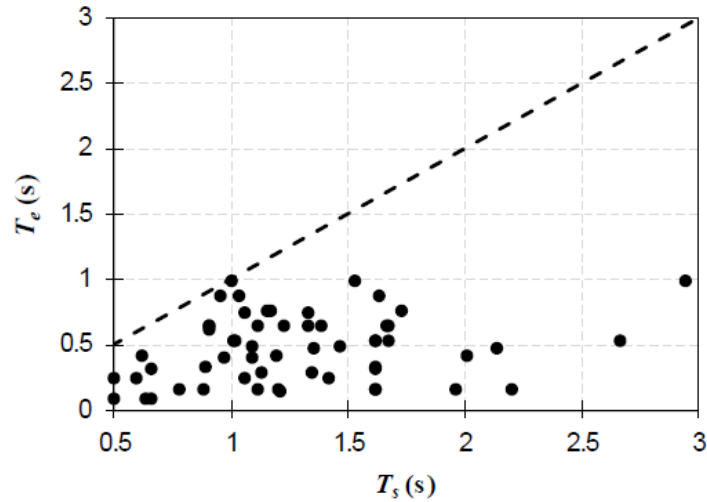


Figura 1.11 Estructuras colapsadas en la CDMX según la relación periodo elástico de la estructura (T_e) y periodo del suelo (T_s). Buendía y Reynoso (2019)¹³

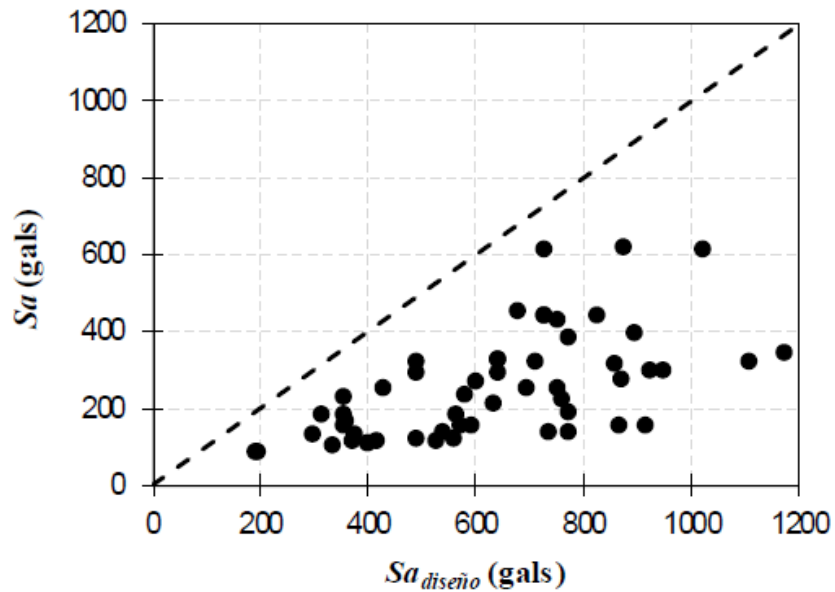


Figura 1.12 Estructuras colapsadas en la CDMX según la relación de la aceleración espectral en el sitio de la estructura contra la aceleración de diseño indicada por las NTC-S 2004. Buendía y Reynoso (2019)¹⁴

¹³ Fuente: <https://www.redalyc.org/journal/618/61864056002/html/>

¹⁴ Fuente: <https://www.redalyc.org/journal/618/61864056002/html/>

A continuación se muestra evidencia de otro sismo en México que se originó en Puebla el 15 de junio de 1999, que pudo no tener gran impacto como el sismo de 1917 pero tuvo un gran impacto en varias viviendas de esta ciudad. El epicentro tuvo lugar a 20 km aproximadamente al sur-suroeste de Tehuacán, Puebla con una magnitud de 6.7 grados Richter.¹⁵

En la tesis de Guillermo (2004) se presentan los daños que sufrieron las edificaciones más importantes debido a este sismo, como son aquellas de mampostería reforzada, dejando fuera del estudio a edificaciones coloniales donde las piezas de mampostería de la época no eran al menos confinadas con algún elemento estructural; pero sí los casos en donde la mampostería tuvo algún funcionamiento importante en la estructura, como es el caso de la mampostería reforzada.¹⁵



Figura 1.13 Primeras imágenes de los estragos del sismo en Puebla. Diario Tiempo México (2017)¹⁶

¹⁵ Fuente: http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales//documentos/lic/murillo_j_cg/capitulo5.pdf

¹⁶ Fuente: <http://diariotiempo.mx/mundo/primeras-imagenes-los-estragos-del-sismo-en-puebla/>

Este sismo afectó una gran parte de los edificios coloniales ubicados en toda la extensión del territorio poblano. Su sistema estructural es muy simple; las piedras con que fueron erguidas trabajan a compresión. Debido a ello, cuando las ondas sísmicas inducen a la estructura fuerzas tales que, dada la falta de lo que queda del antiguo mortero, no es suficiente para resistir fuerzas de tensión inducidas por la componente vertical, produciendo repetidas veces un desacomodo de las piezas hasta terminar colapsándose.¹⁵

Entre las edificaciones que sufrieron daños debido al sismo de Tehuacán, encontramos una unidad habitacional Infonavit, en la colonia Anexa de ciudad Serdán, perteneciente al municipio de Chalchicomula de Sesma. Las pequeñas casas estilo dúplex estaban resueltas con un sistema estructural a partir de mampostería reforzada. Sin embargo, la evidencia fotográfica, así como el daño tan tremendo que registró esta unidad habitacional nos dejan en claro que una mala administración y supervisión de obra, aunadas a la falta de conocimientos y criterio de los responsables, solo constituyen un peligro inminente para los usuarios de las futuras edificaciones. Esta unidad está formada por 28 viviendas de dos niveles, tipo dúplex y simétricos al eje A, estructurados a partir de muros de carga de tabique extruido de tipo doble hueco, con castillos internos en los extremos e intermedios, con lo que les da un acabado aparente sin necesidad de aplanados adicionales. El sistema de piso, tanto del entrepiso como del techo a dos aguas, están estructurados a partir de losas aligeradas de vigueta y bovedilla. En la Figura 1.14 se ilustra la geometría en planta de estas viviendas, en la cual se hace evidente una pobre rigidez lateral en un eje en planta de la vivienda.¹⁵

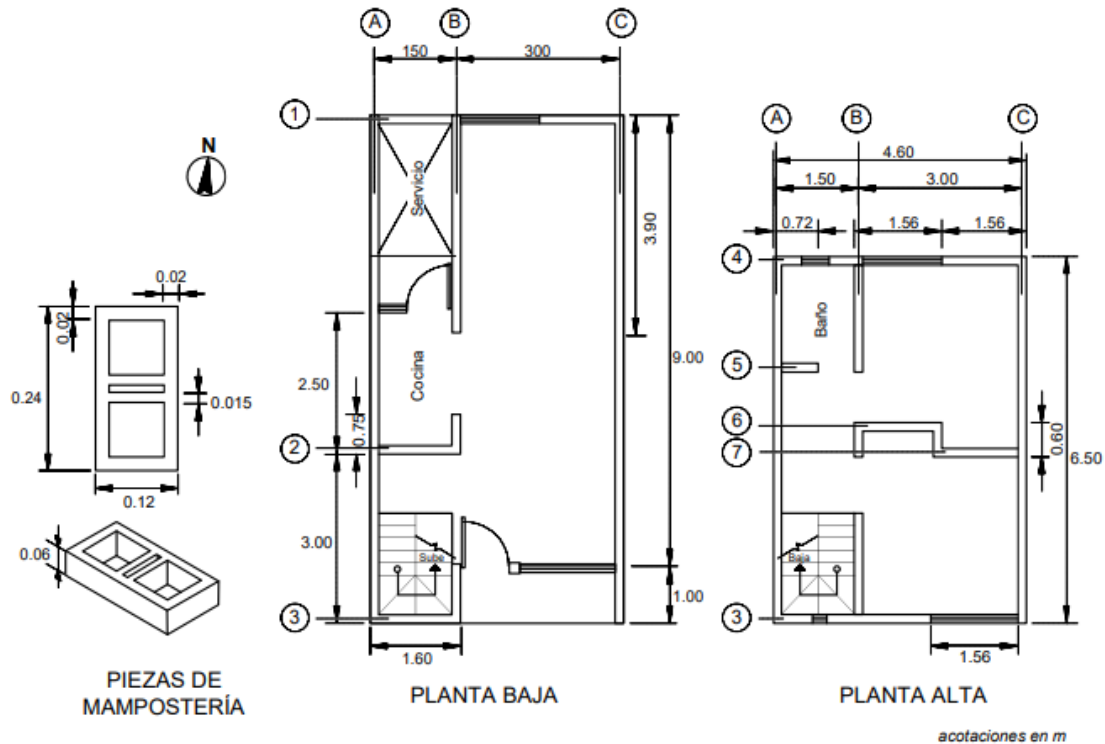


Figura 1.14 Deficiencia de rigidez en planta en una dirección que presentan las viviendas. Alcocer et al. (1999).¹⁵

En términos generales, 24 de las 28 viviendas resultaron con daño severo en los muros de planta baja y en la dirección débil. Como en todas las unidades el daño fue similar, la descripción se hace general. El daño se presentó como agrietamiento inclinado que siguieron principalmente las juntas de mortero, pero que también atravesaron algunas de las piezas de mampostería, en la planta baja. La planta alta resultó prácticamente sin daño.¹⁵



Figura 1.15 Daño de planta baja. Colegio de Ingenieros Civiles del Estado de Puebla (CICEPAC)¹⁷

Solo en algunos casos donde el daño se debió a una acción indirecta de las fuerzas horizontales por la posible torsión y por la restricción de la escalera de concreto que trabajó como puntal contra estos muros. Los agrietamientos fracturaron las paredes de las piezas colapsándolas y dejando huecos de 60 a 80 cm.¹⁶



Figura 1.16 Daño en muro de fachada. Alcocer et al. (1999).

¹⁷ Fuente: http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales//documentos/lic/murillo_j_cg/capitulo5.pdf



Figura 1.17 Refuerzo horizontal Guillermo, Alcocer et al. (1999).

En muy pocos muros se utilizó aparentemente un refuerzo horizontal mediante alambres lisos estirados en frío conocidos como escalerilla, hecha con dos alambres en la junta y separadas cada cinco hiladas de tabique. Más aún, el anclaje de las escalerillas en los castillos terminaba recto en lugar de haberse doblado formando ganchos de 90° o 180°. ¹⁶

1.1.1.2. Chile

Cuando se piensa en el terremoto de Valdivia de 1960, existe la tendencia a centrarse en sus aspectos físicos: que es el sismo de mayor magnitud registrada (9.5 Mw), con una zona de ruptura de alrededor de 1.000 km, que provocó entre 1.500 y 2.500 muertes y dejó unos dos millones de personas sin hogar. Que causó pérdidas económicas por unos 550 a 700 millones de dólares, que la fuerza destructiva del tsunami causó decenas de muertes en lugares tan distantes como Hawái, Japón y las Filipinas, que los terrenos, las costas y los lechos de los ríos se hundieron o se alzaron en un metro, metro y medio y hasta dos metros, en un área de 200 por 1000 kilómetros, desde el norte de la península de Taitao. En Isla Guamblin, Región de Aysén, el suelo se levantó seis metros y en la ciudad de Valdivia el suelo se hundió dos metros, lo que provocó la inundación permanente de buena parte de las calles, plazas, industrias, fábricas y viviendas de la ciudad. Más aún: se estima que el sismo aceleró la rotación de la Tierra, reduciendo la duración del día en 15 microsegundos. ¹⁸

Lo que no suele pensarse es cuánto afectó este desastre a la ciudad de Valdivia y sus alrededores. Las cifras de muertos, damnificados y pérdidas en millones de dólares suelen ocultar algo que queda patente en la historia: Valdivia tardó casi 50 años en recuperarse del gran terremoto, pero nunca volvió a ser la ciudad que era antes del 22 de mayo de 1960. ¹⁸

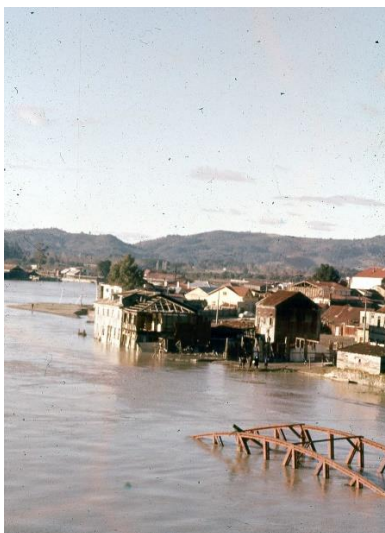


Figura 1.18 Imagen de las inundaciones provocadas por el desplazamiento de la tierra. Montes, C. (2022)¹⁸

Un desastre múltiple

Gran parte del impulso industrial de Valdivia se le atribuye a la colonización alemana impulsada por el Estado chileno. Fueron principalmente estos alemanes y sus descendientes quienes le dieron impulso a la actividad económica de Valdivia y sus alrededores. Así, en 1890, Valdivia contaba con cuatro destilerías y cuatro cervecerías, dos fábricas de cecinas, tres molinos de trigo y dos aceite, tres fábricas de pegamento, 18 curtiembres, una fábrica de calzado, dos astilleros y dos fábricas de tejas y ladrillos.¹⁸

Hacia mediados del siglo XX, los grandes navíos que llegaban a Corral y se conectaban con Valdivia a través de las vías fluviales facilitaban el traslado de bienes manufacturados.¹⁹

Toda esta fuerza económica sufrió un frenazo instantáneo el 22 de mayo de 1960. Es importante recordar que tras esos 9.5 de magnitud de momento no hay simplemente un terremoto y un tsunami gigantescos que destruyeron incontables edificaciones. De hecho, el terremoto de Valdivia no fue solo un sismo y no solo afectó a Valdivia. Recordemos que el sismo principal del 22 de mayo fue antecedido por un precursor de magnitud 8.1 el 21 de mayo, con epicentro en la ciudad de Concepción. Este terremoto, que ya había causado mucho daño en la ciudad de Concepción y sus alrededores, fue seguido por una serie de réplicas

¹⁸ Fuente: <https://www.latercera.com/que-pasa/noticia/publican-ineditas-y-dramaticas-fotos-a-color-de-la-destruccion-del-terremoto-de-valdivia-el-mas-grande-y-poderoso-de-la-historia/H7IEOXTHG5FIXJLMNT4SJMJUMI>

¹⁹ Fuente: <https://www.bbc.com/mundo/noticias-52704487>

concentradas en la zona de la península de Arauco lo que obligó al presidente de la época, Jorge Alessandri, a movilizar ayuda del Estado para evaluar los daños y brindar ayuda humanitaria; 15 minutos antes del sismo principal del 22 de mayo, ocurrió otro precursor en Valdivia, de magnitud de momento 7.8, lo que puso en alerta a la población de la provincia de Valdivia poco antes de que se produjera el mega terremoto Mw 9.5 que tanto recordamos, con su tsunami de olas de 10 a 20 metros (Fujii y Satake, 2013).¹⁹



Figura 1.19 Desplazamiento de la tierra. Pasa, Q. (2021)²⁰

Las calles y campos se inundaron. En muchas zonas se produjo licuefacción del suelo, se abrieron grietas y se produjeron grandes deslizamientos de tierra. El sismo cambió drásticamente el paisaje en un área de 200 por 1.000 kilómetros desde el norte de la península de Taitao: terrenos que se hundieron o se alzaron uno, dos y hasta seis metros dejaron 15.000 hectáreas de tierras agrícolas bajo el agua en la provincia de Valdivia. Algunos ríos, como el Lebu, dejaron de ser navegables a causa del alza de su lecho. Además, debido al corte de carreteras, líneas férreas y comunicaciones, el gobierno tardó tres días en llevar ayuda humanitaria por tierra y mar.²⁰

²⁰Fuente:<https://www.latercera.com/que-pasa/noticia/un-ensayo-nuclear-fallido-que-estaba-haciendo-el-alcalde-a-la-hora-del-desastre-libro-rescata-datos-e-historias-ocultas-del-terremoto-de-valdivia-de-1960-el-mayor-sismo-de-la-historia/IMR6PZQEXVAXPHRXIE3NR4SHTQ/>

Todas las vías de comunicación estaban cortadas y no había manera de recibir instrucciones, entonces decidimos instaurar toque de queda. Eran las seis de la tarde y no sabíamos si Valdivia era la única ciudad chilena a salvo.²⁰



Figura 1.20 Grietas provocadas por el temblor de 1960. BBC News Mundo. (2020). BBC News Mundo. (2020b)²¹

Por si todo esto fuera poco, se produjeron grandes deslizamientos de tierra y tres de ellos bloquearon el cauce del río San Pedro, desagüe del lago Riñihue. Si al lago se le hubiese dejado aumentar su nivel en 24 metros, una masa incontrolable de millones de metros cúbicos de agua y barro habría arrasado nuevamente Valdivia y otros pueblos ubicados en el valle del San Pedro.²¹

La urgencia de impedir este nuevo desastre movilizó a un grupo de ingenieros y centenares de obreros que, en dos meses cavó a punta de palas, dinamita y maquinaria pesada una serie de canales que impidieron un flujo descontrolado de las aguas.²¹

En consecuencia, esta serie de catástrofes que azotaron la zona sur de Chile no pueden ser entendidas como un solo desastre. Este tipo de fenómenos, que involucran sismos, tsunamis, deslizamientos masivos de tierra y modificación abrupta del paisaje, son conocidos como desastres multievento, y la resiliencia ante estos desastres es muy distinta a la resiliencia de un desastre asociado a un solo evento.²¹

²¹Fuente:<https://www.scribbr.es/citar/generador/folders/fXQWgOLuJwTZ2B8A8Pwf1/lists/fdMsiPO8qRrEe83wxDPlo/>

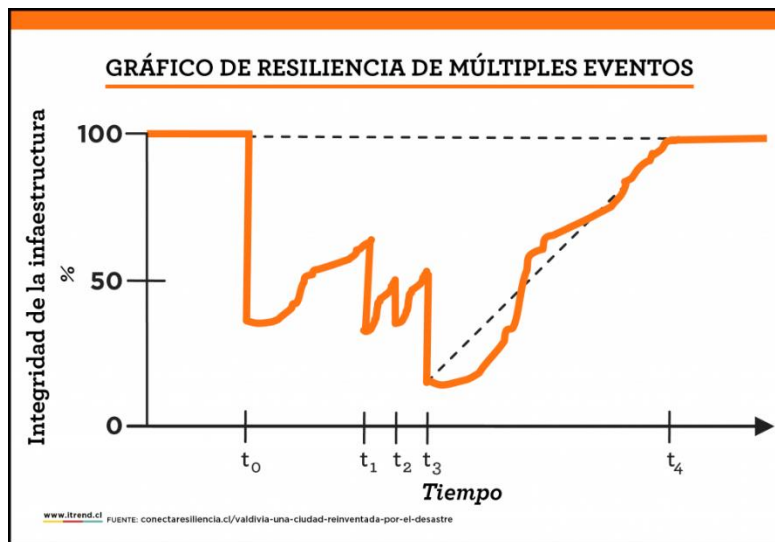


Figura 1.21 En un desastre multievento, la infraestructura no alcanza a recuperarse cuando se produce el desastre siguiente. Biblioteca Nacional de Chile. (s. f.)²²

El modelo de Zobel y Khansa presentado en la Figura 1.21, si bien no está optimizado para el caso específico del desastre de Valdivia de 1960, provee más oportunidades para estudiar un fenómeno complejo de mejor manera y entender sus complejidades. Y ayuda a entender, en parte, por qué la ciudad nunca recuperó su infraestructura y su industria previa a 1960.²²

El desastre del 22 de mayo fue entonces la lápida que terminó por aplastar las principales actividades económicas de Valdivia, que desarticularon la ciudad y obligaron a reinventarla. De hecho, el terremoto y tsunami generaron sobre la ciudad una fuerte presión de migrantes rurales que, luego de perderlo todo (a veces, incluso sus tierras), buscaban oportunidades laborales en la arruinada ciudad.²²

Pero sin ayuda especial del Estado, gran parte de la industria no pudo recuperarse, lo que llevó al surgimiento, por primera vez en Valdivia, de grandes cordones de campamentos y barrios de gran vulnerabilidad. Hacia 1974, un 18% de la población urbana de Valdivia vivía en sectores marginales.²²

²² Fuente: <https://www.memoriachilena.gob.cl/602/w3-article-98075.html>

La ciudad de Valdivia y otros poblados severamente afectados por el desastre de 1960 se levantaron, se reconstruyeron y, en la mayoría de los casos, pudieron levantar nuevamente su economía (aunque fuera reconfigurándola). Pero queda la duda de si realmente integraron a su cotidianidad la posibilidad de que ocurra otro desastre similar.²²

En el caso específico de Valdivia, después de mayo de 1960 la ciudad se desarrolló hacia la periferia y se alejó de los ríos, ignorando su identidad y su antigua característica de ciudad fluvial. De hecho, el desastre influyó tanto en el desarrollo urbanístico de la ciudad que, hasta la década del 2010, el centro de Valdivia aún contaba con numerosos terrenos baldíos que fueron arrasados por el terremoto de 1960 y luego progresivamente abandonados por todas las clases sociales²²

De hecho, el centro de Valdivia alcanzó uno de los menores índices de densidad residencial para una ciudad de Chile. Sin embargo, este cambio en la configuración de la ciudad ha respondido más a los vaivenes del mercado inmobiliario que a una planificación pensada desde el Estado o desde la misma comunidad. Ya a partir de la década de 1980 queda en evidencia que la ciudad de Valdivia se expande casi sin regulación estatal y, por lo tanto, sin abordar medidas de mitigación significativas para reducir el riesgo de desastre.

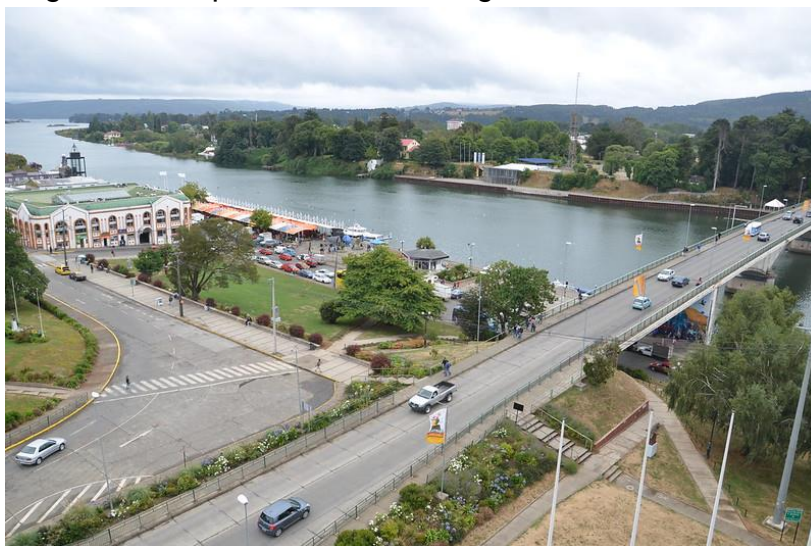


Figura 1.22 Valdivia en la actualidad. Global_Pics. (2022).²³

²³ Fuente: <https://www.gettyimages.com.mx/fotos/puerto-valdivia>

1.1.1.3. Colombia

Otro ejemplo de las fallas por la confianza y deficiencia de confiar solo en el conocimiento empírico sucedió el 21 de febrero de 2017, un muro de mampostería de ladrillo no reforzada, de 6 m de alto por 24 m de largo y 14 cm de espesor que conectaba dos edificios de bodegas en Medellín, Colombia, colapsó bajo fuerzas de vientos moderadas.²⁴

El muro de mampostería de ladrillo no reforzada se construyó con pórticos intermedios de concreto, levemente reforzados y bastante separados entre sí, con lo que se obtuvo un panel de mampostería de grandes dimensiones. El muro estaba ubicado en el Centro Industrial del Sur, zona del principal comercio mayorista de Medellín, Departamento de Antioquía. La caída de escombros destruyó los vehículos estacionados junto a él e interrumpió las actividades laborales normales, sin embargo, no se registraron lesionados. La Figura 1.23 muestra el muro antes y después del colapso. La Figura 1.24 muestra la secuencia del colapso obtenida de un video grabado en la esquina suroeste.²⁴

Con anterioridad y por la época de la construcción del muro en el año 2009, era costumbre no realizar los cálculos de diseño de muros como el de este caso. El Contratista no entregó los planos para la construcción ni las especificaciones de los materiales para esta investigación; los escombros fueron removidos rápidamente para reanudar las operaciones y tráfico en el lugar.

Para el estudio, se contó con evidencia forense, fotográfica, videos y mediciones de la velocidad del viento en la zona al momento del colapso. Los datos sobre la resistencia de los materiales fueron estimados investigando a los fabricantes locales de ladrillos, puesto que no se pudo contar con datos de ensayos debido a la restricción de acceso al sitio y al conjunto de muestras.²⁴

En muchos de estos estudios, los muros no eran en voladizo, más bien, tenían dos o más apoyos. Además, los muros ensayados tenían dimensiones relativamente pequeñas y eran tratados como componentes rígidos o semirrígidos con apoyos articulados idealizados, aunque las condiciones reales del sitio podían diferir.²⁴



(a) Antes del colapso (no se muestran las perforaciones realizadas posteriormente)



(b) Muro colapsado

Figura 1.23 Muro de mampostería de ladrillo no reforzada, antes y después del colapso. Aviram, A., Badillo, J., Prieto, J. L., & Jaramillo, J. (2019).²⁴

²⁴ Fuente: https://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-50732019000100065



Figura 1.24 Secuencia del colapso. Aviram, A., Badillo, J., Prieto, J. L., & Jaramillo, J. (2019).²⁵

1.2. Estudios experimentales

Hamid y Drysdale (1980) analizaron la resistencia de la mampostería no reforzada sujeta a cargas en el plano. Aplicando los métodos de la teoría de la plasticidad, se analizan el estado de esfuerzo y los mecanismos de falla encontrados de pruebas experimentales. El arreglo de prueba utilizado tiene en cuenta las fallas por deslizamiento a lo largo de las juntas de mortero que podrían observarse en los ensayos de compresión y que podrían comprometer la seguridad del diseño con base en criterios existentes. El artículo ofrece una descripción general de un programa experimental que comprende las pruebas de pilas a compresión hechas de hormigón y bloques de silicato de calcio, así como de mampostería de ladrillos de arcilla, que se llevó a cabo en instalaciones del instituto de investigación ETH

²⁵Fuente: https://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-50732019000100065

Zurich. Los autores encontraron una concordancia satisfactoria entre las expresiones simplificadas propuesta y los datos de prueba. Junto con los datos de ensayos posteriores realizados por otros investigadores, se han utilizado para la verificación de la propuesta antes mencionada la variación simplificada de la resistencia de la mampostería uniaxial.

Hamid et al. (2005) en este trabajo de investigación se presentaron pruebas de pilas con juntas inclinadas de mampostería sin refuerzo y con mampostería reforzada con plásticos reforzados con fibras.

Nuss et al. (1978) presentaron un estudio del comportamiento carga-desplazamiento de cortante de juntas horizontales en mampostería de ladrillo no armado sometida a compresión constante. En general, bajo carga de corte estático, las juntas de mampostería muestran un esfuerzo cortante máximo seguido de una resistencia residual al corte. Para investigar estos aspectos con mayor detalle, se realizaron ensayos en triplets de muestras de mampostería utilizando diferentes tipos de mortero.

Los resultados encontrados en este estudio y ensayos previos muestran que los esfuerzos normales de compresión que actúan sobre la interfaz y la resistencia del mortero en la interfaz afectan el esfuerzo cortante máximo y la resistencia residual de una manera bastante similar.

La cohesión y el ángulo de fricción interna, es decir, los dos parámetros requeridos por el criterio de Mohr-Coulomb, se obtienen luego de una regresión lineal de los resultados de la prueba experimental. La respuesta antes y después del pico de resistencia a corte en la junta de mortero de mampostería se puede representar mejor mediante ecuaciones simples, y su rigidez al corte depende de las propiedades del material y la magnitud de la compresión normal. Luego se presentan estrategias de modelado computacional considerando el deslizamiento por cortante en la interfaz ladrillo-mortero.

1.3. Modelación numérica

A continuación, se mencionan algunos de los trabajos de investigación en los que se ha hecho uso de la modelación utilizando el método de los elementos finitos:

Lourenço (1996) consideró dos tipos de modelación de la mampostería, un modelo homogéneo en el que se representa la mampostería con un solo material, y otro tipo de modelación considerando un modelo de interfaz en el que el comportamiento no lineal se representa en la unión entre las piezas de mampostería y las juntas de mortero. Hace énfasis al análisis no lineal de estructuras de mampostería no reforzada que se puede aproximar a un estado de esfuerzo plano, como paneles y muros de cortante. Las estructuras bajo consideración están sujetas a cargas estáticas en tiempo corto, que no son necesariamente proporcionales, pero, en esencia, monotónicas. Además incluye técnicas de homogeneización.

López et al. (1998) presentan un nuevo modelo constitutivo considerando un modelo homogeneizado. Obtienen las propiedades elásticas ortotrópicas de la mampostería partiendo de una celda representativa. Para la representación de la superficie de fluencia utilizan una función de fluencia de Mohr-Coulomb modificada.

1.4. Planteamiento del problema

Una pobre caracterización de los materiales de construcción podría llevar a diseños poco confiables que pudieran poner en peligro la seguridad de los ocupantes de un inmueble. Con los hallazgos de esta investigación se tendría una mejor caracterización de la variación de la resistencia a compresión considerando distintas condiciones de esfuerzo que pudiera presentar un muro de carga.

1.5. Objetivos

1.5.3 Objetivo General

Obtener la variación de los parámetros que involucran la falla a compresión de mampostería hecha con piezas de ladrillo.

1.5.4 Objetivos Particulares

- *Analizar pruebas experimentales de pilas a compresión a distintos ángulos de inclinación.*
- *Obtener los parámetros no lineales de las pruebas experimentales.*

1.6. Metodología

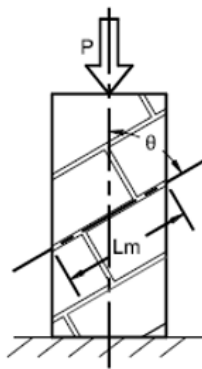
Una forma de obtener la resistencia a compresión bajo una condición de esfuerzo uniaxial a diferentes ángulos de inclinación respecto a las juntas de mortero es con pruebas de pilas a compresión con juntas inclinadas. Este tipo de pruebas han sido utilizadas por otros autores (Nuss et al., 1978; Hamid y Drysdale, 1980; Hamid et al., 2005). Diferentes inclinaciones de la junta producen diferentes combinaciones de esfuerzo normal y cortante en las juntas de mortero. En la Figura 1.25 se muestra un ensaye de Pila a compresión. Las Ecuaciones 1-3 muestran cómo se puede obtener el esfuerzo normal de compresión respecto a la junta horizontal de mortero, el esfuerzo cortante y el esfuerzo de compresión paralelo a la junta de mortero.

Estos valores de esfuerzo se obtienen del esfuerzo de compresión promedio en la junta (P/A) y la inclinación del esfuerzo de compresión respecto a la carga P y la junta horizontal.

Para obtener el comportamiento que describe la mampostería a compresión a distintos ángulos de inclinación de la fuerza de compresión, se realizará el análisis de resultados experimentales de pilas a compresión con distintos ángulos de

inclinación, se obtendrá además de la resistencia a compresión otros parámetros necesarios para la modelación no lineal.

En las Figuras 1.26 y 1.27 se muestran probetas de mampostería que se estudiarán para dar continuidad a esta tesis de investigación, las pruebas de materiales quedan fuera del alcance de esta investigación pero los resultados obtenidos en esta tesis han servido de base para la construcción de nuevas probetas de materiales para ser estudiado como una segunda etapa en un proyecto de investigación que se está desarrollando en el Laboratorio de materiales de la Escuela de Ingeniería Mazatlán UAS cuyo responsable técnico es el Dr. José Francisco Lizárraga Pereda .



$$\sigma_n = \sigma_c \sin^2 \theta \quad (1)$$

$$\tau = \sigma_c \sin \theta \cos \theta \quad (2)$$

$$\sigma_t = \sigma_c \cos^2 \theta \quad (3)$$

Figura 1.25. Representación de esfuerzo en pilas a compresión. Lizárraga, J.F. (2017).²⁶

²⁶ Fuente: Comportamiento de muros de mampostería confinada sobre elementos flexibles. Tesis de Doctorado. Facultad de Ingeniería UNAM. 2017.



Figura 1.26 Muestras de probetas fabricadas para determinación de falla a tensión diagonal²⁷



Figura 1.27 Muestras de probetas fabricadas para determinación de falla a compresión²⁸

²⁷ Fuente: Autor
²⁸ Fuente: Autor

Ajuste de superficie de fluencia

Las fórmulas que se usaron se retomaron de la tesis doctoral de Lizárraga, 2017:

Para ajustar la superficie de fluencia con centro en el origen se obtuvo la ecuación paramétrica:

$$\begin{cases} \sigma_{ni} = f_m \cos \alpha_i \\ \tau_i = \tau_u \sin \alpha_i \end{cases} \quad 1.1$$

$$\alpha_i = \cos^{-1} \frac{\sigma_{ni}}{f_m} \quad 1.2$$

Para la obtención del parámetro a cortante se utilizó la Ecuación 1.3:

$$\tau_u = \frac{\sum_i^n \tau_i \sin \alpha_i}{\sum_i^n (\sin \alpha_i)^2} \quad 1.3$$

1.7. Alcances

En esta investigación se estudió un solo tipo de mampostería la cual está formada por piezas de ladrillo y mortero tipo 1 de acuerdo con la clasificación de la Norma Técnicas Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC-DCM, 2020). Las pruebas experimentales que se van a tomar de referencia para obtener los parámetros no lineales de la mampostería de ladrillos se encuentran publicadas en la Tesis de Doctorado de Lizárraga (2017), en este estudio se utilizaron pilas a compresión con distintos ángulos de inclinación de las juntas de mortero. Los ángulos de inclinación que se tomaron en cuenta para este estudio (ángulos de inclinación respecto a las juntas horizontales y la línea de inclinación de la carga a compresión) fueron 6, se consideraron los siguientes valores de ángulos: 35°, 45°, 60°, 70°, 80° y 90°. Aplicando esta variación de la carga se pudo diferenciar entre la falla a cortante y la falla compresión en la mampostería en este estudio se hizo énfasis en obtener los parámetros que definen la falla a compresión .

2. CAPÍTULO II. MODELACIÓN NO LINEAL DE LA MAMPOSTERÍA PARA FALLA A COMPRESIÓN

En este capítulo se explicará de manera detallada los modelos y teorías que se tomaron en cuenta para la obtención de cálculos correspondientes de este estudio.

El modelo de interfaz compuesto este modelo es un modelo constitutivo de interfaz multi-superficie basado en la teoría de la plasticidad, fue propuesto por Lourenço (1996) en su Tesis de Doctorado, este modelo se publicó en la revista Journal of Structural Engineering (Lourenço y Rots, 1997). Dicho modelo constitutivo ha sido implementado en el código de Elemento Finito del Programa DIANA Finite Element Analysis.

La Teoría de Plasticidad es lo que se conoce como la disciplina de la Física que estudia el estado de un cuerpo deformado irreversiblemente, constituyendo la continuación de la bien establecida "Teoría de la Elasticidad".

Esta tiene como punto de partida los resultados experimentales sobre el comportamiento macroscópico de materiales sometidos a deformación, principalmente metales, y como objetivos fundamentales de la Teoría:

Primero, proveer de una descripción de las relaciones tensión-deformación para un material que se encuentra en estado elastoplástico, que explique en la forma más aproximada posible los resultados experimentales,

Segundo desarrollar técnicas de solución para la consecución de la distribución de tensiones en cuerpos permanentemente deformados.

En definitiva, el comportamiento plástico de un material está caracterizado por una deformación, en parte irreversible, que comienza a plantearse sólo cuando se ha conseguido un cierto "nivel de tensión" determinado, nivel que puede variar con el estado de deformación inicial del material.²⁹

Ajuste de mínimos cuadrados:

²⁹Fuente: <https://oa.upm.es/28991/>

El ajuste de mínimos cuadrados utiliza el análisis estadístico para estimar las coordenadas más probables de los puntos conectados de una medición en una red.

Ajuste por mínimos cuadrados y coordenadas de mejor estimación:

Las coordenadas de un nuevo punto se pueden calcular de forma única mediante un rumbo y una distancia desde un punto existente. Sin embargo, confiar solo en los resultados de un único conjunto de coordenadas con lleva riesgo, ya que no hay forma de saber si las mediciones que definen dichas coordenadas son correctas. Las coordenadas calculadas a partir de mediciones desde otros puntos existentes se pueden comparar con las coordenadas calculadas por el primer conjunto de mediciones. Por lo general, mientras más mediciones definan un único punto, más fiables son sus coordenadas y más confianza existe a la hora de determinar medidas erróneas. A estas mediciones adicionales se les denomina mediciones redundantes.

Para resumir, un ajuste de mínimos cuadrados funciona de la siguiente manera:

- Estima la solución estadística de mejor ajuste para las coordenadas de los puntos de una red de medición ponderada.
- Calcula una solución buscando un mínimo para la suma de los cuadrados de los valores residuales de medición. Un valor residual de medición es la cantidad necesaria para corregir una medición para que se ajuste a la solución de mejor ajuste.
- Es un procedimiento matemático basado en la teoría de la probabilidad; las coordenadas estimadas se calculan con diversos niveles de incertidumbre.
- Incluye pruebas estadísticas para analizar y verificar los resultados del ajuste.

El círculo de Mohr es un método gráfico para determinar el estado tensional en los distintos puntos de un cuerpo, El desarrollo hecho por Christian Otto Mohr (1835-1918). Entre las tensiones que existentes en un cuerpo sometido a un cierto estado de cargas y con unas ciertas restricciones, importan en general las tensiones principales, que son las tensiones que existen sobre ciertos planos del cuerpo, donde las tensiones de corte nulas. Estas tensiones son de importancia para el estudio de la resistencia mecánica de una pieza. Este método tiene aplicación para estados tensionales en dos y tres dimensiones.³⁷

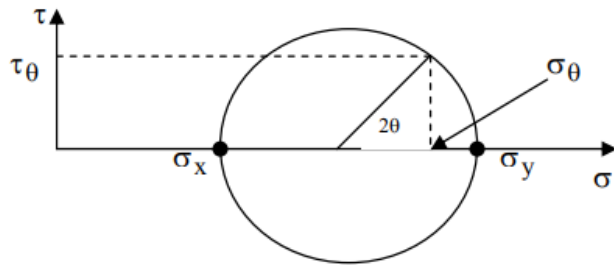


Figura 2.1 Representación de círculo de Mohr. U., & Perfil, V. T. M. (s. f.).

30

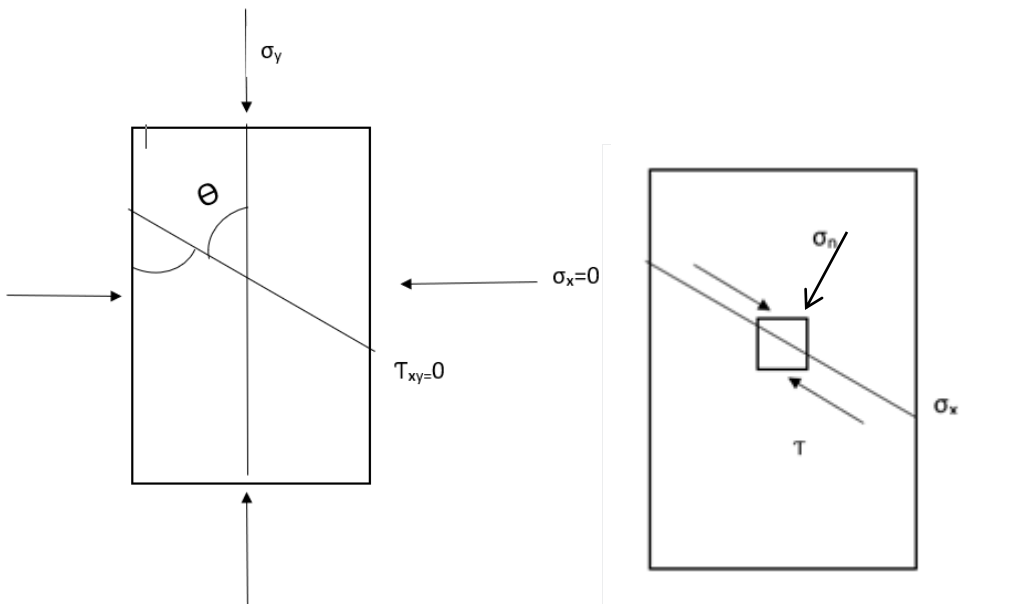


Figura 2.2 Representación de la aplicación del círculo de Mohr para determinar los esfuerzos en las juntas de mortero³¹

³⁰ Fuente: <http://mecanicamateriles.blogspot.com/p/circulo-de-mort.html>

³¹ Fuente: Autor

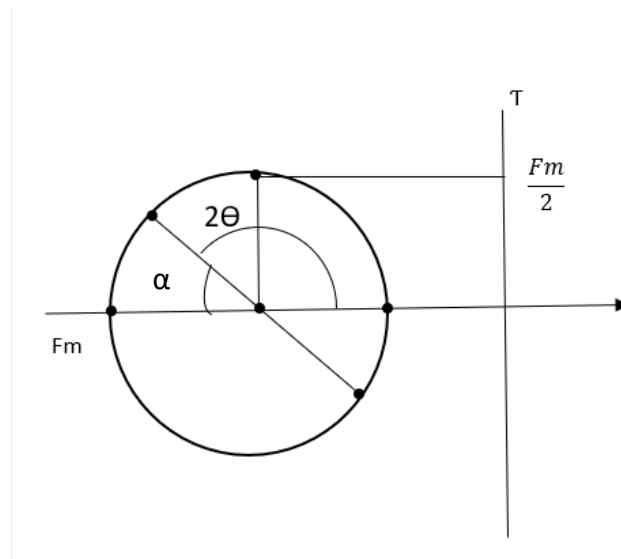


Figura 2.3 Representación del método de Mohr ³²

Con las ecuaciones que se usaran:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy} \sec 2\theta \quad 2.1$$

Tomando en cuenta que σ_x y τ_{xy} valen 0 se puede hacer una simplificación

$$\sigma_n = \frac{\sigma_y}{2} - \frac{\sigma_y}{2} \cos 2\theta \longrightarrow \sigma_n = \sigma_y \text{Sen}^2 \theta \quad 2.2$$

$$\sigma_t = \frac{fm}{2} + \frac{fm}{2} \cos 2\theta \quad 2.3$$

Se puede simplificar para que quede de la siguiente forma:

³² Fuente: Autor

$$\sigma_t = f_m \cos^2 \theta$$

2.1. Modelo de interfaz compuesto

El *modelo de interfaz compuesto* fue desarrollado (Lourenço y Rots, 1997) para analizar el comportamiento no lineal de estructuras de mampostería no reforzada. Las partes que componen la mampostería son discretizadas en el modelo, modelando por separado las piezas de mampostería con elementos continuos y las juntas de mortero se representan con elementos de interfaz que describen un comportamiento no lineal capaz de representar las fallas a tensión, corte y compresión.

A continuación se describen los parámetros que definen al *modelo de interfaz compuesto* para las distintas superficies de falla:

Falla a tensión

Rigidez normal inicial (k_n), esfuerzo a tensión resistente (f_t) y la energía de fractura en modo I (G_f^I).

Falla a corte

Rigidez cortante inicial (k_s), Cohesión (c), coeficiente de fricción inicial ($\tan \phi_0$), coeficiente de fricción residual ($\tan \phi_r$), energía de fractura en Modo II (G_f^{II}), ángulo de dilatación inicial para un confinamiento igual a cero (ψ_0), el esfuerzo de confinamiento para el cual el ángulo de dilatación inicial tiende a cero (σ_u) y el coeficiente de degradación del ángulo de dilatación (δ).

Falla a compresión

Rigidez normal inicial (k_n), Resistencia a compresión de la mampostería (f_m), el parámetro C_s que controla la contribución del esfuerzo cortante a la falla a compresión a través de una superficie elíptica, la energía de fractura a compresión (G_{fc}), y el desplazamiento plástico correspondiente al esfuerzo máximo (κ_p).

Como se mencionó anteriormente el *modelo de interfaz compuesto* se implementa en elementos finitos llamados elementos de interfaz; de acuerdo con el manual de usuario Diana 9.6 en un análisis estructural en 2D se puede utilizar el elemento L81F el cual está formado por 4 nodos con dos grados de libertad por nodo como se ve en la Figura 2.4, cada par de nodos queda sobre una línea recta.

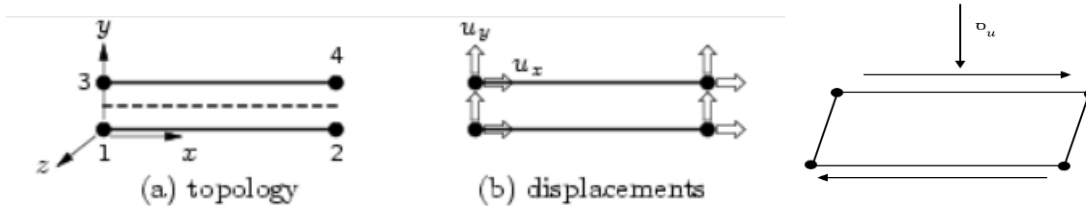


Figura 2.4 Modelo de interfaz L81F (TNO DIANA)

En la 2.6 se muestra el criterio multi-superficie utilizado en el *modelo de interfaz compuesto*, se le llama de esta forma porque utiliza 3 superficies de fluencia para representar 3 modos de falla de la mampostería (tensión-cortante-compresión). El criterio multi-superficie queda en función de los esfuerzos que se desarrollan en el elemento interfaz, los cuales pueden ser solamente tracciones en dirección perpendicular al elemento o esfuerzo cortante.

Los esfuerzos normales σ_n del elemento de interfaz pueden ser a tensión o compresión teniendo los valores límites f_m y f_t . Mientras que los esfuerzos resistentes a cortante varían de forma lineal en el criterio de falla a corte y de forma elíptica en el criterio de falla a compresión.

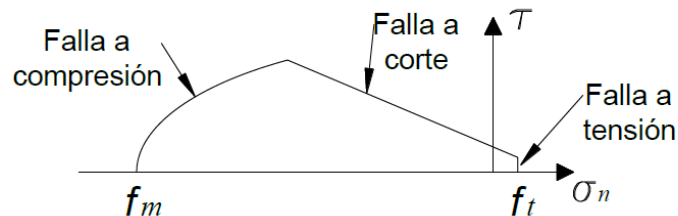


Figura 2.5 Modelo multi-superficie utilizado en el modelo de interfaz compuesto

Como se observa de lo anterior expuesto, el *modelo de interfaz compuesto* consta de 2 parámetros elásticos, los cuales son la rigidez normal y tangencial del elemento interfaz que conecta dos piezas de mampostería contiguas (2.6)

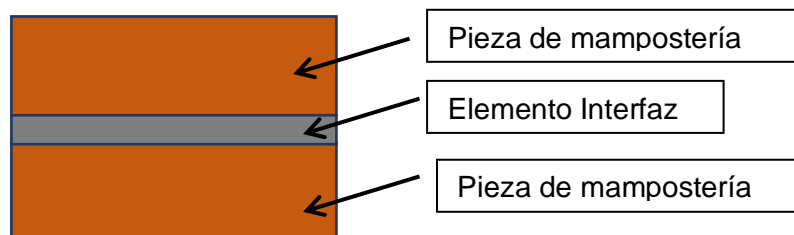


Figura 2.6 Representación general de la conexión de elementos de interfaz en la mampostería

2.2. Modelo constitutivo para falla a compresión

Un modelo constitutivo es un modelo matemático que describe de manera idealizada el comportamiento que presenta un material real bajo diversas condiciones de estado de esfuerzos y deformaciones. El modelo constitutivo nos expresa de manera matemática la relación que existe entre el esfuerzo y la deformación dentro del elemento que se está estudiando.

La validez de un modelo físico depende en gran medida del nivel de entendimiento y detalle que se tenga del propio modelo y del grado de aproximación numérica con la que se represente Luccioni (1993).

El modelo constitutivo de para la falla a o compresión es el que se explicará a continuación es el que se utiliza en el *modelo de interfaz compuesto*, por lo tanto las leyes constitutivas que describirán el comportamiento tanto lineal como no lineal quedará en función del esfuerzo normal σ_n , y el desplazamiento perpendicular al elemento interfaz u_n .

La parte elástica del elemento interfaz queda definida con la rigidez normal k_n , en la Ec. 2.3 se observa la relación que existe entre el esfuerzo y el desplazamiento:

$$k_n = \frac{\sigma_n}{u_n} \quad 2.5$$

Además, las resistencias máximas a compresión estarán definidas por el nivel de cortante que existen en el elemento interfaz siguiendo una superficie de fluencia elíptica. La resistencia máxima a compresión se obtiene cuando no hay esfuerzo cortante en el elemento interfaz, lo cual corresponde al valor de f_m . Si se aumenta el esfuerzo cortante en la interfaz, la resistencia compresión se irá reduciendo hasta llegar nuevamente al punto en que cambia el tipo de falla de falla a compresión a falla a cortante en la interfaz.

La función de fluencia para la falla a compresión f_3 se presenta en la Ec. 2.5, este criterio es conocido como el criterio número 3, siendo el criterio 1 la falla a tensión y el criterio 2 la falla a compresión.

$$f_3 = \sigma_n^2 + C_s \tau^2 - f_{m\theta}^2 \leq 0 \quad 2.6$$

Este modelo hace la suposición de que el centro de la elipse que define a la superficie de fluencia f_3 queda en el origen del sistema de referencia. De la Ecuación anterior se puede obtener la función de fluencia para la resistencia máxima a compresión f_m , siendo este parámetro el semieje mayor de la elipse:

$$f_m^2 = \sigma_n^2 + C_s \tau^2 \quad 2.7$$

Despejando τ de la ecuación anterior se obtiene los valores del cortante máximo que puede resistir la mampostería para la falla a compresión:

$$\tau = \sqrt{\frac{f_m^2 - \sigma_n^2}{C_s}} \quad 2.8$$

De la Ecuación anterior se puede obtener el semieje menor de la función de fluencia f_3 , el cual se obtiene al hacer $\sigma_n=0$.

$$\tau_u = \frac{f_m}{\sqrt{C_s}} \quad 2.9$$

De la anterior ecuación se puede despejar el parámetro C_s , el cual determina la forma de la superficie de fluencia, al tener un valor de τ_u grande con relación a la resistencia a compresión de la mampostería f_m , la forma de la elipse será menos achatada, lo que se traduce en que la contribución del cortante a disminuir la resistencia a compresión tendrá una menor influencia.

$$C_s = \left(\frac{f_m}{\tau_u}\right)^2 \quad 2.10$$

En la Figura 2.7 se muestra la ley constitutiva que rige en la falla a compresión, en la gráfica se muestra cómo varía el esfuerzo normal a compresión σ_c con la deformación plástica del elemento interfaz u_n^p en la dirección perpendicular a línea de acción.

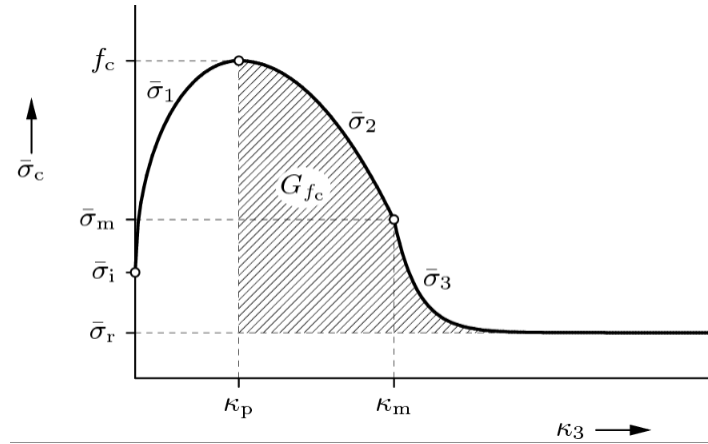


Figura 2.7 Modelo constitutivo a compresión para mampostería.³³

La gráfica esfuerzo deformación presenta un comportamiento lineal hasta llegar al esfuerzo de fluencia inicial $\sigma_i = f_{m\theta}/3$, pasando este esfuerzo el modelo presenta una rama parabólica de endurecimiento $\bar{\sigma}_1$ hasta llegar a la resistencia máxima $f_{m\theta}$, luego de pasar la resistencia máxima pasa a la parte de ablandamiento con una forma parabólica $\bar{\sigma}_2$ hasta llegar al esfuerzo $\sigma_m = 0.5f_{m\theta}$ donde presenta un ablandamiento exponencial hasta llegar a un valor de resistencia residual $\sigma_r = 0.1f_{m\theta}$. A continuación, se presentan las 3 ecuaciones utilizadas para representar el comportamiento a compresión:

$$\bar{\sigma}_1(u_n^p) = \sigma_i + (\sigma_p - \sigma_i) \sqrt{\frac{2u_n^p}{\kappa_p} - \frac{(u_n^p)^2}{\kappa_p^2}} \quad 2.11$$

$$\bar{\sigma}_2(u_n^p) = \sigma_p + (\sigma_m - \sigma_p) \left(\frac{u_n^p - \kappa_p}{\kappa_m - \kappa_p} \right)^2 \quad 2.12$$

$$\bar{\sigma}_3(u_n^p) = \sigma_r + (\sigma_m - \sigma_r) e^{2 \left(\frac{\sigma_m - \sigma_p}{\kappa_m - \kappa_p} \right) \left(\frac{u_n^p - \kappa_m}{\sigma_m - \sigma_r} \right)} \quad 2.13$$

En años recientes se han realizado diversas investigaciones y propuestos modelos numéricos para representar el comportamiento de diferentes estructuras de mampostería. Desde hace tiempo en diferentes países se han utilizado distintas

³³ Fuente: TNO DIANA. Manual de usuario.

técnicas constructivas y materiales para construcciones en mampostería sin embargo muchas veces estas construcciones se realizan con el conocimiento empírico que pueden llegar a ser o no en estructuras seguras ante distintas sollicitaciones de cargas como eventos sísmicos o vientos extraordinarios

Una manera de conocer el comportamiento estructural de muros de mampostería es mediante modelos de elemento finito con este tipo de modelos se puede llegar a conocer los mecanismos de falla y evitar la probabilidad de falla de dicho sistema estructural.

La modelación numérica: es una herramienta de gran utilidad, ya que sería muy difícil o casi imposible poder llevar a un ensaye experimental todos los tipos de muros, con diferentes cargas, formas geométricas o de diferentes piezas. Sin embargo, los modelos numéricos deben ser calibrados por medio de datos experimentales para poder obtener resultados que representen de manera adecuada el comportamiento real en las estructuras.

Por su naturaleza la mampostería es considerada como material heterogéneo ya que es la unión de tabiques con mortero por lo que las propiedades a distintas direcciones tienen que ser consideradas para la modelación numérica. Un material homogéneo es un tipo de material que presenta las mismas propiedades indistintamente de la dirección en que se tome una muestra representativa del material (p. ej. Concreto), que en diferencia de un sistema de material heterogéneo presenta distintas propiedades dependiendo de la dirección de los ejes del material. Es muy importante la experimentación para conocer las propiedades físicas de los materiales con que se construyen los muros de mampostería ya que este sistema estructural es muy común en la mayoría de las viviendas en México como principal sistema de carga.

2.3. Ejemplo del comportamiento a compresión del modelo de interfaz compuesto

A manera de ejemplificar el comportamiento de un elemento interfaz se tomarán los siguientes parámetros para mostrar cómo funciona dicho modelo constitutivo.

$$f_m = 40 \text{ kg/cm}^2 \quad 2.14$$

$$C_s = \left(\frac{f_m}{\tau_u} \right)^2 = 4 \quad 2.15$$

$$\tau_u = \frac{f_m}{C_s} = 20 \text{ kg/cm}^2 \quad 2.16$$

-Construcción de la superficie de fluencia a compresión

$$f_m^2 = \sigma_n^2 + C_s \tau^2 \quad 2.17$$

$$\tau = \sqrt{\frac{f_m^2 - \sigma_n^2}{C_s}} \quad 2.18$$

σ_n Esfuerzo a compresión en dirección normal al elemento de interfaz

Como se mencionó anteriormente el esfuerzo a cortante máximo se ve limitado por la resistencia a corte de la mampostería, a continuación, se incluirá a manera de ejemplo la falla a corte considerando el modelo de Mohr-Coulomb, para lo cual se necesitan únicamente 2 parámetros, el coeficiente de fricción inicial y el valor de la cohesión

Se propondrán los siguientes valores: $c = 3 \text{ kg/cm}^2$ y $\tan \phi_0 = 0.7$

$$\tau = c - \sigma_n \tan \phi_0 \quad 2.19$$

Superficie de Fluencia a Compresion

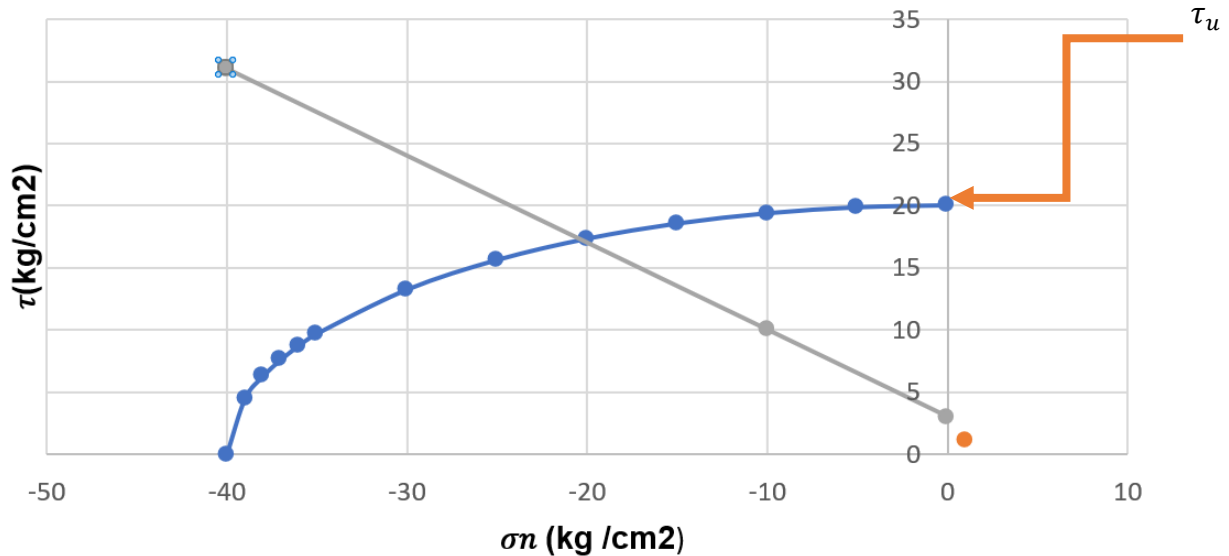


Figura 2.8 Representación de la superficie de fluencia a compresión ³⁴

De manera gráfica se observa que el cortante máximo que puede resistir con los parámetros asignados es de 17 kg/cm² de manera analítica podemos obtener los puntos de intersección de superficie de fluencia a compresión y de superficie de fluencia a cortante

Igualando el cortante en las dos superficies de fluencia se encontró el valor de σ_n y se sustituyó $\tan \phi_0$ por μ

$$\sigma_{int} = \frac{-\sqrt{C_s \mu^2 f_m^2 - C_{sc}^2 + f_m^2} - C_s \mu c}{C_s \mu^2 + 1} \quad 2.20$$

Con la anterior ecuación se obtuvo que $\sigma_n = -20.323 \text{ kg/cm}^2$

Para obtener el cortante máximo se sustituye el anterior valor en cualquiera de las 2 ecuaciones que nos representan la superficie de fluencia, a continuación, se obtendrá el esfuerzo a cortante considerando cada una de las dos ecuaciones:

$$\tau_{max} = \sqrt{\frac{f_m^2 - \sigma_n^2}{C_s}} = \sqrt{\frac{40^2 + 20.323^2}{4}} = 17.226 \text{ kg/cm}^2 \quad 2.21$$

³⁴ Fuente Autor

$$\tau_{max} = c - \sigma_{int} \tan \phi_0 = 3 + 20.323 \times 0.7 = 17.226 \text{ kg/cm}^2$$

2.22

-Diagramas esfuerzo-deformación plástica para distintos valores de cortante

$$f_m^2 = \sigma_n^2 + C_s \tau^2 \quad 2.23$$

$$\sigma_n = \sqrt{f_m^2 - C_s \tau^2} \quad 2.24$$

Se tomarán 5 valores de la resistencia a compresión:

$$G_{fc} = 2$$

$$\kappa_p = 0.01$$

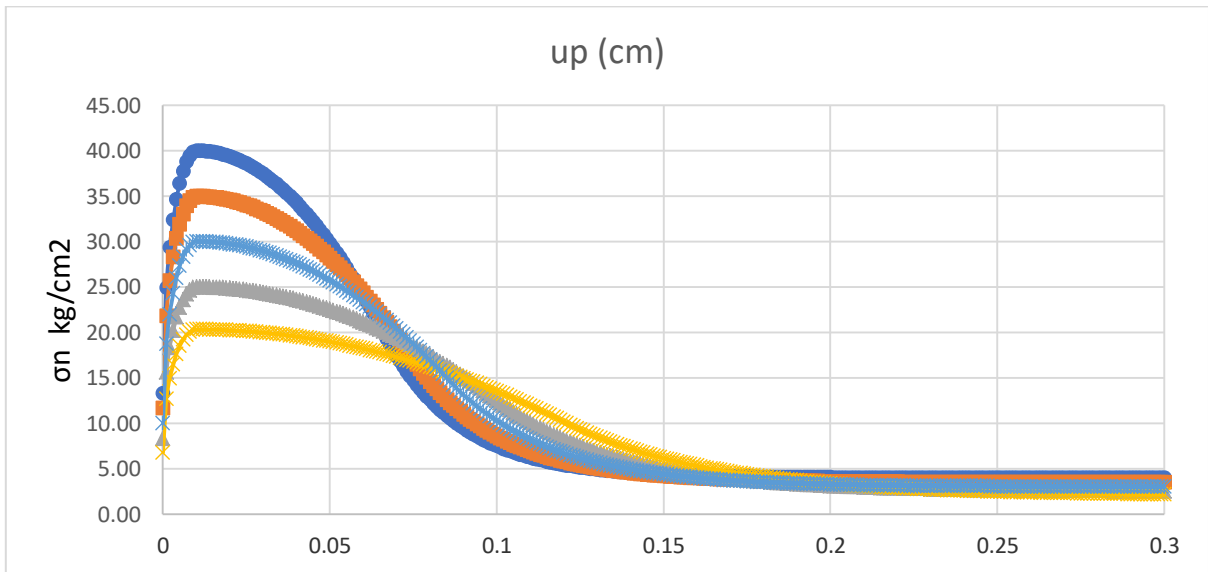


Figura 2.9 Diagramas esfuerzo-deformación³⁵

³⁵ Fuente: Autor

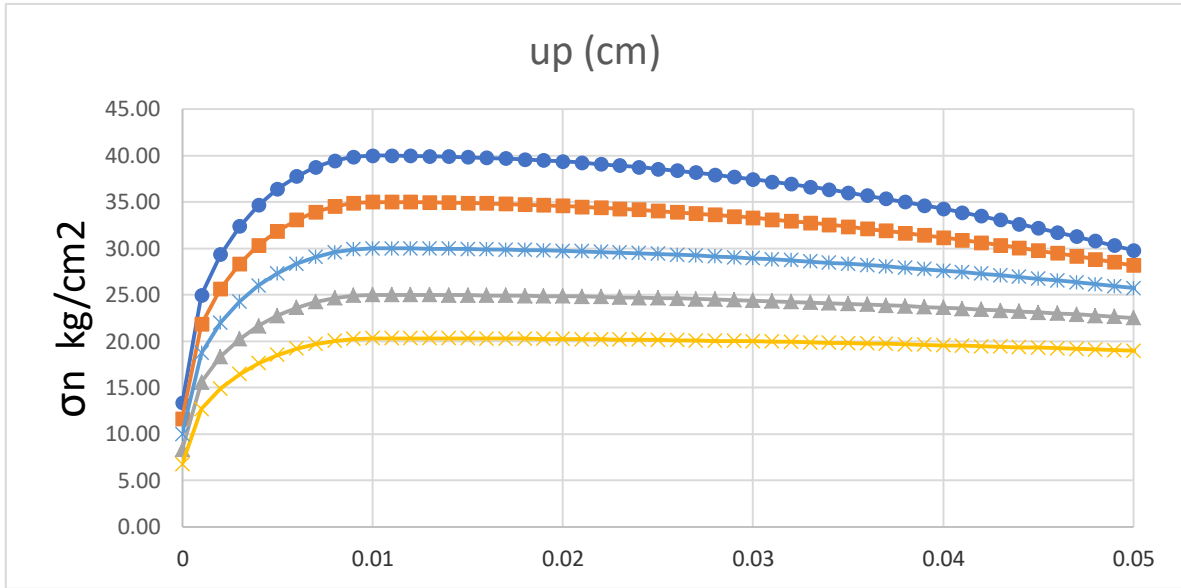


Figura 2.10 Diagramas esfuerzo-deformación

36

Para la elaboración de estas tablas de los parámetros de los modelos a compresión se utilizaron los siguientes datos:

σ_i	F_c	σ_m	K_m	G_c
13.33	40	20	0.066	2
11.67	35	17.5	1.67	2
10	30	15	0.085	2
8.33	25	12.5	0.1	2
6.77	20.323	10.1615	0.12	2

Tabla 2.1 Cálculos de los parámetros de los modelos a compresión

³⁶ Fuente: Autor

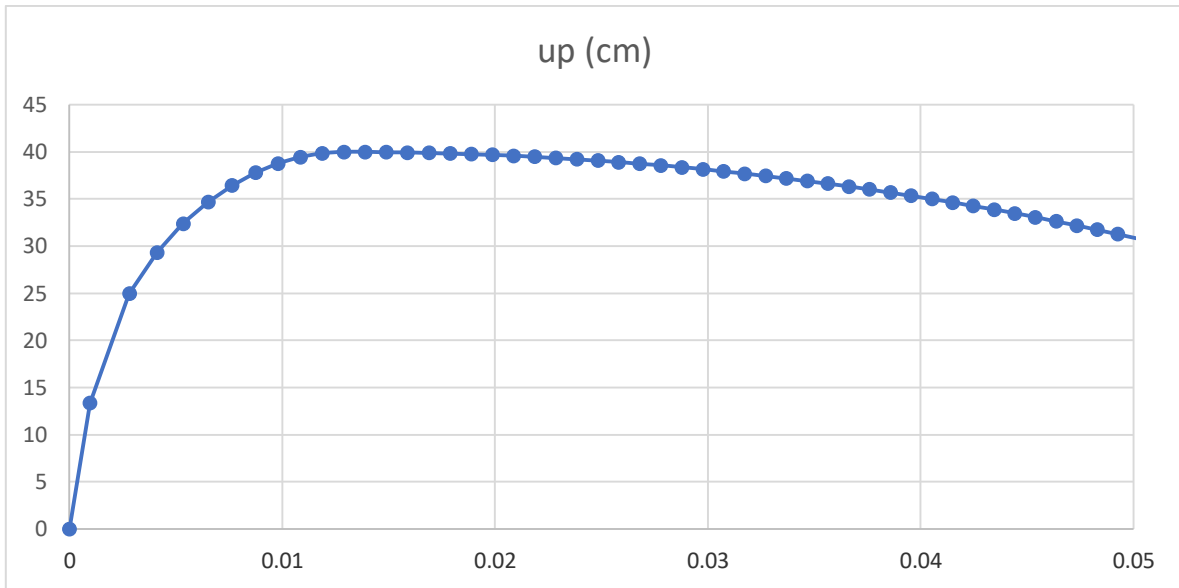


Figura 2.11 Diagrama de los parámetros a compresión³⁷

Este sería un ejemplo tomando en cuenta la deformación plástica usando la fórmula:

$$u_j^e = \frac{\sigma_n}{K_n} \quad 2.25$$

³⁷ Fuente: Autor

3. CAPITULO III. OBTENCIÓN DE PARÁMETROS NO LINEALES

En este capítulo se obtienen los parámetros no lineales para la modelación no lineal del comportamiento a compresión para mampostería de piezas de Ladrillo unida con mortero tipo I, los resultados experimentales se obtuvieron de Lizárraga (2017). Las dimensiones promedio de las piezas utilizadas son de 11.7 cm de ancho, 5.2 cm de alto y 23.3 cm de largo. La resistencia media a corte de muretes a compresión diagonal resultó de $v_m = 4.8 \text{ kg/cm}^2$ y la resistencia de diseño a corte de $v_m^* = 3.7 \text{ kg/cm}^2$.

3.1. Resistencia a compresión de Pilas con juntas inclinadas

Para obtener los parámetros no lineales se analizaron 13 pruebas de pilas a compresión con juntas inclinadas. Los ángulos considerados (ángulo de que forma el eje de la línea de aplicación de la carga a compresión con las juntas de mortero) son: 90°, 80°, 70° y 60°. En la Tabla 3.1 se resumen los resultados obtenidos para cada pila, se muestra la carga máxima soportada P_{max} , el ángulo θ que forma la línea de aplicación de carga con las juntas de mortero, y la resistencia a compresión de la mampostería f_m^θ

Pila	P_{max} (kg)	θ (grados)	f_m^θ (kg/cm ²)
P90-1	12,750	90	46.77
P90-2	11,990	90	43.98
P90-3	11,900	90	43.65
P80-1	11,900	80.6	44.44
P80-2	11,200	81.4	41.56
P80-3	10,850	81.4	40.26
P70-1	10,700	72.1	40.37

P70-2	12,150	70.6	45.12
P70-3	11,400	70.7	42.66
P60-1	11,300	59.9	43.1
P60-2	9,260	61.0	35.1
P60-3	9,100	59.9	35.3
P60-4	11,500	59.1	44.6

Tabla 3.1 Resultados experimentales de pilas a compresión con juntas inclinadas

En la Tabla 3.2 se muestran las resistencias a compresión promedio obtenidas de la tabla anterior, se observa una tendencia a que la resistencia a compresión se ve disminuida al disminuir el ángulo θ . Se observa que la máxima resistencia es para pilas con $\theta=90^\circ$ y la mayor reducción de la resistencia se encontró en pilas con $\theta=60^\circ$, obteniendo un factor de reducción de resistencia de 0.85.

θ (grados)	f_m^θ (kg/cm ²)	f_m^θ/f_m^{90}
90.0	44.8	1
81.1	42.1	0.94
71.1	42.7	0.95
60.0	38.3	0.85

Tabla 3.2 Promedio de pilas a compresión con juntas inclinadas

En la Figura 3.1 se grafican los valores de la resistencia a compresión para cada uno de los resultados experimentales y además se incluye el promedio para cada ángulo de inclinación con su respectiva ecuación de correlación.

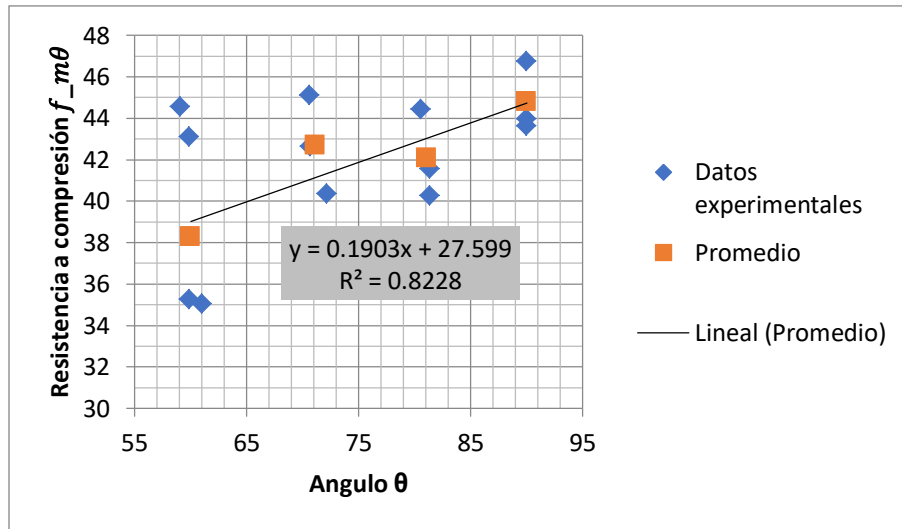


Figura 3.1 Representación de resistencia a compresión ³⁸

3.2. Obtención de la superficie de fluencia a compresión

Para obtener los parámetros necesarios que definen el criterio de fluencia a compresión se realizó un ajuste por mínimos cuadrados considerando que la forma de la superficie de fluencia es una elipse tal como se explicó en el Capítulo anterior. El procedimiento que se utilizó fue el propuesto por Lizárraga (2017). A continuación, se presentan las ecuaciones que se utilizaron para el ajuste por mínimos cuadrados:

$$\frac{\sigma_n^2}{f_m^2} + \frac{\tau^2}{\tau_u^2} = 1 \quad 3.1$$

$$\begin{cases} \sigma_{ni} = f_m \cos \alpha_i \\ \tau_i = \tau_u \sin \alpha_i \end{cases} \quad 3.2$$

$$\alpha_i = \cos^{-1} \frac{\sigma_{ni}}{f_m} \quad 3.3$$

$$\tau_u = \frac{\sum_i^n \tau_i \sin \alpha_i}{\sum_i^n (\sin \alpha_i)^2} \quad 3.4$$

³⁸ Fuente: Autor

En la Tabla 3.3 se muestran los cálculos necesarios para obtener el ajuste por mínimos cuadrados, la resistencia promedio de la mampostería $f_m = f_m^{90} = 44.8$ kg/cm².

	θ	$f_m \theta$ (kg/cm ²)	σ_{ni} (kg/cm ²)	τ_i (kg/cm ²)	α_i	$\tau_i (\sin \alpha_i)$	$(\sin \alpha_i)^2$
P80-1	80.6	44.44	43.2	7.18	0.2640	1.8736	0.068
P80-2	81.4	41.56	40.6	6.17	0.4355	2.6036	0.178
P80-3	81.4	40.26	39.3	5.98	0.4985	2.8582	0.229
P70-1	72.1	40.37	36.6	11.79	0.6157	6.8067	0.334
P70-2	70.6	45.12	40.1	14.13	0.4598	6.2703	0.197
P70-3	70.7	42.66	38.0	13.31	0.5582	7.0501	0.281
P60-1	59.9	43.11	32.3	18.72	0.7671	12.9907	0.482
P60-2	61.0	35.07	26.8	14.86	0.9285	11.9011	0.641
P60-3	59.9	35.27	26.4	15.31	0.9412	12.3746	0.653
P60-4	59.1	44.57	32.8	19.64	0.7488	13.3730	0.463
						78.1018	3.5253

Tabla 3.3 Ajuste por mínimos cuadrados

$$F_m = 44.8$$

$$\tau_u = 22.155$$

$$C_s = 4.089$$

$$\sum_i^n \tau_i \sin \alpha_i = 78.1018 \quad 3.5$$

$$\sum_i^n (\sin \alpha_i)^2 = 3.5253 \quad 3.6$$

Donde:

$$C_s = \left(\frac{f_m}{\tau_u}\right)^2 \quad 3.7$$

$$\tau_u = \frac{\sum_i^n \tau_i \sin \alpha_i}{\sum_i^n (\sin \alpha_i)^2} \quad 3.8$$

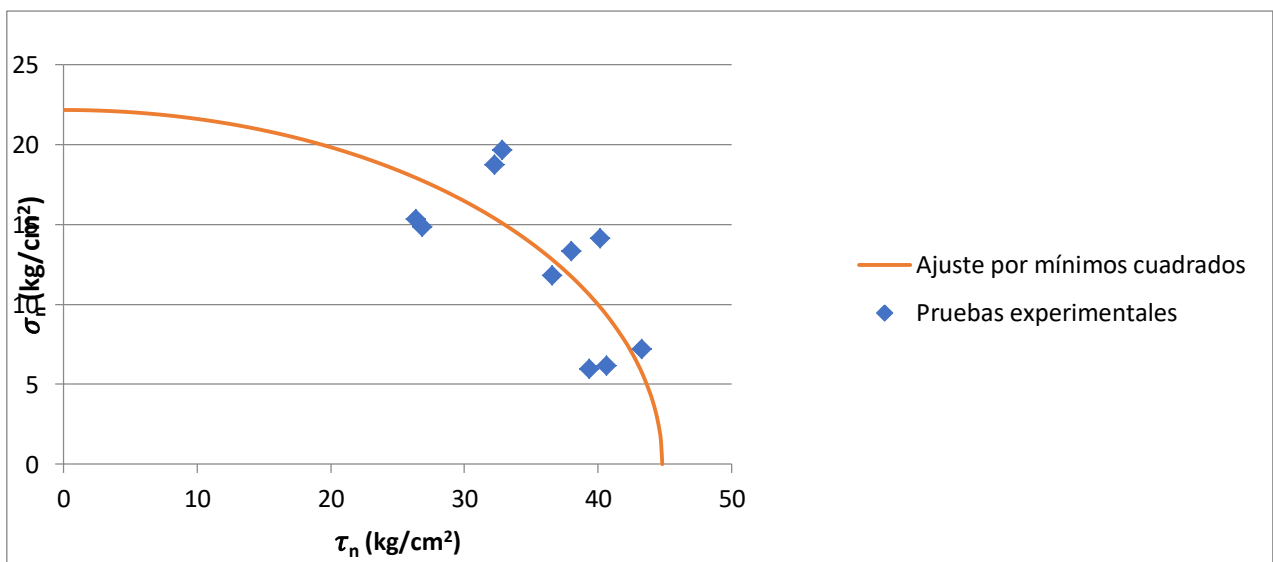


Figura 3.2 Representación de fluencia de ajuste por mínimos cuadrados³⁹

3.3. Obtención de la superficie de fluencia a compresión

Para conocer la superficie de fluencia a compresión se utilizaron los datos experimentales reportados por Lizárraga (2017), Además de la resistencia a compresión de la mampostería se tomaron en cuenta 3 ángulos más de inclinación de las juntas de mortero: 80°, 70° y 60°.

³⁹ Fuente: Autor

	θ	$fm\theta$ (kg/cm ²)	σ_{ni} (kg/cm ²)	τ_i (kg/cm ²)	α_i	τ_i (sen α_i)	$(\sin \alpha_i)^2$
P80-1	80.6	44.44	43.2	7.18	0.2640	1.8736	0.068
P80-2	81.4	41.56	40.6	6.17	0.4355	2.6036	0.178
P80-3	81.4	40.26	39.3	5.98	0.4985	2.8582	0.229
P70-1	72.1	40.37	36.6	11.79	0.6157	6.8067	0.334
P70-2	70.6	45.12	40.1	14.13	0.4598	6.2703	0.197
P70-3	70.7	42.66	38.0	13.31	0.5582	7.0501	0.281
P60-1	59.9	43.11	32.3	18.72	0.7671	12.9907	0.482
P60-2	61.0	35.07	26.8	14.86	0.9285	11.9011	0.641
P60-3	59.9	35.27	26.4	15.31	0.9412	12.3746	0.653
P60-4	59.1	44.57	32.8	19.64	0.7488	13.3730	0.463
						78.1018	3.5253

Tabla 3.4 Resultados de pruebas experimentales de diferentes pruebas y ángulos

$fm=$	44.8
$\tau_u=$	22.155
$Cs=$	4.089

3.9

Se obtuvo el ajuste por mínimos cuadrados un

$$\tau_u = 22.155 \frac{kg}{cm^2}$$

3.10

Y para calcular el cálculo de CS se tomó la formula

$$Cs = \left(\frac{fm}{\tau_u} \right)^2$$

3.11

Donde fm se obtuvo del promedio de fm de las muestras a 90°

3.4. Determinación de la inclinación máxima de la junta en pilas para considerar el límite de falla a compresión

Los parámetros que definen la falla a cortante se obtuvieron con dos inclinaciones de las pilas compresión: 35° y 45°. Con esos datos experimentales se obtuvo una cohesión de 3.5 kg/cm² y un coeficiente de fricción de 0.74 (Lizárraga, 2017).

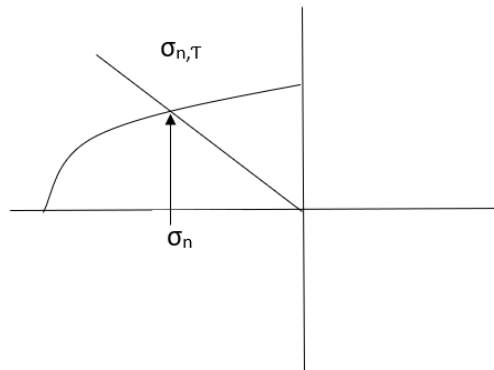


Figura 3.3 Punto de resistencia máxima de esfuerzo-cortante⁴⁰

$$c = 3.5 \frac{kg}{cm^2} \quad 3.12$$

$$\mu = 0.74 \quad 3.13$$

$$\sigma_{int} = f_m \text{sen} \theta_{int} \text{sen} \theta_{int} \quad 3.14$$

$$\tau_{max} = f_m \text{sen} \theta_{int} \text{cos} \theta_{int} \quad 3.15$$

Se hace una relación de tal manera al dividir la ecuación 3.14 sobre 3.15 da como resultado:

$$\frac{\sigma_{int}}{\tau_{max}} = \frac{f_m \text{sen} \theta_{int} \text{sen} \theta_{int}}{f_m \text{sen} \theta_{int} \text{cos} \theta_{int}} = \tan \theta_{int} \quad 3.16$$

Al despejar θ_{int} de la ecuación 3.16 da como resultado:

⁴⁰ Fuente: Autor

$$\theta_{int} = \tan^{-1} \frac{\sigma_{int}}{\tau_{max}} \quad 3.17$$

σ_{int} y τ_{max} se determinan con las ecuaciones 2.20 y 2.22

$$\sigma_{int} = \frac{-\sqrt{C_s \mu^2 f_m^2 - C_{sc}^2 + f_m^2} - C_s \mu c}{C_s \mu^2 + 1} \quad 3.18$$

3.19

$$\tau_{max} = c - \mu \sigma_{int}$$

Sustituyendo valores:

$C_s = 4.089$	$c = 3.5 \frac{kg}{cm^2}$
$\mu = 0.74$	$f_m = -44.8 \frac{kg}{cm^2}$

$$\sigma_{int} = \frac{-\sqrt{(4.089)(0.74)^2 \left(44.8 \frac{kg}{cm^2}\right)^2 - (4.089)^2 + \left(44.8 \frac{kg}{cm^2}\right)^2} - (4.089)(0.74) \left(3.5 \frac{kg}{cm^2}\right)}{(4.089)(0.74)^2 + 1} \quad 3.20$$

$$\sigma_{int} = -21.527$$

$$\tau_{max} = 3.5 \frac{kg}{cm^2} - (0.74)(-21.527) = 19.43 \quad 3.21$$

Con los valores de σ_{int} y τ_{max} obtenidos se pueden sustituir en la fórmula de θ_{int}

$$\theta_{int} = \tan^{-1} \frac{21.527}{19.43} = 47.93^\circ \quad 3.22$$

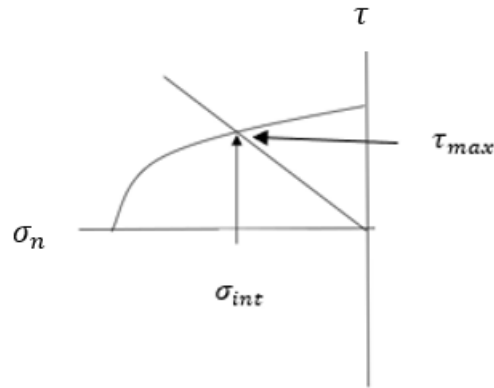


Figura 3.4 Representación gráfica de las variables σ_{int} y τ_{max} ⁴¹

En conclusión, se puede decir que para que esta mampostería de ladrillo se encuentre bajo falla a compresión es necesario el Angulo de aplicación de la carga respecto a las juntas de mortero sea mayor o igual que 47.93° ya que para un ángulo menor la mampostería estuviera fallando a cortante en la junta de mortero. Para obtener los parámetros no lineales para la falla a compresión para este tipo de mampostería se recomendaría utilizar pilas con juntas inclinadas a un ángulo mayo a 50°

3.5. Obtención de la resistencia a compresión de pilas de mampostería a distintos ángulos de inclinación del eje de la carga con respecto a la junta de mortero

A continuación, se determinará una fórmula que nos relaciona el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante de la junta con el ángulo theta que forma el eje de aplicación de la carga con respecto a la inclinación de la junta de mortero en pilas a compresión

$$\sigma_n = fm\theta \text{sen}^2\theta \quad 3.23$$

Despejando la ecuación para establecer el valor de fm

⁴¹ Fuente: Autor

$$fm\theta = \frac{\sigma_n}{\text{sen}^2\theta} \quad 3.24$$

$$\tau = \frac{\sigma_n}{\tan\theta} \quad 3.25$$

$$fm\theta = \frac{\tau \tan\theta}{\text{sen}^2\theta} \quad 3.26$$

$$fm\theta = \tau \frac{\tan\theta}{\text{sen}^2\theta} \quad 3.27$$

Se varia τ con θ

$$\sin\alpha = \frac{\tau}{r(\alpha)} \quad 3.28$$

$$\tau = r \sin\alpha \quad 3.29$$

$$\tau = \frac{\sin\alpha}{\sqrt{\frac{\cos^2\alpha}{fm^2} + \frac{\sin^2\alpha}{\tau_u^2}}} \quad 3.30$$

$$\alpha = 90 - \theta \quad 3.31$$

$$\tau = \frac{\cos\theta}{\sqrt{\frac{\sin^2\theta}{fm^2} + \frac{\cos^2\theta}{\tau_u^2}}} \quad 3.32$$

Sustituyendo la Ec. 3.32 en la Ec 3.27 quedaría como:

$$f_{m\theta} = \frac{\cos\theta \tan\theta}{\sin^2\theta \sqrt{\frac{\sin^2\theta}{f_m^2} + \frac{\cos^2\theta}{\tau_u^2}}} \quad 3.33$$

Simplificando esta expresión utilizando identidades trigonométricas se llega a la ecuación final siguiente:

$$f_{m\theta} = \frac{1}{\sin\theta \sqrt{\frac{\sin^2\theta}{f_m^2} + \frac{\cos^2\theta}{\tau_u^2}}} \quad 3.34$$

Con esta ecuación es posible determinar la resistencia a compresión de pilas de mampostería conociendo la resistencia a compresión de pilas a 90° (f_m) y el parámetro τ_u el cual se obtiene de datos experimentales como se explicó en la sección 3.2

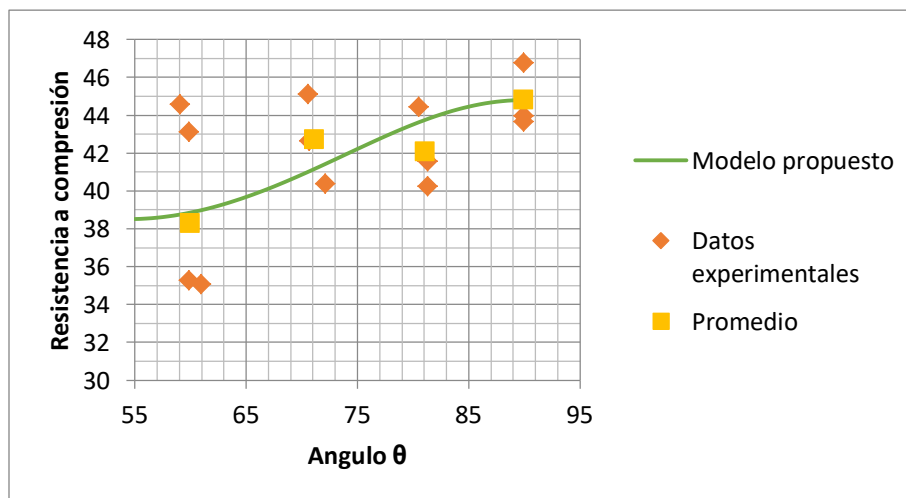


Figura 3.5 Representación de la variación de la resistencia a compresión teórica⁴²

⁴² Fuente: Autor

En la Figura 3.5 se muestra la variación teórica que debe de tener el tipo de mampostería estudiado en este caso se representa en color verde el modelo propuesto utilizando la Ec. 3.28. Es importante destacar que la fórmula propuesta se ajusta muy bien a los resultados obtenidos de pruebas experimentales

3.6. Determinación de curvas esfuerzo-deformación para pilas a 90°

Para determinar las curvas esfuerzo-deformación se determinará primeramente la componente de deformación plástica, como se explicó en el capítulo 2.2 (modelo constitutivo para falla a compresión) es necesario definir el comportamiento no lineal a compresión en la junta de mortero, para el cual es necesario obtener 3 segmentos de la curva completa esfuerzo-deformación plástica, a continuación, se obtienen las expresiones para cada uno de estos segmentos.

El esfuerzo $\overline{\sigma}_1$ nos representa la degradación de rigidez de mampostería, hasta llegar a su resistencia de compresión máxima. El esfuerzo σ_2 nos representa la pérdida de resistencia desde la carga máxima hasta llegar a la mitad del valor de la resistencia a compresión además los valores de inicio y termino de este segmento de la curva están dado por la deformación plástica (κ_p y κ_m). Por último el tercer segmento de la curva (σ_3) tiene un decaimiento exponencial de la resistencia comenzando en el valor de σ_m (que es igual a la mitad de la resistencia a compresión) hasta acercarse de manera sintotica al valor de σ_r que es igual a 1/10 de la resistencia a compresión.

Haciendo un análisis de este modelo constitutivo se observa que el parámetro κ_m se obtiene de manera indirecta a partir de la energía de fractura a compresión (G_{fc}) por lo que κ_m queda definido con el valor de energía de fractura a compresión.

A continuación, se muestran las ecuaciones constitutivas que nos determinan el comportamiento a compresión en el modelo de interfaz compuesto propuesto por Lourenco (1996).

Para la mampostería estudiada en esta investigación contamos con los valores de k_p y G_{fc} obtenidos en Lizárraga (2017), los demás parámetros se obtuvieron como se muestran en la siguiente tabla:

$\sigma_p = f_m = 44.8 \frac{kg}{cm^2}$	$k_p = 0.012 \text{ cm}$
$G_{fc} = 2.3 \frac{kg}{cm}$	$\sigma_i = \frac{f_m}{3} = 14.93 \frac{kg}{cm^2}$

$\sigma_m = \frac{f_m}{2} = 22.4 \frac{kg}{cm^2}$	$\sigma_r = \frac{f_m}{10} = 4.48 \frac{kg}{cm^2}$
---	--

Tabla 3.5 Parámetros necesarios para el cálculo del comportamiento a compresión

Se determinó que $k_m = 0.069$ para una energía de fractura de 2.3 y u_n^p son las variaciones en el eje x de la gráfica esfuerzo-deformación plástica.

$$\bar{\sigma}_1(u_n^p) = \sigma_i + (\sigma_p - \sigma_i) \sqrt{\frac{2u_n^p}{\kappa_p} - \frac{(u_n^p)^2}{\kappa_p^2}} \quad 3.35$$

$$\bar{\sigma}_1(u_n^p) = (14.93) + (44.8 - 14.93) \sqrt{\frac{2u_n^p}{0.012} - \frac{(u_n^p)^2}{0.012^2}} \quad 3.36$$

$$\bar{\sigma}_2(u_n^p) = \sigma_p + (\sigma_m - \sigma_p) \left(\frac{u_n^p - \kappa_p}{\kappa_m - \kappa_p} \right)^2 \quad 3.37$$

$$\bar{\sigma}_2(u_n^p) = 44.8 + (22.4 - 44.8) \left(\frac{u_n^p - 0.012}{0.069 - 0.012} \right)^2 \quad 3.38$$

$$\bar{\sigma}_3(u_n^p) = \sigma_r + (\sigma_m - \sigma_r) e^{2 \left(\frac{\sigma_m - \sigma_p}{\kappa_m - \kappa_p} \right) \left(\frac{u_n^p - \kappa_m}{\sigma_m - \sigma_r} \right)} \quad 3.39$$

$$\bar{\sigma}_3(u_n^p) = 4.48 + (22.4 - 4.48) e^{2 \left(\frac{22.4 - 44.8}{0.069 - 0.012} \right) \left(\frac{u_n^p - 0.069}{22.4 - 4.48} \right)} \quad 3.40$$

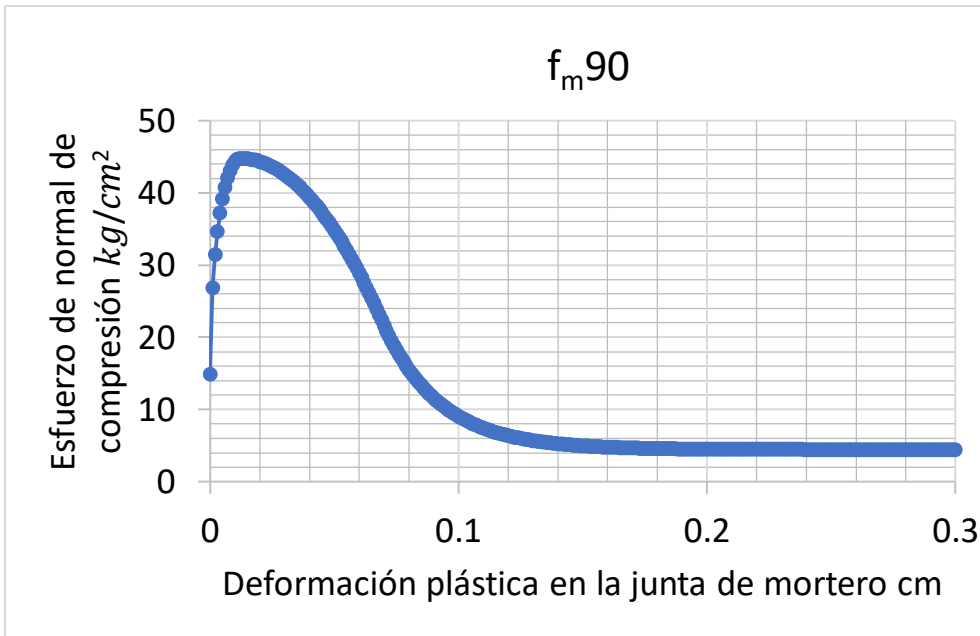


Figura 3.6 Representación de deformación de la muestra a 90°⁴³

La Figura 3.6 muestra los resultados de las fórmulas aplicadas mostrando los límites de deformación de las muestras de 90° a compresión sin tomar en cuenta la deformación elástica de la misma

3.7. Determinación de curvas esfuerzo-deformación para pilas a 80°

Para determinar la resistencia a compresión de pilas a 80° se utilizará la ecuación 3.34, sustituyendo los valores de $f_m = 44.8 \frac{kg}{cm^2}$ y $\tau_u = 22.155 \frac{kg}{cm^2}$ como se obtuvo en la sección 3.3, se llega a la ecuación general que nos describe la variación de la resistencia a compresión para distintos ángulos de inclinación. Se calculará además el esfuerzo normal en la junta de mortero (σ_n) ya que el modelo constitutivo de comportamiento a compresión está en función de la deformación plástica bajo a un estado de esfuerzo normal a la junta de mortero

$$f_m \theta = \frac{1}{\text{sen } \theta \sqrt{\frac{\sin^2 \theta}{44.8^2} + \frac{\cos^2 \theta}{22.155^2}}}$$

Sustituyendo los valores para $\theta = 80^\circ$ se tiene que:

3.41

⁴³ Fuente: Autor

$$f_m^\theta = \frac{1}{\text{sen } 80^\circ \sqrt{\frac{\sin^2 80^\circ}{44.8^2} + \frac{\cos^2 80^\circ}{22.155^2}}}$$

$$f_m^{80} = 43.51$$

$$\sigma_n = f_m^{80} \text{sen}^2 80^\circ = 42.198 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$\sigma_p = f_m = 43.51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$k_p = 0.012 \text{ cm}$
$G_{fc} = 2.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$	$\sigma_i = \frac{f_m}{3} = 14.50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$\sigma_m = \frac{f_m}{2} = 21.76 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_r = \frac{f_m}{10} = 4.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Tabla 3.6 Parámetros necesarios para el cálculo del comportamiento a compresión.

Se determinó que $k_m = 0.073$ para una energía de fractura de 2.3 y u_n^p son las variaciones en el eje x de la gráfica esfuerzo-deformación plástica.

Sustituyendo las siguientes ecuaciones se podrá representar las curvas esfuerzo-deformación:

$$\bar{\sigma}_1(u_n^p) = (14.50) + (43.51 - 14.50) \sqrt{\frac{2u_n^p}{0.012} - \frac{(u_n^p)^2}{0.012^2}} \quad 3.42$$

$$\bar{\sigma}_1(u_n^p) = (14.50) + (29.01) \sqrt{\frac{2u_n^p}{0.012} - \frac{(u_n^p)^2}{0.012^2}} \quad 3.43$$

$$\bar{\sigma}_2(u_n^p) = 43.51 + (22.4 - 21.76) \left(\frac{u_n^p - 0.012}{0.073 - 0.012} \right)^2 \quad 3.44$$

$$\bar{\sigma}_2(u_n^p) = 43.51 + (0.64) \left(\frac{u_n^p - 0.012}{0.61} \right)^2 \quad 3.45$$

$$\bar{\sigma}_3(u_n^p) = 4.35 + (21.76 - 4.35)e^{2\left(\frac{21.76-43.51}{0.073-0.012}\right)\left(\frac{u_n^p-0.073}{21.76-4.35}\right)} \quad 3.46$$

$$\bar{\sigma}_3(u_n^p) = 4.35 + (17.41)e^{2(-356.72)\left(\frac{u_n^p-0.073}{17.41}\right)} \quad 3.47$$

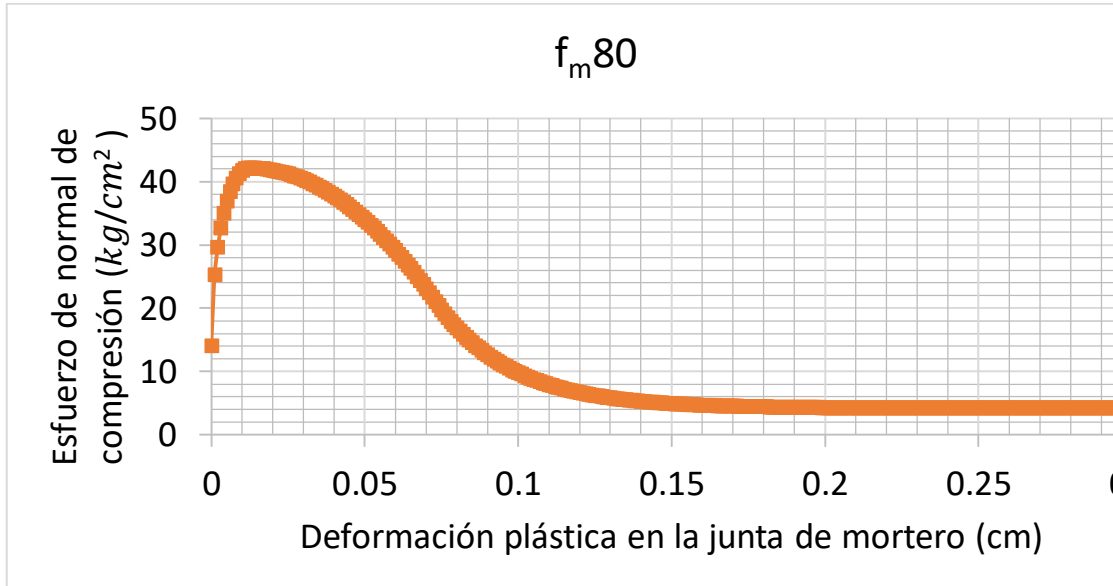


Figura 3.7 Representación de deformación de la muestra a 80°⁴⁴

La Figura 3.7 muestra los resultados de las fórmulas aplicadas mostrando los límites de deformación de las muestras de 80° a compresión sin tomar en cuenta la deformación elástica de la misma

3.8. Determinación de curvas esfuerzo-deformación para pilas a 70°

Para determinar la resistencia a compresión de pilas a 70° se utilizará la ecuación 3.34, sustituyendo los valores de $f_m = 44.8 \frac{kg}{cm^2}$ y $\tau_u = 22.155 \frac{kg}{cm^2}$ como se obtuvo en la sección 3.3, se llega a la ecuación general que nos describe la variación de la resistencia a compresión para distintos ángulos de inclinación. Se calculará además el esfuerzo normal en la junta de mortero (σ_n) ya que el modelo constitutivo de comportamiento a compresión está en función de la deformación plástica bajo a un estado de esfuerzo normal a la junta de mortero

Sustituyendo los valores para $\theta = 70^\circ$ se tiene que:

⁴⁴ Fuente: Autor

$$f_m^\theta = \frac{1}{\text{sen } 70^\circ \sqrt{\frac{\sin^2 70^\circ}{44.8^2} + \frac{\cos^2 70^\circ}{22.155^2}}}$$

$$f_m^{70} = 40.86$$

$$\sigma_n = f_m^{70} \text{sen}^2 70^\circ = 36.08 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$\sigma_p = f_m = 40.86 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$k_p = 0.012 \text{ cm}$
$G_{fc} = 2.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$	$\sigma_i = \frac{f_m}{3} = 13.62 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$\sigma_m = \frac{f_m}{2} = 20.47 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_r = \frac{f_m}{10} = 4.09 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Tabla 3.7 Parámetros necesarios para el cálculo del comportamiento a compresión.

Se determinó que $k_m = 0.083$ para una energía de fractura de 2.3 y u_n^p son las variaciones en el eje x de la gráfica esfuerzo-deformación plástica.

Sustituyendo las siguientes ecuaciones se podrá representar las curvas esfuerzo-deformación:

$$\bar{\sigma}_1(u_n^p) = (13.62) + (40.86 - 13.62) \sqrt{\frac{2u_n^p}{0.012} - \frac{(u_n^p)^2}{0.012^2}} \quad 3.48$$

$$\bar{\sigma}_1(u_n^p) = (13.62) + (27.24) \sqrt{\frac{2u_n^p}{0.012} - \frac{(u_n^p)^2}{0.012^2}} \quad 3.49$$

$$\bar{\sigma}_2(u_n^p) = 40.86 + (20.47 - 40.86) \left(\frac{u_n^p - 0.012}{0.083 - 0.012} \right)^2 \quad 3.50$$

$$\bar{\sigma}_2(u_n^p) = 40.86 + (-20.39) \left(\frac{u_n^p - 0.012}{0.71} \right)^2 \quad 3.51$$

$$\bar{\sigma}_3(u_n^p) = 4.35 + (20.47 - 4.35)e^{2\left(\frac{20.47 - 40.86}{0.083 - 0.012}\right)\left(\frac{u_n^p - 0.083}{20.47 - 4.35}\right)} \quad 3.52$$

$$\bar{\sigma}_3(u_n^p) = 4.35 + (16.12)e^{2(-287.18)\left(\frac{u_n^p - 0.083}{16.12}\right)} \quad 3.53$$

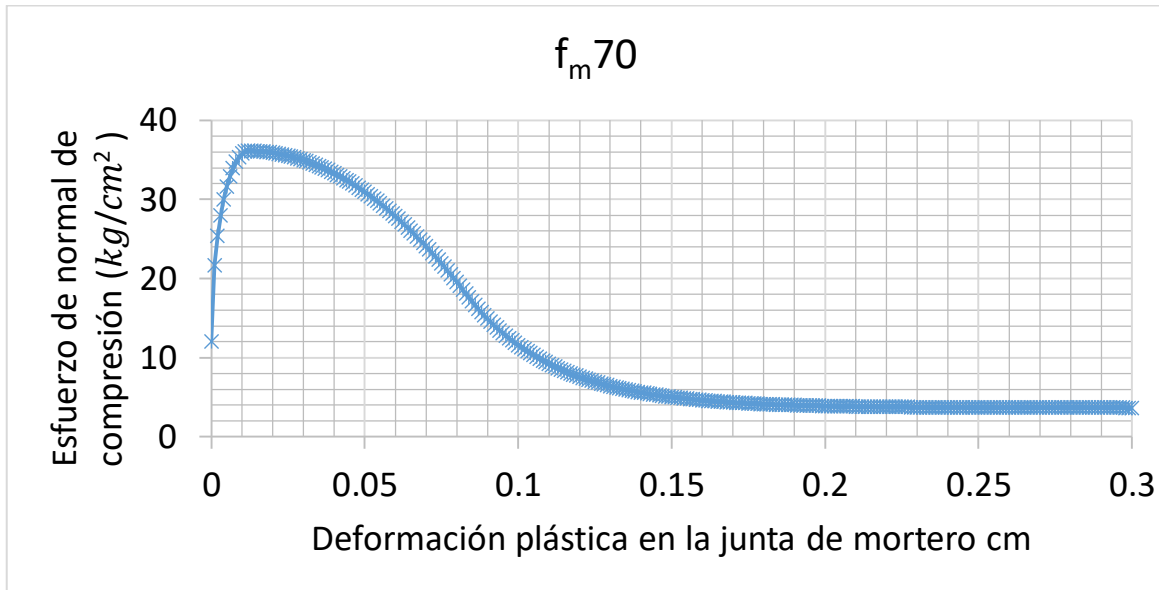


Figura 3.8 Representación de deformación de la muestra a 70°⁴⁵

La Figura 3.8 muestra los resultados de las fórmulas aplicadas mostrando los límites de deformación de las muestras de 70° a compresión sin tomar en cuenta la deformación elástica de la misma

3.9. Determinación de curvas esfuerzo-deformación para pilas a 60°

Para determinar la resistencia a compresión de pilas a 60° se utilizará la ecuación 3.34, sustituyendo los valores de $f_m = 44.8 \frac{kg}{cm^2}$ y $\tau_u = 22.155 \frac{kg}{cm^2}$ como se obtuvo en la sección 3.3, se llega a la ecuación general que nos describe la variación de la resistencia a compresión para distintos ángulos de inclinación. Se calculará además el esfuerzo normal en la junta de mortero (σ_n) ya que el modelo constitutivo de comportamiento a compresión está en función de la deformación plástica bajo a un estado de esfuerzo normal a la junta de mortero.

Sustituyendo los valores para $\theta = 60^\circ$ se tiene que:

⁴⁵ Fuente: Autor

$$f_m^\theta = \frac{1}{\text{sen } 60^\circ \sqrt{\frac{\sin^2 60^\circ}{44.8^2} + \frac{\cos^2 60^\circ}{22.155^2}}}$$

$$f_m^{60} = 38.86$$

$$\sigma_n = f_m^{60} \text{sen}^2 60^\circ = 29.145 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$\sigma_p = f_m = 38.86 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$k_p = 0.012 \text{ cm}$
$G_{fc} = 2.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$	$\sigma_i = \frac{f_m}{3} = 12.95 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$\sigma_m = \frac{f_m}{2} = 19.43 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_r = \frac{f_m}{10} = 3.89 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Tabla 3.8 Parámetros necesarios para el cálculo del comportamiento a compresión.

Se determinó que $k_m = 0.1$ para una energía de fractura de 2.3 y u_n^p son las variaciones en el eje x de la gráfica esfuerzo-deformación plástica.

Sustituyendo las siguientes ecuaciones se podrá representar las curvas esfuerzo-deformación:

$$\bar{\sigma}_1(u_n^p) = (12.95) + (38.86 - 12.95) \sqrt{\frac{2u_n^p}{0.012} - \frac{(u_n^p)^2}{0.012^2}} \quad 3.54$$

$$\bar{\sigma}_1(u_n^p) = (12.95) + (25.91) \sqrt{\frac{2u_n^p}{0.012} - \frac{(u_n^p)^2}{0.012^2}} \quad 3.55$$

$$\bar{\sigma}_2(u_n^p) = 38.86 + (19.43 - 38.86) \left(\frac{u_n^p - 0.012}{0.1 - 0.012} \right)^2 \quad 3.56$$

$$\bar{\sigma}_2(u_n^p) = 38.86 + (-19.43) \left(\frac{u_n^p - 0.012}{0.88} \right)^2 \quad 3.57$$

$$\bar{\sigma}_3(u_n^p) = 3.89 + (19.43 - 3.89) e^{2 \left(\frac{19.43 - 38.86}{0.1 - 0.012} \right) \left(\frac{u_n^p - 0.1}{19.43 - 3.89} \right)} \quad 3.58$$

$$\bar{\sigma}_3(u_n^p) = 3.89 + (15.54) e^{2(-220.8) \left(\frac{u_n^p - 0.1}{15.54} \right)} \quad 3.59$$

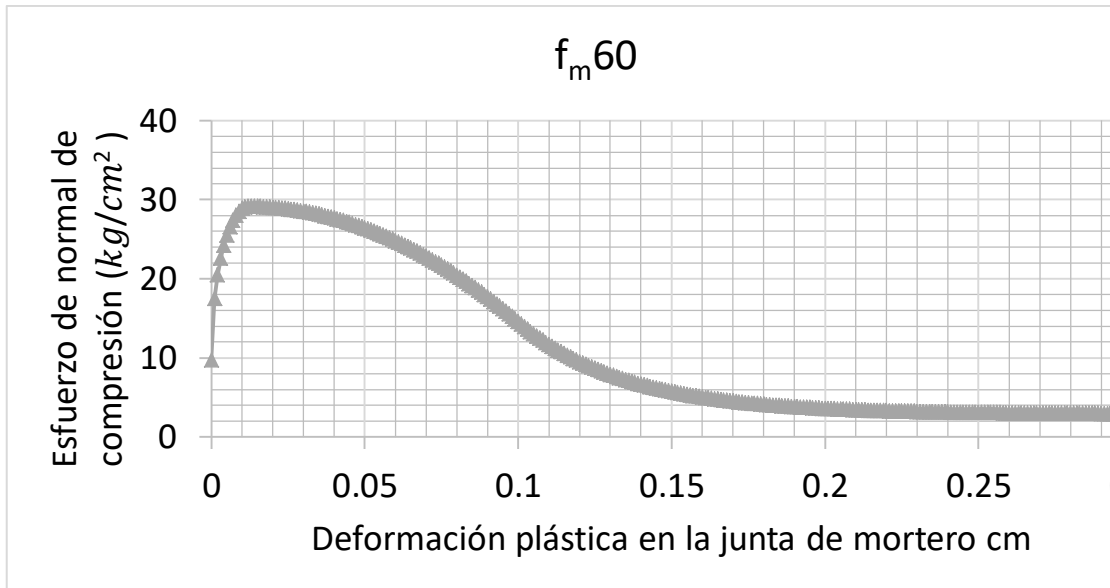


Figura 3.9 Representación de deformación de la muestra a 60°⁴⁶

La Figura 3.9 muestra los resultados de las fórmulas aplicadas mostrando los límites de deformación de las muestras de 60° a compresión sin tomar en cuenta la deformación elástica de la misma

3.10. Determinación de curvas esfuerzo-deformación para pilas a 50°

Para determinar la resistencia a compresión de pilas a 50° se utilizará la ecuación 3.34, sustituyendo los valores de $f_m = 44.8 \frac{kg}{cm^2}$ y $\tau_u = 22.155 \frac{kg}{cm^2}$ como se obtuvo en la sección 3.3, se llega a la ecuación general que nos describe la variación de la resistencia a compresión para distintos ángulos de inclinación. Se calculará además el esfuerzo normal en la junta de mortero (σ_n) ya que el modelo constitutivo de comportamiento a compresión está en función de la deformación plástica bajo a un estado de esfuerzo normal a la junta de mortero.

Sustituyendo los valores para $\theta = 50^\circ$ se tiene que:

$$f_m^\theta = \frac{1}{\text{sen } 50^\circ \sqrt{\frac{\text{sen}^2 50^\circ}{44.8^2} + \frac{\text{cos}^2 50^\circ}{22.155^2}}}$$

$$f_m^{50} = 38.76$$

$$\sigma_n = f_m^{50} \text{sen}^2 50^\circ = 22.74 \frac{kg}{cm^2}$$

⁴⁶ Fuente: Autor

$\sigma_p = f_m = 38.76 \frac{kg}{cm^2}$	$k_p = 0.012 \text{ cm}$
$G_{fc} = 2.3 \frac{kg}{cm}$	$\sigma_i = \frac{f_m}{3} = 12.38 \frac{kg}{cm^2}$
$\sigma_m = \frac{f_m}{2} = 19.38 \frac{kg}{cm^2}$	$\sigma_r = \frac{f_m}{10} = 3.88 \frac{kg}{cm^2}$

Tabla 3.9 Parámetros necesarios para el cálculo del comportamiento a compresión.

Se determinó que $k_m = 0.125$ para una energía de fractura de 2.3 y u_n^p son las variaciones en el eje x de la gráfica esfuerzo-deformación plástica.

Sustituyendo las siguientes ecuaciones se podrá representar las curvas esfuerzo-deformación:

$$\bar{\sigma}_1(u_n^p) = (12.38) + (38.76 - 12.38) \sqrt{\frac{2u_n^p}{0.012} - \frac{(u_n^p)^2}{0.012^2}} \quad 3.60$$

$$\bar{\sigma}_1(u_n^p) = (12.38) + (26.38) \sqrt{\frac{2u_n^p}{0.012} - \frac{(u_n^p)^2}{0.012^2}} \quad 3.61$$

$$\bar{\sigma}_2(u_n^p) = 38.76 + (19.38 - 38.76) \left(\frac{u_n^p - 0.012}{0.125 - 0.012} \right)^2 \quad 3.62$$

$$\bar{\sigma}_2(u_n^p) = 38.76 + (-19.38) \left(\frac{u_n^p - 0.012}{0.125 - 0.012} \right)^2 \quad 3.63$$

$$\bar{\sigma}_3(u_n^p) = 3.88 + (19.38 - 3.88) e^{2 \left(\frac{19.38 - 38.76}{0.125 - 0.012} \right) \left(\frac{u_n^p - 0.125}{19.38 - 3.88} \right)} \quad 3.64$$

$$\bar{\sigma}_3(u_n^p) = 3.88 + (15.5) e^{2 \left(\frac{-19.38}{0.125 - 0.012} \right) \left(\frac{u_n^p - 0.125}{15.5} \right)} \quad 3.65$$

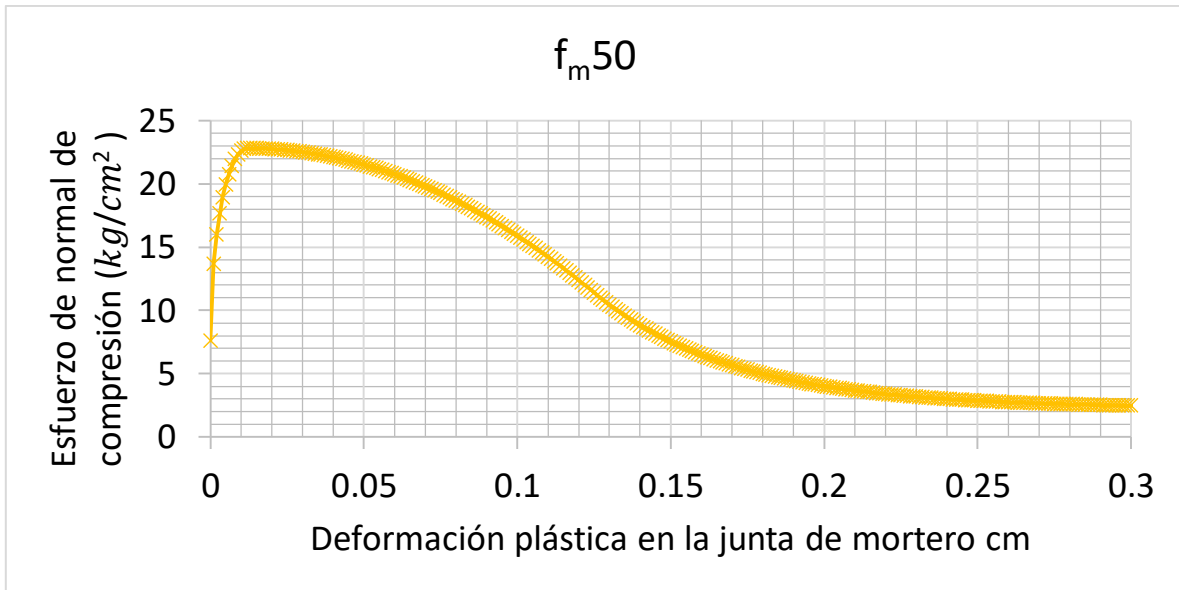


Figura 3.10 Representación de deformación de la muestra a 50°⁴⁷

La Figura 3.10 muestra los resultados de las fórmulas aplicadas mostrando los límites de deformación de las muestras de 50° a compresión sin tomar en cuenta la deformación elástica de la misma.

⁴⁷ Fuente: Autor

4. CAPITULO IV. CONCLUSIONES

De la literatura revisada referente a fallas estructurales en edificaciones a base de muros de mampostería se observa que es relevante conocer a detalle el comportamiento estructural de la mampostería para que esta no sobrepase los estados límites de esfuerzo y deformación que se demandan ante cargas accidentales, tal es el caso de posibles eventos sísmicos u otros fenómenos naturales tales como tormenta que provocan una carga de viento en las estructuras. Debido a esto es importante establecer métodos de análisis que de alguna manera tomen en cuenta el comportamiento límite de la mampostería, junto con sus parámetros no lineales de resistencia.

Esta tesis formula una metodología que permita conocer a detalle el comportamiento no lineal a compresión de mampostería estructural utilizando piezas de ladrillo.

Una de las contribuciones que se obtuvo sobre la realización de esta tesis fue encontrar una expresión matemática que nos determine el ángulo de inclinación de las juntas de mortero en probetas de las pilas a compresión para determinar el límite entre la falla a compresión y la falla a cortante. Se llegó a la conclusión que el valor de θ debe de ser menor o igual a $\theta_{int} = \tan^{-1} \frac{\sigma_{int}}{\tau_{max}}$ sustituyendo estos valores del análisis de datos experimentales se obtuvo que $\theta_{int} = 48^\circ$ redondeando este número se puede decir que para la mampostería estudiada en esta tesis los parámetros que dominan el comportamiento a compresión deben ser considerados solamente para pilas con un ángulo mayor que 50° . Debido a que se contaban con datos experimentales de pilas a compresión con ángulos de inclinación de 90° , 80° , 70° , 60° , 45° y 35° , se utilizaron solamente los datos de pilas a compresión con los ángulos de 90° a 60° de inclinación.

Como resultado adicional y más significativo de este trabajo de investigación se dedujo una expresión matemática que nos diera la resistencia a compresión de mampostería de cualquier tipo de mampostería que se ajuste a una curva elíptica en el espacio $\sigma_n - \tau$ la ecuación deducida es la ecuación 3.34:

$$f_m \theta = \frac{1}{\text{sen } \theta \sqrt{\frac{\sin^2 \theta}{f_m^2} + \frac{\cos^2 \theta}{\tau_u^2}}}$$

Se comparó la resistencia obtenida con la ecuación anterior con datos experimentales. Se observó que la estimación de la resistencia a compresión a distintos ángulos de inclinación se acerca con bastante exactitud a lo obtenido en pruebas experimentales tal como se muestra en la Figura 3.5.

Por último, se determinaron las curvas esfuerzo-deformación que representa el comportamiento no lineal en las juntas de mortero.

5. BIBLIOGRAFÍA

Alcocer, S.M., Aguilar, G., Flores, L., Bitrán, D., Durán, R., López, O., Pacheco, M., Reyes, C., Uribe, C., Mendoza, M. (1999). El sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999. Reportes técnicos del CENAPRED. Coordinación de Investigación, Área de Ingeniería Estructural y Geotécnica. México.

Aviram, A., Badillo, J., Prieto, J. L., & Jaramillo, J. (2019). Investigación del colapso de un muro de mampostería de ladrillo no reforzada bajo fuerzas de vientos moderadas. *Revista de ingeniería de construcción*, 34(1), 65-80. <https://doi.org/10.4067/s0718-50732019000100065>

Batalla, C. (2022, 1 junio). La tragedia de 1970: las postales del peor terremoto y el más feroz aluvión que azotó el Perú del siglo XX | FOTOS. *El Comercio Perú*. <https://elcomercio.pe/archivo-elcomercio/terremoto-de-1970-la-tragedia-de-1970-las-postales-del-peor-terremoto-y-el-mas-feroz-aluvion-que-azoto-el-peru-del-siglo-xx-fotos-aluvion-y-sismo-en-yungay-catastrofe-nacional-callejon-de-huaylas-emergencia-nacional-1970-simulacro-nacional-2022-nnsp-noticia/>

BBC News Mundo. (2020, 21 mayo). Chile | Terremoto de Valdivia: cómo fue el poderoso sismo de 1960, el mayor registrado de la historia. *BBC News Mundo*. <https://www.bbc.com/mundo/noticias-52704487>.

BBC News Mundo. (2020b, mayo 21). Chile | Terremoto de Valdivia: cómo fue el poderoso sismo de 1960, el mayor registrado de la historia. *BBC News Mundo*. <https://www.bbc.com/mundo/noticias-52704487>

Bilko, Piotr, and Leszek Małyszko. (2020). An Orthotropic Elastic-Plastic Constitutive Model for Masonry Walls. *Materials* 13, no. 18: 4064. <https://doi.org/10.3390/ma13184064>

Block, tabique, tabicón y ladrillo no es lo mismo. (2018, 23 agosto). 407807031-MEZA MATERIALES PARA CONSTRUCCIÓN. <https://www.mezamaterialesparaconstruccion.com.mx/block-tabique-tabicon-y-ladrillo-no-es-lo-mismo.html>

Buendía, L. M. y Reynoso, E. (2019). *Análisis de los daños en viviendas y edificios comerciales durante la ocurrencia del sismo del 19 de septiembre de 2017*. <https://www.redalyc.org/journal/618/61864056002/html/>

Buendía, L.M., y Angulo, E. (2019). ANÁLISIS DE LOS DAÑOS EN VIVIENDAS Y EDIFICIOS COMERCIALES DURANTE LA OCURRENCIA DEL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017. *Ingeniería sísmica*, 101, 19-35. <https://doi.org/10.18867/ris.101.508>

Comportamiento de edificios de acero durante el sismo de 1985 | Sitio Oficial Gerdau Corsa. (s. f.). <https://www.gerdaucorsa.com.mx/blog/comportamiento-de-edificios-de-acero-durante-el-sismo-de-1985>

E.T.S.I. Industriales (UPM). (s. f.). *Teoría de plasticidad: conceptos generales - Archivo Digital UPM.* <https://oa.upm.es/28991/>

Global_Pics. (2022). *-Chile Valdivia Foto de stock.* <https://www.gettyimages.com.mx/fotos/puerto-valdivia>

Guillermo, M. J. (2004). Análisis de las causas que dieron origen a los daños estructurales, en las edificaciones del Estado de Puebla, provocados por el sismo del 15 de junio de 1999. (Tesis de Licenciatura). Universidad de las Américas Puebla., Cholula, Puebla.

Hamid, A. A., y Drysdale, R. G. (1980), "Concrete masonry under combined shear and compression along the mortar joints", *ACI Journal*, 77(5), 314-320.

Hamid, A., El-Dakhkhni, W. W., Hakam, Z. R., y Elgaaly, M. (2005), "Behavior of composite unreinforced masonry-fiber-reinforced polymer wall assemblages under in-plane loading, *J Compos Construct ASCE*, 9(1), 73-83.

Lizárraga, J.F. (2017). Comportamiento de muros de mampostería confinada sobre elementos flexibles. Tesis de Doctorado. Facultad de Ingeniería UNAM.

López, J. O. (1998). Cálculo del comportamiento de la mampostería mediante elementos finitos. Monografía No. 46., Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.

Lourenço P.J. (1996). *Computational Strategies For Masonry Structures.* Tesis de Doctorado. Facultad de ingeniería Universidad de Porto.

Montes, C. (2022, 23 abril). Publican inéditas y dramáticas fotos a color de la destrucción del terremoto de Valdivia, el más grande y poderoso de la historia. *La Tercera.* <https://www.latercera.com/que-pasa/noticia/publican-ineditas-y-dramaticas-fotos-a-color-de-la-destruccion-del-terremoto-de-valdivia-el-mas-grande-y-poderoso-de-la-historia/H7IEOXTHG5FIXJLMNT4SJMJUMI/>

Nuss, L., Noland, J., y Chinn, J. (1978). The parameters influencing shear strength between clay masonry units & mortar. *Proceeding of the First North American Masonry Conference.*

NTC-DCEM (2020). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. Diario Oficial de la Federación. Ciudad de México.

Pasa, Q. (2021, 21 mayo). ¿Un ensayo nuclear fallido? ¿Qué estaba haciendo el alcalde a la hora del desastre? Libro rescata datos e historias ocultas del terremoto de Valdivia de 1960, el mayor sismo de la historia. *La Tercera*. <https://www.latercera.com/que-pasa/noticia/un-ensayo-nuclear-fallido-que-estaba-haciendo-el-alcalde-a-la-hora-del-desastre-libro-rescata-datos-e-historias-ocultas-del-terremoto-de-valdivia-de-1960-el-mayor-sismo-de-la-historia/IMR6PZQEXVAXPHRXIE3NR4SHTQ/>

Por qué utilizar la mampostería en el diseño de tu casa – Moove Magazine. (s. f.). <https://moovemag.com/2021/02/por-que-utilizar-la-mamposteria-en-el-diseno-de-tu-casa/>

¿Qué es un ajuste de mínimos cuadrados?—ArcGIS Pro | Documentación. (s. f.). <https://pro.arcgis.com/es/pro-app/latest/help/data/parcel-editing/what-is-a-least-squares-adjustment.htm>

Redacción. (2017, 19 septiembre). *Primeras imágenes de los estragos del sismo en Puebla - Diario Tiempo Digital.* Diario Tiempo Digital. <http://diariotiempo.mx/mundo/primeras-imagenes-los-estragos-del-sismo-en-puebla/>

Salvador, D. G. C. E. N. F. R. R. G. J. C. R. (s. f.). *¿Qué ocurrió el 19 de septiembre de 2017 en México?* Ciencia UNAM. <https://ciencia.unam.mx/leer/652/-que-ocurrio-el-19-de-septiembre-de-2017-en-mexico-.pdf>

Terremoto del 22 de mayo de 1960, Valdivia - Memoria Chilena, Biblioteca Nacional de Chile. (s. f.). <https://www.memoriachilena.gob.cl/602/w3-article-98075.html>

U., & Perfil, V. T. M. (s. f.). *CIRCULO DE MOHR.* <http://mecanicamateriles.blogspot.com/p/circulo-de-mort.html>

Uribe, A. (2017). 7,565 viviendas fueron afectadas en Edomex por el 19-S. *Expansión.* <https://expansion.mx/nacional/2017/10/05/7-565-viviendas-fueron-afectadas-por-el-sismo-del-19-s-en-el-edomex>

xeral.net. (2015, 27 abril). *Proceso de Fabricación del ladrillo - Bloques Cando.* Bloques Cando. <https://bloquescando.com/proceso-de-fabricacion-del-ladrillo/>