



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**MODELADO NO LINEAL DE
UN EDIFICIO DE TRES
NIVELES A BASE DE MUROS
DE MAMPOSTERÍA**

TESIS

Que para obtener el título de
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

Ximena López Piña

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Héctor Guerrero Bobadilla



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2021

Dedicatoria

A mi mamá, por ti y para ti, porque sin ti nada sería, por estar, por ser mi centro, por ser mi mejor ejemplo, por tu apoyo y amor incondicional.

A mi hermano Jaime por ser maestro.

A mi tía Ofe, por tantos momentos vividos, por cuidarme y estar juntos en todos momentos.

A mi tía Martha, por siempre ser tú, por tantas risas y estar para nosotros independientemente de todo.

A Eze, por ser mi compañero, mi calma y mi mejor amigo; por ser mi apoyo y mi ejemplo.

Agradecimientos

A mi asesor de tesis, Dr. Héctor Guerrero Bobadilla, por sus enseñanzas, apoyo, paciencia y tiempo compartido para la realización de este trabajo.

A mis amigos, porque es de lo mejor que me ha dejado la facultad, en especial a Axel y Dani por tantos momentos divertidos y apoyo en este tiempo.

A los profesores con los que tomé clase a lo largo de mi paso por la UNAM, de todos aprendí algo, personal y profesionalmente.

A la Universidad Nacional Autónoma de México por ser mi segunda casa durante once años, formarme desde iniciación universitaria y regalarme experiencias inolvidables hasta acabar la carrera (ENP2, FI).

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo financiero, mediante el proyecto FORDECyT No. 297246.

Al Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) por brindar las facilidades para llevar a cabo las pruebas experimentales.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por el apoyo brindado a lo largo del proyecto.

En este trabajo se realizaron diversos modelos numéricos de un muro individual y una estructura de tres niveles, ambas de mampostería confinada. Se realizaron diferentes análisis estructurales, lineales, no lineales, estáticos y dinámicos para ambos. Especialmente, se evaluaron las ventajas y desventajas de cada tipo de análisis, con la finalidad de emitir recomendaciones de modelado. Particularmente, esta tesis se enfoca en la calibración de un modelo para el análisis dinámico no lineal de muros, mediante articulaciones plásticas de cortante y momento flexionante, ante un movimiento sísmico de gran intensidad registrado en México. Se compararon los resultados en términos de desplazamientos y distorsiones y se ofrecen conclusiones de interés.

Abstract

In this work, numerical models of an individual wall and a three-storey structure were developed, both made of confined masonry. Different structural analyses were conducted, such as: linear, nonlinear, static and dynamic. Especially, advantages and disadvantages of each kind of analysis were assessed, with the objective of offering modelling recommendations. Particularly, this thesis focuses on the calibration of a numerical model for walls, with shear plastic hinges and bending moment hinges, subjected to a strong earthquake ground motion registered in Mexico. Results in terms of displacements and drifts were compared and interesting conclusions are offered.

Índice general

Índice de figuras.....	XII
Índice de tablas	XVI
Nomenclatura	XVIII
Capítulo 1 Introducción	1
1.1 Planteamiento del problema.....	1
1.2 Alcances y limitaciones de la investigación	2
1.3 Objetivos.....	3
1.4 Organización de la tesis	3
Capítulo 2 Revisión bibliográfica.....	5
2.1 Sismicidad en México.....	5
2.2 Comportamiento de la mampostería	7
2.2.1 Comportamiento mecánico de las piezas.....	9
2.2.2 Comportamiento mecánico del mortero	10
2.2.3 Comportamiento mecánico de la mampostería en compresión.....	10
2.2.4 Comportamiento mecánico de mampostería en compresión diagonal	
12	
2.2.5 Comportamiento de mampostería confinada ante cargas laterales..	15
2.2.6 Comportamiento de la mampostería confinada ante cargas	
reversibles.....	18
2.3 Análisis sísmico	21
2.3.1 Análisis lineal	24
2.3.2 Análisis no lineal.....	27

Capítulo 3 Pruebas experimentales	35
3.1 Pruebas en muros aislados.....	35
3.1.1 Geometría.....	36
3.1.2 Instrumentación.....	40
3.1.3 Protocolo de carga.....	42
3.2 Resultados experimentales	44
3.2.1 Relación carga-desplazamiento, envolvente y rigideces.....	44
3.2.2 Ensaye de muestras.....	46
 Capítulo 4 Modelado de un muro aislado	 57
4.1 Análisis lineal.....	57
4.1.1 Cargas aplicadas.....	58
4.1.2 Modelo de elementos tipo cascarón.....	58
4.1.3 Modelo de diagonal equivalente.....	61
4.1.4 Modelo tri-diagonal	65
4.1.5 Resultados.....	69
4.2 Análisis no lineal.....	71
4.2.1 Cargas aplicadas e historia de desplazamientos	72
4.2.2 Calibración.....	72
4.2.3 Modelado	80
4.2.4 Resultados.....	80
 Capítulo 5 Modelado de un edificio de tres niveles.....	 83
5.1 Geometría.....	83
5.2 Ubicación.....	84
5.3 Materiales	85
5.4 Análisis lineal.....	85

5.4.1 Combinaciones y factores de carga.....	86
5.4.2 Factores de diseño	86
5.4.3 Análisis modal espectral.....	87
5.4.4 Análisis estático	94
5.5 Análisis no lineal.....	101
5.5.1 Análisis estático no lineal	101
5.5.2 Análisis dinámico no lineal	105
Capítulo 6 Conclusiones y recomendaciones.....	113
6.1 Conclusiones	113
6.2 Recomendaciones	115
Referencias.....	117

Índice de figuras

Figura 2.1. Regionalización sísmica de México [15].	6
Figura 2.2. Mecánica típica de falla de la mampostería a compresión (adaptada de [10]).	11
Figura 2.3. Curva esfuerzo-deformación de pilas en compresión (adaptada de [10]).	12
Figura 2.4. Ensaye de compresión diagonal (adaptada de [10]).	13
Figura 2.5. Fallas en ensayos de muretes a compresión diagonal (adaptada de [9]).	14
Figura 2.6. Curvas esfuerzo-deformación obtenidas en ensayos de compresión diagonal (adaptada de [10]).	15
Figura 2.7. Fallas en muros de mampostería confinados (adaptada de	16
Figura 2.8. Evolución del daño estructural en muros de mampostería confinada (adaptada de [37]).	19
Figura 2.9. Curva trilineal propuesta por Meli (adaptada de [10]).	20
Figura 2.10. Envolvente y parámetros propuestos por Flores y Alcocer (adaptada de [37]).	21
Figura 2.11. Relaciones fuerza-desplazamiento (adaptada de [4]).	23
Figura 2.12. Relación carga-deformación de una estructura (adaptada de [2]).	29
Figura 2.13. Resultados de análisis pushover (adaptada de [35]).	31
Figura 2.14. Curvas de histéresis típicos (adaptada de [2]).	33
Figura 3.1. Arreglo general de los especímenes.	36
Figura 3.2. Muro de mampostería para prueba experimental.	37
Figura 3.3. Geometría de muro de prueba (dimensiones en cm).	38
Figura 3.4. Armado general del muro de prueba (dimensiones en cm).	39
Figura 3.5. Detalles típicos de dala-losa y castillo (dimensiones en mm).	39
Figura 3.6. Ubicación de instrumentación interna.	40
Figura 3.7. Ubicación de instrumentación externa.	41

Figura 3.8. Muro conectado a gato hidráulico durante prueba.....	42
Figura 3.9. Curva de histéresis experimental.....	44
Figura 3.10. Rigideces experimentales.	45
Figura 3.11. Pila para prueba en compresión (NTC-Mampostería 2020).	46
Figura 3.12. Murete para prueba en compresión diagonal. (adaptado de [23])	50
Figura 3.13. Murete para prueba en compresión diagonal.....	50
Figura 3.14. Cilindro de concreto para prueba.	53
Figura 4.1. Modelo numérico de muro.....	59
Figura 4.2. Modelo tipo Muro 4x4.	60
Figura 4.3. Modelo tipo Muro 10x10.	61
Figura 4.4. Geometría de la diagonal equivalente (adaptada de [23]).	62
Figura 4.5. Diagonal equivalente.	65
Figura 4.6. Múltiples diagonales (Guía Mampostería [5]).....	66
Figura 4.7. Modelo con tres diagonales equivalentes.	68
Figura 4.8. Rigideces numéricas y experimental.	70
Figura 4.9. Rigidez contra distorsión.....	71
Figura 4.10. Historia de desplazamientos aplicada al espécimen experimental y al modelo.	72
Figura 4.11. Modelo de columna ancha a base de fibras.	73
Figura 4.12. Definición de articulación para momento flexionante.....	74
Figura 4.13. Comportamiento típico de curvas desplazamiento-fuerza de elementos de concreto reforzado. (adaptada de [7]).....	75
Figura 4.14. Ejemplo de modelo de pivote.....	77
Figura 4.15. Parámetros de modelo de pivote (tomada de [30]).	77
Figura 4.16. Envoltente promedio de curva carga-distorsión.	78
Figura 4.17. Definición de articulación para cortante.	79
Figura 4.18. Modelo de muro a base de una columna ancha de fibras.....	80
Figura 4.19. Curva de histéresis numérica y envoltente promedio.	81
Figura 4.20. Curvas de histéresis experimental y espécimen 5	81

Figura 5.1. Configuración de estructura, vista lateral y corte transversal (dimensiones en cm).	84
Figura 5.2. Detalles tipo de dalas y castillos (dimensiones en mm).	84
Figura 5.3. Espectros elástico y de diseño.	91
Figura 5.4. Edificio de tres niveles con elementos tipo cascarón y barra, modelado dinámico.	92
Figura 5.5. Edificio de tres niveles con elementos tipo cascarón y barra, modelado elástico.	99
Figura 5.6. Aplicación de cargas laterales puntuales para modelo pushover (cargas en kg).	102
Figura 5.7. Corte transversal de dala-losa.	103
Figura 5.8. Modelo no lineal estático del edificio de mampostería.	104
Figura 5.9. Curva fuerza-desplazamiento.	104
Figura 5.10. Acelerograma con intensidad registrada.	106
Figura 5.11. Curva de histéresis del primer nivel para intensidad registrada.	107
Figura 5.12. Curva de histéresis del tercer nivel para intensidad registrada.	107
Figura 5.13. Curva de histéresis del primer nivel para intensidad aumentada.	108
Figura 5.14. Curva de histéresis del tercer nivel para intensidad aumentada.	109
Figura 5.15. Clasificación de comportamiento inelástico en articulaciones (adaptada de [30]).	110
Figura 5.16. Articulaciones plásticas finales para modelo con intensidad registrada.	111
Figura 5.17. Articulaciones plásticas finales para modelo con intensidad amplificada.	112

Índice de tablas

Tabla 2.1. Parámetros de la envolvente de Flores y Alcocer (citado en[37]).	20
Tabla 3.1. Etapa 1: control por carga.	43
Tabla 3.2. Etapa 2: control por desplazamiento.....	43
Tabla 3.3. Factores correctivos para las resistencias de pilas con diferentes relaciones altura a espesor [23].	46
Tabla 3.4. Resistencia de pruebas con pilas.	47
Tabla 3.5. Propiedades geométricas de pilas.	47
Tabla 3.6. Resistencia de muretes de prueba.	51
Tabla 3.7. Propiedades geométricas de muretes de prueba.	51
Tabla 3.8. Resistencias de cilindros de concreto para castillos.....	53
Tabla 3.9. Resistencia de cilindros de concreto para dala-losa.....	54
Tabla 3.10. Propiedades geométricas de cilindros de concreto.	54
Tabla 3.11. Tabla resumen de propiedades de materiales.....	55
Tabla 4.1. Desplazamientos laterales de modelo tipo Muro.....	59
Tabla 4.2. Desplazamientos laterales de modelo tipo muro 4x4.....	61
Tabla 4.3. Desplazamientos laterales de modelo tipo muro 10x10.....	61
Tabla 4.4. Desplazamientos laterales de modelo diagonal equivalente.	65
Tabla 4.5. Desplazamientos laterales de modelo tri-diagonal.....	68
Tabla 4.6. Resultados para muros de análisis lineal.....	69
Tabla 5.1. Tabla resumen de propiedades de materiales.....	85
Tabla 5.2. Condiciones de regularidad.....	88
Tabla 5.3. Desplazamientos laterales de análisis modal espectral.	92
Tabla 5.4. Distorsiones de entrepiso, análisis modal espectral.	94
Tabla 5.5. Peso por nivel.....	98
Tabla 5.6. Cálculo de fuerzas laterales.	98
Tabla 5.7. Desplazamientos laterales de análisis estático.	100

Tabla 5.8. Distorsiones de entrepiso, análisis estático.....	100
Tabla 5.9. Resumen de cargas por piso.	101
Tabla 5.10. Cargas aplicadas en cada nodo por nivel.	102

Nomenclatura

A_{bruta}	área bruta
A_c	área de la columna
A_m	área del muro
b	ancho de sección de elemento estructural
b_d	ancho de diagonal equivalente
C	matriz de amortiguamiento
c	ordenada espectral normalizada del periodo de la estructura
c_m	coeficiente de variación de resistencia a compresión de pilas de mampostería
c_v	coeficiente de variación de resistencia a compresión diagonal de muretes de mampostería
E_c	módulo de elasticidad del concreto
E_{ma}	módulo de elasticidad, para cargas de corta duración, material del marco
E_m	módulo de elasticidad de la mampostería
e	espesor de muro
F	vector conocido de cargas
FC	factor correctivo de la relación altura-espesor de pilas de mampostería
F_i	fuerza lateral en el i -ésimo nivel
$\overline{f_m}$	resistencia media a compresión de pilas de mampostería
f_s	fuerza externa estática

f_y	esfuerzo de fluencia nominal
f'_c	resistencia a compresión del concreto
f'_m	resistencia a compresión de mampostería
G_c	módulo de cortante del concreto
G_m	módulo de rigidez al cortante de mampostería
H	altura libre del muro
h	altura de entrepiso
h_i	altura de la i -ésima masa sobre el desplante
h_0	altura de sección de elemento estructural
I_c, I_v	momentos de inercia de sección transversal bruta de columna y de viga
K	matriz de rigideces
K_{exp}	rigidez experimental estructural
k	parámetro que controla la caída del espectro
L	longitud libre del muro
l_c	longitud de contacto del muro con la columna
l_d	longitud de diagonal equivalente
l_v	longitud de contacto del muro con la viga
M	matriz de masas
m	constante de cálculo
ρ_b	factor para definir la variación del espectro en la rama descendente
Q	factor de comportamiento sísmico

Q'	factor de reducción por comportamiento sísmico
R	factor de reducción por sobrerresistencia
R_0	factor de sobrerresistencia índice
\ddot{s}	vector de la aceleración del suelo
T_a	límite inferior de la meseta del espectro de diseño
T_b	límite superior de la meseta del espectro de diseño
T_c	periodo de inicio de la rama descendente
T_e	periodo fundamental de la estructura en la dirección del análisis
u	vector de desplazamientos
\ddot{u}	vector de aceleraciones
\dot{u}	vector de velocidades
V	carga lateral cortante
V_0	cortante basal
V_i	carga lateral del i -ésimo nivel.
v'_m	resistencia a compresión diagonal de diseño de mampostería
\overline{v}_m	resistencia media a compresión diagonal de muretes de mampostería
W_i	peso de la i -ésima masa
w	ancho de tri-diagonal equivalente
w_1	ancho mayor de tri-diagonal equivalente
w_2	ancho menor de tri-diagonal equivalente
\bar{x}	media de las resistencias

X, Y, Z sistema de referencia

z separación de tri-diagonales

Símbolos griegos

α factor correctivo por irregularidad

α_1, α_2 puntos de pivote primario en el sentido negativo y positivo

β factor de amortiguamiento

β_1, β_2 punto de pivote de agarre en el sentido positivo y negativo

γ distorsión de entrepiso

Δ desplazamiento relativo de entrepiso

δ desplazamiento en el último nivel de la estructura

ε deformación en pilas y muretes

ζ_e amortiguamiento estructural

η parámetro de degradación pivote

θ_d ángulo que forma la diagonal del muro con la horizontal

λ parámetro que expresa las rigideces relativas entre muro y marco

λ_h parámetro para tri-diagonal

ν coeficiente de Poisson

ρ factor de redundancia

σ esfuerzo en pilas y muretes

σ_x desviación estándar de las resistencias

Capítulo 1 Introducción

1.1 Planteamiento del problema

Es sabido que México es un país propenso a sufrir sismos de manera recurrente, y en ocasiones de grandes magnitudes. Esto se relaciona de manera directa con su localización geográfica y al movimiento de placas tectónicas que abarcan parte de nuestro país. De manera que se ha producido, en los ingenieros estructuralistas, la necesidad de crear metodologías para diseñar estructuras resistentes y resilientes ante este fenómeno natural.

Con el paso del tiempo han aumentado de manera significativa los métodos de análisis y diseño estructural, con el objetivo de conocer de manera más rigurosa el comportamiento y respuesta de diferentes estructuras ante movimientos sísmicos.

Actualmente existen numerosos tipos de análisis estructurales que aportan información sobre el comportamiento de las estructuras ante diversos fenómenos. Así, por ejemplo, aquellos que solamente toman en consideración las cargas verticales, aquellos evaluados con espectros de diseño, aquellos que toman en consideración la degradación de los materiales, entre otros. Sin embargo, cada uno aporta resultados diferentes, los cuales resultan importantes al momento de tomar decisiones. Por lo anterior, es necesario saber cuándo aplicar cada uno de estos métodos.

De la mano con la innovación en los métodos de análisis estructural, así como la ampliación de conocimientos mediante investigaciones, la reglamentación para la construcción en México ha estado en constante cambio, siempre buscando estar del lado de la seguridad. Actualmente, para la Ciudad de México, se encuentran en vigor las Normas Técnicas Complementarias, que abarcan diseño por sismo y viento, cimentaciones, estructuras de acero, concreto, madera y mampostería.

Las Normas Técnicas Complementarias actuales para diseño por sismo [24] permiten diferentes análisis para las estructuras de acuerdo con sus características físicas y operacionales. Dentro de éstos, se encuentran los dinámicos no lineales, obligatorios para algunos tipos de estructuras y los análisis estático y modal espectral.

Los análisis lineales son de rápida elaboración y menor detalle que aquellos no lineales, sin embargo, los segundos brindan resultados más detallados que permiten un diseño más eficiente en términos económicos y prácticos.

En el presente trabajo se estudia la elaboración de modelos numéricos de muros aislados y estructuras de mampostería evaluados con análisis lineales y no lineales. Se analizan las diferencias en los resultados obtenidos con ambos tipos de análisis, así como la comparación de los resultados con ensayos experimentales.

1.2 Alcances y limitaciones de la investigación

De acuerdo con lo mencionado anteriormente, en este trabajo se elaboran modelos numéricos computacionales de muros y estructuras de mampostería

con análisis lineales y no lineales. El trabajo se limita al análisis y diseño de modelos numéricos de un muro aislado y un edificio de tres niveles de mampostería. Se considera el movimiento de los modelos solamente en una dirección. El alcance de este trabajo es analizar la capacidad de programas comerciales para simular pruebas experimentales, así como las características de los diferentes tipos de análisis.

1.3 Objetivos

El presente trabajo tiene como objetivo general comparar las respuestas ante movimientos sísmicos, de un edificio de tres niveles a base de muros de mampostería, mediante un programa de análisis estructural, realizando análisis lineal y análisis no lineal.

Los objetivos particulares son:

- Estudiar diversos tipos de modelación de un muro aislado y compararlos con un ensaye experimental.
- Realizar diversos modelos lineales de un muro aislado y comparar los resultados.
- Comparar dos tipos de modelado para un edificio de mampostería.

1.4 Organización de la tesis

Esta tesis comienza con este capítulo introductorio, presentando la problemática y alcances del trabajo.

El capítulo 2 exhibe la base teórica sobre los temas a tratar, tales como los diferentes tipos de análisis estructural y el comportamiento del material a analizar.

En el capítulo 3 se presentan resultados de ensayos experimentales de muros a escala 1:1, las características físicas de los especímenes y el análisis de los materiales.

El capítulo 4 introduce diferentes propuestas de modelado numérico para muros aislados con análisis lineal y no lineal, buscando representar los resultados experimentales obtenidos en el capítulo 3. Se muestra el proceso, consideraciones, características y resultados obtenidos.

En el capítulo 5 se plantea un edificio de mampostería, el cual se modeló a partir de los resultados del capítulo 4 para análisis lineal y no lineal. Se muestra el proceso, consideraciones y características para su modelación. Asimismo, se analizan y comparan los resultados con las pruebas experimentales.

En el capítulo 6 se ofrecen conclusiones y recomendaciones de acuerdo con los resultados obtenidos en este trabajo.

Capítulo 2 Revisión bibliográfica

2.1 Sismicidad en México

México es una zona altamente sísmica. Ello se debe principalmente a la ubicación que presenta, pues se encuentra localizado sobre la intersección de cinco placas tectónicas diferentes: la del Pacífico, Rivera, Norteamérica, Cocos y Caribe. Éstas participan en la región denominada como Cinturón de Fuego del Pacífico, la cual abarca costas del oeste de América y el este de la costa de Asia y sus islas [27]. Es una zona tectónicamente altamente activa, por lo que presenta fenómenos como volcanismo, sismicidad y fallamientos [16].

Los sismos de mayor gravedad son debidos a bruscos desplazamientos de las placas tectónicas. Estos desplazamientos emiten inmensas cantidades de energía en forma de ondas vibratorias, las cuales alcanzan distancias considerables mediante la corteza terrestre.

Debido a lo mencionado anteriormente, México sufre sismos con diferentes orígenes. Entre estos se encuentran mecanismos de fallas normales, desplazamientos laterales en el contacto entre la placa Norteamericana y la del Caribe, así como el proceso de subducción de la placa de Cocos bajo la Norteamericana [11]. En consecuencia, el país cuenta con zonas de potencial sísmico considerablemente alto, entre las que se encuentran los estados de Oaxaca, Guerrero y Chiapas, los cuales constantemente se ven afectados por

fenómenos de esta naturaleza produciendo daños en la infraestructura existente.

Debido a estas circunstancias, en el Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño por Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad [15], se presenta una regionalización sísmica que permite identificar, de acuerdo con la ubicación del proyecto, el nivel de sismicidad correspondiente (Figura 2.1), con la finalidad de tomar las medidas necesarias a lo largo del diseño estructural.

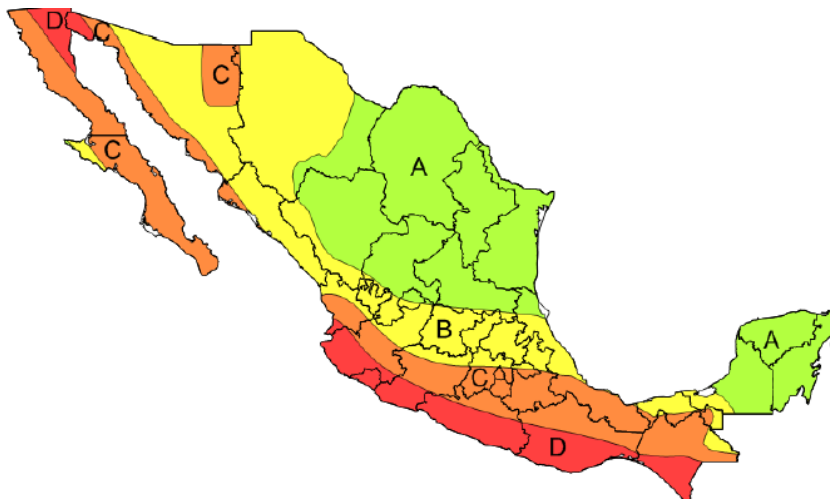


Figura 2.1. Regionalización sísmica de México [15].

A pesar de ser consideradas zonas de alta sismicidad, solamente se tiene registro de cuatro sismos de magnitud igual o mayor a 8.0, desde 1900 hasta 2017 [11]. No obstante, el 7 de septiembre del 2017, de acuerdo con el Servicio Sismológico Nacional, a las 23:49 horas ocurrió un sismo con magnitud 8.2, en el Golfo de Tehuantepec, a 133 km al suroeste de Pijijiapan, Chiapas. Las coordenadas del epicentro fueron 14.761° latitud y -94.103° longitud, con una profundidad de 45.9 km, presentando un mecanismo de falla normal.

De acuerdo con las Unidades de Instrumentación Sísmicas del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, se registró en la

estación NILT una aceleración pico de 500 cm/s^2 [12], lo cual explica la cantidad y magnitud de daños presentes en las estructuras.

En México más del 90% de las construcciones de residencias se basan en muros de carga de mampostería. Asimismo, la mayoría de las construcciones realizadas en el país son destinadas a vivienda, por lo que este sistema estructural representa poco más del 50% del total de las construcciones llevadas a cabo. Aunado a esto, un porcentaje de las construcciones destinadas a vivienda doméstica fueron ejecutadas mediante autoconstrucción [10]. La combinación de estos factores aumenta las desventajas de la estructura de afrontar movimientos sísmicos de esta magnitud. Debido a ello, los domicilios en las zonas afectadas por el movimiento del 7 de septiembre de 2017, se vieron dañados estructuralmente y en algunos casos llegaron al colapso [3]. La mayoría de las casas perjudicadas fueron de uno o dos niveles, no obstante, se presentaron daños en casas de más niveles, iglesias, comercios y en el puente de La Ventosa [3].

Dentro de las razones principales que ocasionaron daños a las estructuras se encuentran el deterioro de materiales y estructura debido al tiempo, pisos débiles, cambios de rigidez, columnas cortas, concentraciones de masa, mantenimiento pobre, poco refuerzo de acero, falta de anclaje del refuerzo y la baja calidad de agregados utilizados en la construcción [3].

2.2 Comportamiento de la mampostería

Se han encontrado construcciones basadas en el principio de la mampostería que datan de la época de los sumerios, aproximadamente tres mil años antes

de Cristo [10]. Desde entonces se ha convertido en un método fundamental para las construcciones de diferentes civilizaciones.

La mampostería, al ser utilizada por el ser humano desde tiempos antiguos, se ha ido desarrollando de manera constante, cambiando los materiales y herramientas, pero conservando la forma de colocación en obra. Hoy en día se pueden admirar estructuras antiguas realizadas con este procedimiento.

La mampostería es un material ampliamente utilizado en la construcción de viviendas en México. Por otro lado, en nuestro país se cuentan con zonas de alta sismicidad con edificaciones de mampostería, por lo que es imperante conocer y entender el comportamiento esperado de este material ante sollicitaciones sísmicas intensas.

La mampostería es un material compuesto, el cual se conforma por piezas prismáticas, ya sean naturales o artificiales, ligadas mediante un mortero. Este material no es resistente a esfuerzos de tensión, mostrando un comportamiento frágil con una rápida pérdida de resistencia y rigidez [1]. Sin embargo, al incluir acero de refuerzo, se brinda resistencia ante fuerzas de tensión.

Tomazevic (citado en Alcocer, [1]) clasifica la mampostería como:

- Mampostería simple, no cuenta con ningún acero de refuerzo;
- Mampostería confinada, los muros de mampostería son cercados por elementos de pequeña sección transversal de concreto reforzado, donde pueden estar o no reforzados horizontalmente; y
- Mampostería reforzada, los muros cuentan con acero de refuerzo interior, horizontal y vertical.

Con la inclusión de acero de refuerzo se presenta un incremento en la resistencia y deformabilidad de los elementos de mampostería, mientras que aquellos de mampostería simple presentan comportamientos frágiles [1].

La mampostería confinada es uno de los materiales más utilizados para la construcción de viviendas en México, ya que es un elemento de bajo costo que brinda facilidad en procedimientos constructivos [10]. En México se ha tenido poca aceptación de la mampostería reforzada, debido a la falta de una correcta ejecución de la misma [17].

Debido a que la mampostería se compone de diferentes elementos, como los ladrillos y el mortero, sus características mecánicas dependen de las de estos elementos y los procedimientos constructivos que se lleven a cabo.

2.2.1 Comportamiento mecánico de las piezas

Las piezas o ladrillos presentan variaciones en la resistencia a compresión dependiendo de su geometría y de las materias primas con las cuales se elaboren.

Los coeficientes de variación oscilan entre 15 y 25% para producción industrial y artesanal, respectivamente. No obstante, las resistencias de diferentes lotes del mismo fabricante, así como aquellas piezas de características similares de diferentes fabricantes, también pueden presentar variaciones [17]. Tomando en consideración estos hechos, el coeficiente de variación se acerca al 30% [17].

Las piezas presentan un comportamiento elasto-frágil; sin embargo, no necesariamente es isótropo [14].

2.2.2 Comportamiento mecánico del mortero

Los morteros se elaboran a mano con diferentes proporciones de cemento, arena y finos. En algunos casos se usa cal. Debido a la variación de las proporciones, los coeficientes de variación de morteros pobres son aproximadamente del 30% [17].

Generalmente se ha optado por la preparación de morteros pobres, con menor resistencia que las del ladrillo, ya que este influye en el módulo de elasticidad, la resistencia a compresión y la resistencia a tensión de la mampostería. Donde las primeras propiedades afectan la deformabilidad y la resistencia a carga vertical del material, mientras que la última influye en la resistencia a compresión diagonal del conglomerado [1].

El control de calidad del mortero se ha estandarizado y normado mediante el ensaye a compresión de probetas de forma cúbica de 5 cm de lado, ya que es una prueba fácil de realizar y se puede relacionar de manera indirecta con propiedades como la adherencia, módulo de elasticidad y resistencia a la tensión.

De manera conjunta, la mampostería transmite efectivamente las cargas de compresión. Sin embargo, la capacidad general está regida por las propiedades mecánicas de las piezas, debido a que la falla es generada por agrietamiento a causa de la tensión en el ladrillo. El agrietamiento es provocado por la expansión lateral de la pieza y la mayor ductilidad del mortero [14].

2.2.3 Comportamiento mecánico de la mampostería en compresión

Para obtener la resistencia a compresión se realizan ensayes con pilas de varias piezas sobrepuestas, con lo cual también se conoce la relación esfuerzo-

2.2 Comportamiento de la mampostería

deformación. Manteniendo una relación altura/espesor de la pila entre 2 y 5, por la facilidad de construcción y ensaye del espécimen.

El comportamiento y modo de falla dependen significativamente de la interrelación entre las piezas y el mortero. Debido a que ambos materiales tienen diferentes características y comportamiento, al someterlos a un mismo esfuerzo se genera una interacción. Consistente en que el elemento más rígido, las piezas, limitan las deformaciones transversales del material menos rígido, el mortero, introduciéndole esfuerzos de compresión transversales. En contraste, se introducen esfuerzos de tensión transversales en el material más rígido, reduciendo la resistencia a la obtenida en el ensaye del material individual [10].

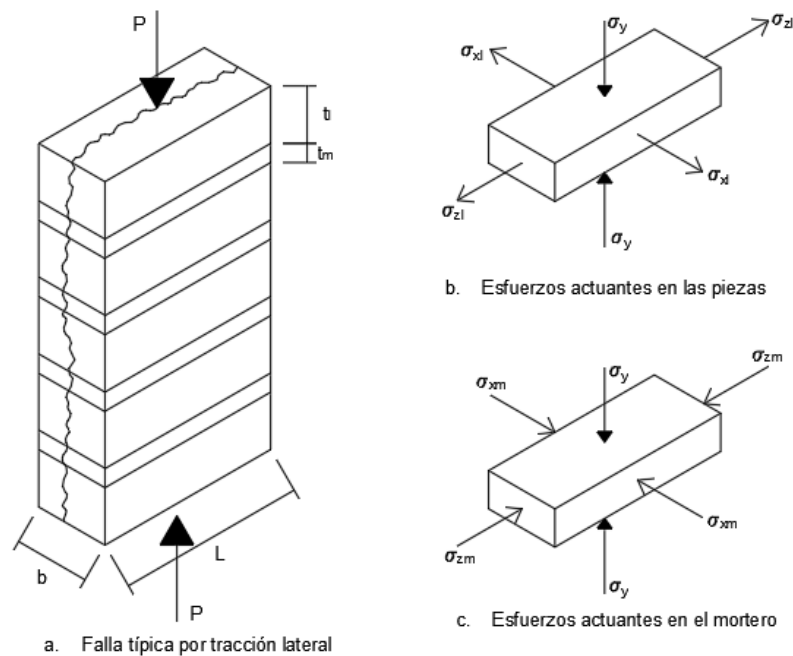


Figura 2.2. Mecánica típica de falla de la mampostería a compresión (adaptada de [10]).

El modo de falla más común se caracteriza por fisuras verticales en las piezas, siguiendo la línea de las juntas verticales de mortero. Conforme aumenta el

esfuerzo, se genera una cantidad mayor de grietas, generalmente paralelas a la carga, desembocando en la falla por deslizamiento de las fisuras en las piezas.

De acuerdo con varios ensayos realizados en diferentes estudios ([1], [10], [17]), la resistencia a compresión de las pilas depende mayormente de la resistencia a compresión de las piezas, mientras que la resistencia aportada por el mortero es mínima.

Conforme a diferentes ensayos, la relación esfuerzo-deformación de ensayos de pilas a compresión es lineal hasta llegar a la falla, la cual se genera de forma repentina (Figura 2.3) [10].

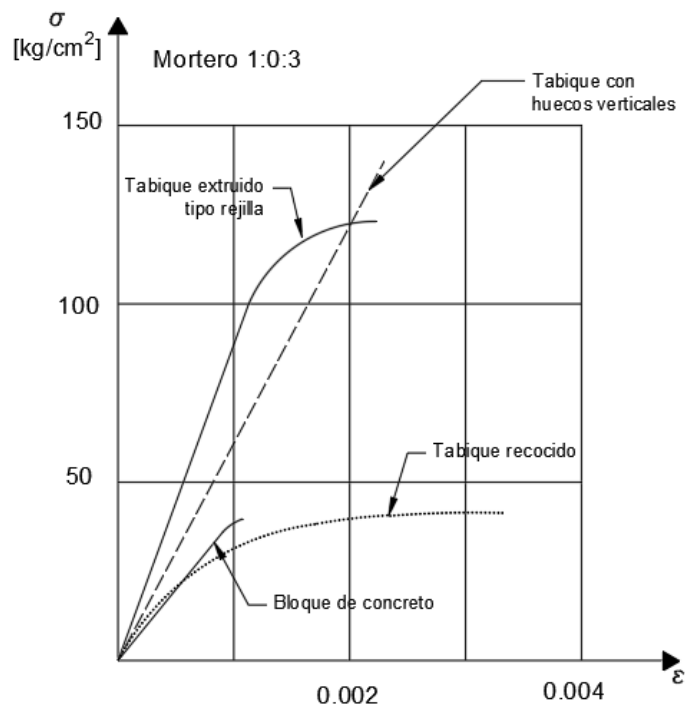


Figura 2.3. Curva esfuerzo-deformación de pilas en compresión (adaptada de [10]).

2.2.4 Comportamiento mecánico de mampostería en compresión diagonal

Con la finalidad de determinar la resistencia a tensión diagonal, se realizan ensayos de compresión diagonal en muretes cuadrados. Este ensaye consiste

en aplicar una carga de compresión diagonal a un murete de dimensiones cuadradas, donde la base esté formada por mínimo una y media piezas (Figura 2.4). Para la mampostería no reforzada la resistencia a compresión diagonal es menor a la resistencia a compresión

De acuerdo con Gallegos et al. [10] en este ensaye, en el murete se producen esfuerzos de compresión en la dirección de la aplicación de la carga. Sin embargo, también se producen esfuerzos de tensión a lo largo de la diagonal perpendicular donde se produce la compresión.

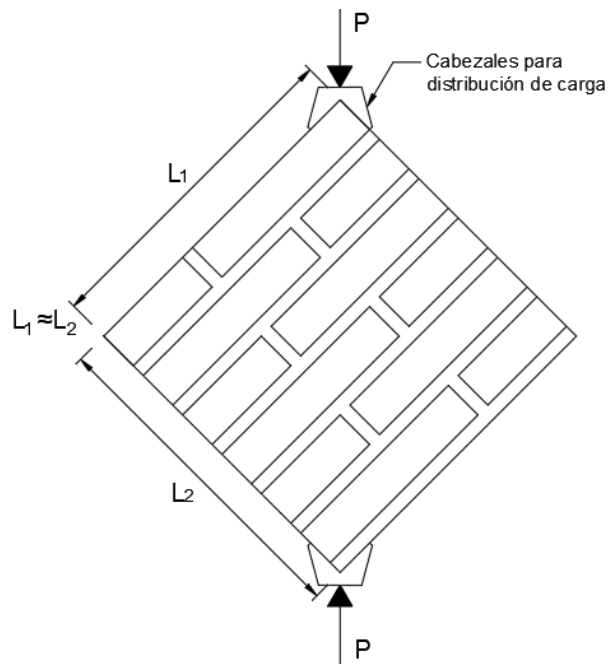


Figura 2.4. Ensaye de compresión diagonal (adaptada de [10]).

Como se puede apreciar en la Figura 2.5, para los muretes en compresión diagonal se presentan fallas típicas que dependen de la relación unión pieza-mortero. El primer modo de falla es debido a tensión diagonal en los bloques, produciendo una grieta diagonal que atraviesa las piezas y genera una grieta aproximadamente recta (Figura 2.5a). Esta falla se da cuando la resistencia a

tensión de las piezas es menor que la resistencia de adherencia del mortero con las piezas, generando el agrietamiento en el elemento débil, las piezas.

El segundo modo de fallo es por tensión diagonal en juntas y se produce por la falla de adherencia pieza-mortero (Figura 2.5b). Se caracteriza por su trayectoria escalonada cerca del centro del murete. Se origina en casos donde la resistencia de las piezas es mayor que la resistencia de adherencia del mortero con las piezas, generando el agrietamiento en el elemento débil, la junta.

Finalmente, el último modo de falla es aquel donde las resistencias de tensión de las piezas y la adherencia entre piezas y mortero son similares, produciendo una falla mixta que agrieta diagonalmente piezas y juntas (Figura 2.5c). También se han registrado fallas por deslizamiento, donde se produce una falla entre las piezas y el mortero, generando el desprendimiento de juntas horizontales.

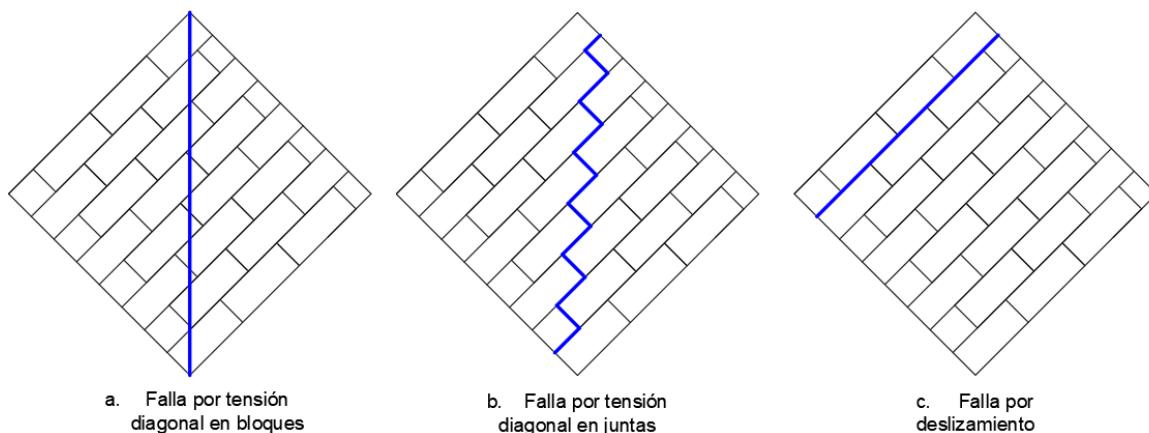


Figura 2.5. Fallas en ensayos de muretes a compresión diagonal (adaptada de [9])

En la Figura 2.6 se muestran curvas típicas de carga-deformación obtenidas de ensayos de muretes cuadrados. Donde se puede observar que las resistencias son relativamente uniformes, independientemente del tipo de pieza, excepto las piezas huecas. De la misma forma, se percibe que las resistencias

disminuyen en casos de morteros pobres. Al inicio de las curvas su comportamiento es cercano al lineal hasta el primer agrietamiento diagonal. La pendiente de estas curvas representa el módulo de rigidez al cortante G_m , que es una medida de cuanta deformación a cortante sufre la mampostería bajo un determinado nivel de esfuerzo cortante. El esfuerzo cortante resistente varía generalmente entre 2 y 10 kg/cm², dependiendo del tipo de pieza [10].

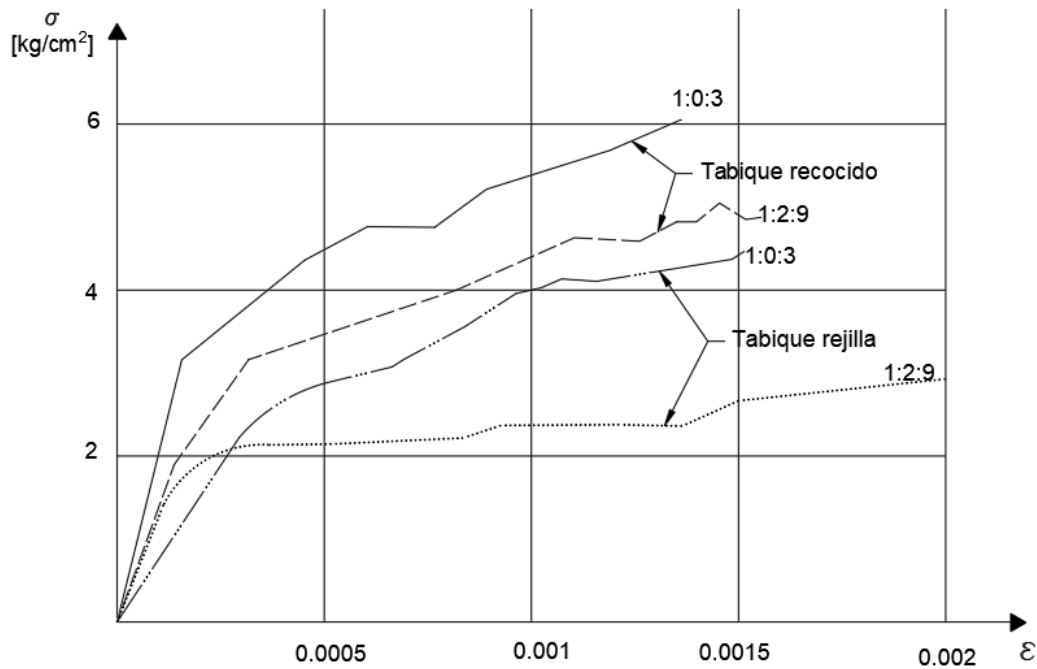


Figura 2.6. Curvas esfuerzo-deformación obtenidas en ensayos de compresión diagonal (adaptada de [10]).

2.2.5 Comportamiento de mampostería confinada ante cargas laterales

En estos ensayos se prueban muros de mampostería confinada en voladizo ante cargas laterales, introduciendo esfuerzos cortantes y de flexión. Debido a la flexión en un extremo del muro disminuyen los esfuerzos verticales, mientras que en el otro incrementan.

Se han identificado ciertos tipos de fallas en las estructuras de mampostería, como se aprecia en la Figura 2.7. La primera es la falla por deslizamiento, que se presenta a lo largo de las juntas. La siguiente es la falla por cortante,

caracterizada por el agrietamiento, a través de las piezas cuando cuentan con piezas débiles y/o superficies rugosas con buena adherencia al mortero, o siguiendo las juntas, cuando se cuenta con piezas de alta resistencia o de poca adherencia con el mortero. También se cuentan con fallas por flexión, donde el refuerzo vertical fluye en tensión y la mampostería en compresión se aplasta.

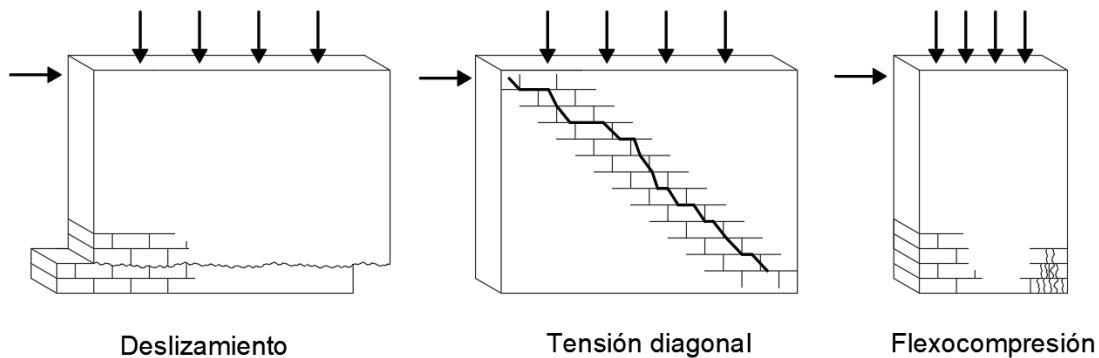


Figura 2.7. Fallas en muros de mampostería confinados (adaptada de [1]).

Los diferentes modos de falla dependen de diferentes factores, entre los que se pueden encontrar la calidad de los materiales, la geometría del muro, condiciones de borde, magnitud y tipo de cargas actuantes [1].

El esfuerzo cortante promedio, al que se produce el primer agrietamiento de los muros confinados, es entre un 45 y 60% del esfuerzo máximo resistente. Mientras que la rigidez lateral de un muro de mampostería sufre reducciones de hasta 60 o 70% al momento de producirse los agrietamiento [10].

Los muros de mampostería confinada por dalas y castillos presentan un comportamiento similar al de los muros de mampostería no reforzada, hasta el primer agrietamiento diagonal. Esto indica que la presencia de estos elementos no afecta hasta antes de que se produzca el primer agrietamiento diagonal. Posteriormente, se genera una redistribución de esfuerzos, incrementando el cortante en los extremos de los castillos, pudiendo originar falla del castillo en

la esquina, disminuyendo radicalmente la capacidad resistente [10]. En caso de que la sección y armado de la parte superior e inferior de los castillos soportara la fuerza cortante, el muro puede sobrellevar cargas laterales añadidas formando nuevas grietas. La fuerza lateral es resistida debido a la fricción a lo largo de la grieta, así como por la resistencia de cortante de los castillos. Finalmente, la falla puede ocurrir por cortante en los castillos o hasta que los dos tramos cortos de los castillos lleguen a articularse, soportando deformaciones muy grandes [10].

Es necesario mencionar que la función principal de los castillos es aumentar la capacidad de deformación de los muros, así como la postergación de la degradación de resistencia [10].

La falla por flexión en muros de mampostería confinada sucede en casos donde el refuerzo longitudinal del castillo de tensión es insuficiente, mientras la carga vertical no es elevada. Generalmente, se identifica por el agrietamiento horizontal en la base del muro, área con momentos elevados, ya sea por la fractura o fluencia del refuerzo del castillo. Asimismo, la carga lateral es resistida gracias al trabajo a cortante del área a compresión. Posteriormente, ésta se ve disminuida debido a que los fisuramientos generados por flexión producen el movimiento del eje neutro hacia el área de compresión, reuniendo las deformaciones y los esfuerzos de compresión en una región de poco tamaño [1].

De acuerdo con diversos autores ([1], [10]), la presencia de carga vertical en muros de mampostería confinada aumentó la rigidez y resistencia a carga lateral, debido a que reduce el agrietamiento por flexión, mientras conserva la rigidez hasta cargas cercanas al agrietamiento. En muchos ensayos de muros en voladizo, realizados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, aquellos con

presencia de carga vertical aumentaron la resistencia a cargas laterales, a comparación de muros idénticos sin carga vertical [10].

2.2.6 Comportamiento de la mampostería confinada ante cargas reversibles

La mampostería conserva un comportamiento elástico sin degradaciones considerables hasta antes del primer agrietamiento. Después de éste, la mampostería no reforzada sufre degradaciones considerables de rigidez y resistencia [10].

Conforme los ciclos y la deformación lateral aumentan, la rigidez lateral del material se reduce, produciendo un estrechamiento importante de los ciclos histeréticos. Esto se debe a que, al incrementar el desplazamiento lateral en una dirección, las grietas se abren. Al descargar o aumentar el desplazamiento en la otra dirección, las grietas comienzan a cerrarse teniendo una baja rigidez. Una vez cerradas, incrementa la rigidez lateral del muro [10].

De acuerdo con el incremento de las cargas laterales cíclicas se puede generar una envolvente de comportamiento histerético, la cual aporta información del comportamiento de los muros. Esta envolvente representa los puntos máximos de cada ciclo de carga experimental. En la envolvente de muros de mampostería confinada se pueden identificar cuatro zonas, como se aprecia en la Figura 2.8 [37]:

- Comportamiento elástico. Presente para desplazamientos y esfuerzos reducidos, se caracteriza por agrietamiento horizontal en los castillos y escaso agrietamiento en la mampostería. Manifiestan comportamiento prácticamente elástico.

- Degradación de rigidez. Posterior al agrietamiento, los muros presentan una pendiente post-elástica positiva, menor a la elástica inicial, permitiendo llegar a una resistencia mayor que la del primer agrietamiento.
- Degradación de rigidez y resistencia. Después de llegar a la resistencia máxima, la curva presenta una pendiente negativa. Ésta se relaciona a la pérdida de resistencia y rigidez ocasionada por el daño, hasta fallar el muro.

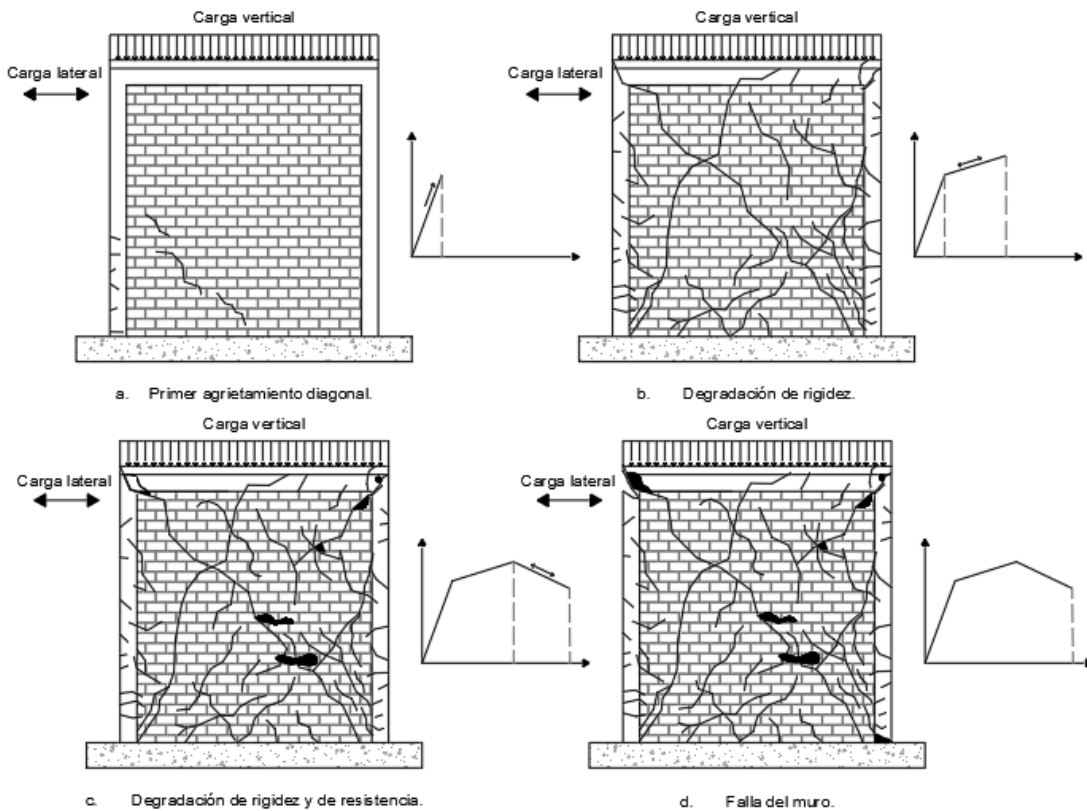


Figura 2.8. Evolución del daño estructural en muros de mampostería confinada (adaptada de [37]).

Basándose en diferentes curvas carga-deformación obtenidas de manera experimental en pruebas de muros de mampostería sometidos a carga lateral, Meli, citado en [10], propuso una curva trilineal (Figura 2.9). El primer segmento explica su comportamiento hasta el agrietamiento; el segundo tramo

comprende el sector entre el agrietamiento y la carga máxima, seguido de un segmento horizontal hasta llegar a la falla [10].

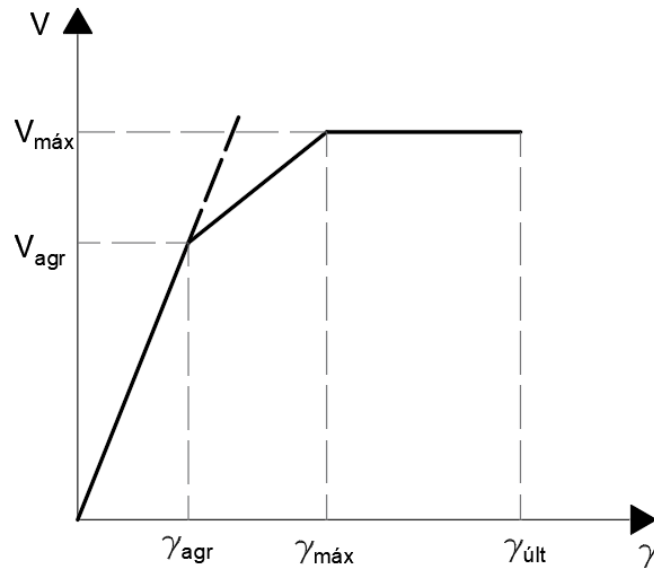


Figura 2.9. Curva trilineal propuesta por Meli (adaptada de [10]).

Sin embargo, Flores y Alcocer, citados en [37], propusieron una curva trilineal que representa la envolvente del ciclo histerético de muros de mampostería confinada de piezas macizas. Basada en la de Meli [18], Flores y Alcocer, citados en [37], consideraron el deterioro de resistencia en el tercer segmento (Figura 2.10). Los parámetros que definen el modelo de Flores y Alcocer se muestran en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Parámetros de la envolvente de Flores y Alcocer (citado en [37]).

<i>Mampostería confinada sin refuerzo horizontal</i>		<i>Mampostería confinada con refuerzo horizontal</i>	
$V_{agr} = V_{RDF}$	$\gamma_{agr} = \frac{V_{agr}}{K_0 H}$	$V_{agr} = V_{RDF}$	$\gamma_{agr} = \frac{V_{agr}}{K_0 H}$
$V_{máx} = 1.25 V_{agr}$	$\gamma_{máx} = 0.003$	$V_{máx} = 1.5 V_{agr}$	$\gamma_{máx} = 0.006$
$V_{últ} = 0.8 V_{agr}$	$\gamma_{últ} = 0.005$	$V_{últ} = 1.1 V_{agr}$	$\gamma_{últ} = 0.01$

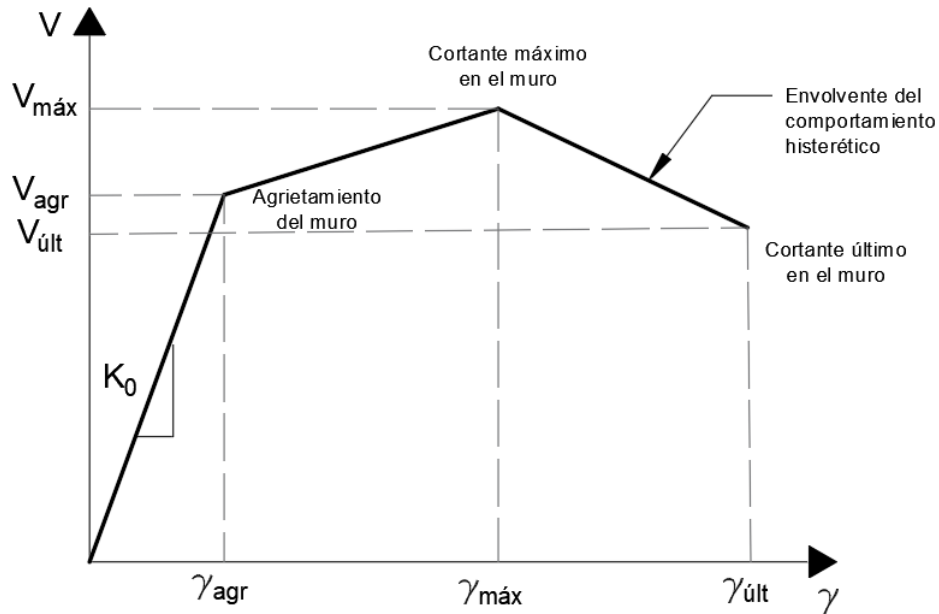


Figura 2.10. Envolvente y parámetros propuestos por Flores y Alcocer (adaptada de [37]).

2.3 Análisis sísmico

Dentro de los pasos para llevar a cabo el diseño sísmico de las estructuras, se encuentra el análisis sísmico, el cual establece la acción sísmica sobre el edificio y elementos mecánicos que las fuerzas generan en los elementos estructurales de la construcción [2].

Con este fin, existen una gran variedad de análisis, los cuales cumplen estas funciones y son permitidos dentro de los marcos de diversos reglamentos nacionales propios de cada país. Estos análisis se pueden catalogar principalmente como lineales y no lineales, donde cada uno cumple con características, requerimientos, procedimientos y resultados distintos.

Para llevar a cabo estos análisis se hacen idealizaciones donde las estructuras se pueden representar a través de sistemas de múltiples grados de libertad de acuerdo con las necesidades del análisis.

En la estructura real, todos los miembros estructurales tales como vigas, columnas, muros, entre otros, colaboran en las propiedades elásticas (rigidez o flexibilidad), inerciales (masa), y de disipación (amortiguamiento) [4]. En el sistema idealizado, de acuerdo con Chopra [4], estas propiedades se concentran en componentes distintos: el componente de la rigidez, de la masa y el de amortiguamiento.

Cuando los sistemas de múltiples grados de libertad son sometidos a movimientos del terreno en el que se desplantan, se generan fuerzas internas, generadas a partir de las propiedades antes mencionadas, que se oponen a esta excitación. Estas fuerzas se representan en la ecuación de movimiento fundamental:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{s} \quad (1)$$

Donde:

M es la matriz de masas

C es la matriz de amortiguamiento

K es la matriz de rigideces

\ddot{u} es el vector de aceleraciones

\dot{u} es el vector de velocidades

u es el vector de desplazamientos

\ddot{s} es el vector de la aceleración del suelo

Si se considera un sistema como el mostrado en la Figura 2.11, el cual se somete a una fuerza externa estática f_s en la dirección del grado de libertad u , el sistema genera una fuerza interna de la misma magnitud que se opone al desplazamiento u . De acuerdo con el tipo de análisis sísmico a realizar es importante determinar la relación entre la fuerza f_s y el desplazamiento relativo u , ligado a las deformaciones provocados por el movimiento. En este punto es donde se determina el tipo de relación de fuerza-desplazamiento a utilizar, el cual repercute de manera directa en la manera de análisis, donde se considera lineal (Figura 2.11.d) para deformaciones limitadas, o no lineal (Figura 2.11.c) en el caso de deformaciones de gran tamaño [4].

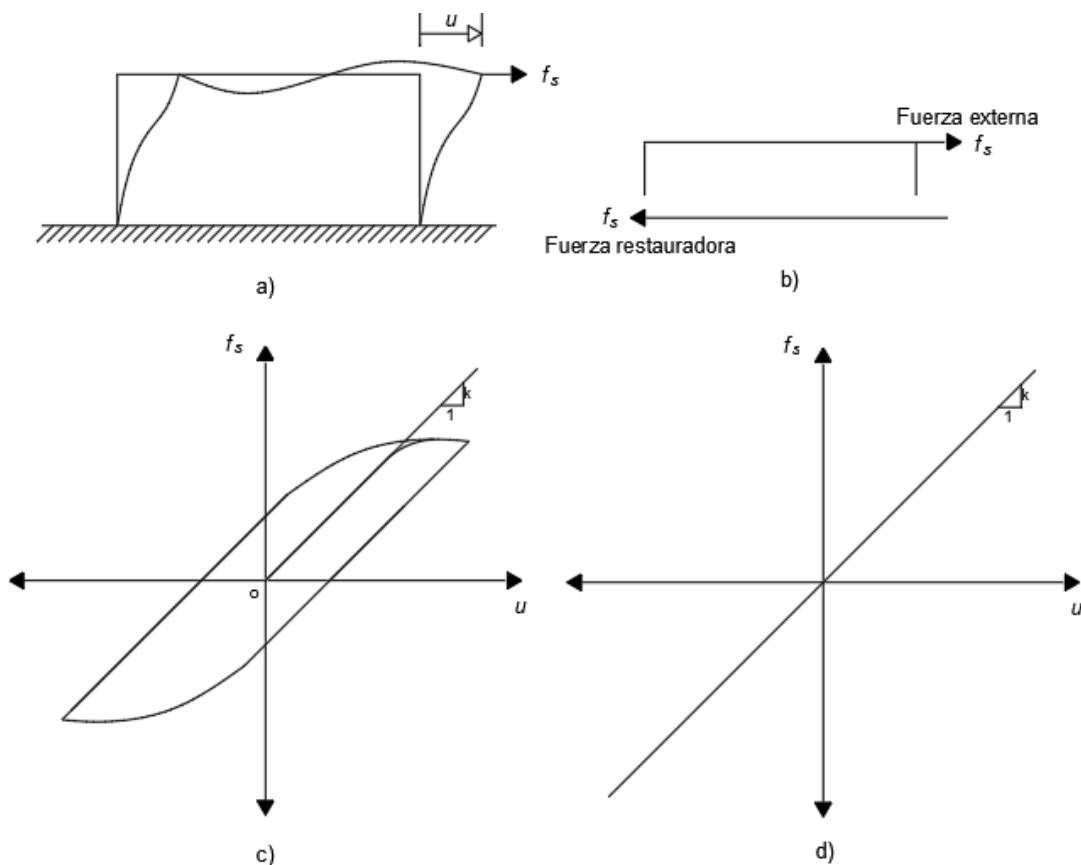


Figura 2.11. Relaciones fuerza-desplazamiento (adaptada de [4]).

2.3.1 Análisis lineal

La diferencia fundamental entre los análisis lineales y no lineales es la rigidez, ya que esta es una propiedad de los elementos que distingue la respuesta antes las cargas aplicadas. La rigidez se puede ver afectada por la forma, material y soporte de los elementos [32].

La rigidez de una estructura se modifica conforme se deforma, debido a alguno de los factores mencionados previamente. En caso de que el cambio de rigidez sea mínimo, se asume que las propiedades de la forma y material no cambian. Este es el principio fundamental del análisis lineal.

De manera que, el modelo analizado conserva la rigidez de la forma no deformada a lo largo del proceso de deformación. Independientemente de la deformación o las tensiones desarrolladas, el modelo conserva la rigidez inicial, sintetizando el problema y la solución [32].

El análisis ocupa una relación lineal entre cargas y desplazamientos resultantes, cumpliendo el principio de superposición, donde si se duplica la magnitud de la carga, se obtiene el doble de respuesta del modelo. Basado en la hipótesis de comportamiento elástico-lineal de los materiales constituyentes y en la consideración del equilibrio o en la estructura sin deformar.

Dentro de los análisis lineales se pueden encontrar dos clasificaciones, los análisis lineales estáticos y análisis lineales dinámicos.

El análisis estático lineal se caracteriza por hacer la suposición de que la respuesta del comportamiento de la estructura es similar a la de un sistema de un solo grado de libertad, recordando que la rigidez a lo largo de todo el análisis es constante. Este análisis da resultados en términos de

desplazamientos, tensiones, deformaciones unitarias y fuerzas de reacción a las cargas aplicadas.

Las cargas son aplicadas de manera lenta y gradual hasta completarse, se aplican de manera constante, permitiendo omitir las fuerzas inerciales y de amortiguación, ya que las aceleraciones y velocidades son insignificantes.

Debido a lo anterior, para un sistema lineal la relación entre la fuerza lateral y la deformación resultante es lineal, y la ecuación (1) se simplifica de la siguiente manera:

$$F = Ku \quad (2)$$

Donde F es el vector conocido de cargas y los demás parámetros ya han sido definidos.

La ecuación (2) contiene numerosas ecuaciones algebraicas lineales, de acuerdo con el tamaño del modelo. Asimismo, la matriz de rigideces depende de la geometría, el material y las restricciones; sin embargo, tomando en consideración la suposición realizada en el análisis lineal, esta matriz nunca cambia y las ecuaciones se resuelven una vez a la vez que el modelo se deforma. Generando resultados de manera rápida, independientemente del tamaño del modelo [32].

Asimismo, para este análisis se ocupa una relación lineal entre cargas y desplazamientos resultantes, cumpliendo el principio de superposición, donde si se duplica la magnitud de la carga, se obtiene el doble de respuesta del modelo. Lo anterior implica que las curvas de carga y descarga de fuerza-desplazamiento sean iguales [4]. Esto se realiza basado en la hipótesis de comportamiento elástico-lineal de los materiales constituyentes y en la consideración del equilibrio o en la estructura sin deformar.

La acción sísmica aplicada al modelo se representa a través de la distribución de cargas laterales equivalentes, las cuales son obtenidas mediante la distribución en altura del cortante basal y se determinan las fuerzas y desplazamientos internos de la estructura. En este caso las fuerzas horizontales son aplicadas en los centros de masa de cada nivel, en dos direcciones ortogonales.

Por otra parte, se puede realizar un análisis dinámico lineal, el cual se modela como un sistema de varios grados de libertad, tomando en cuenta una matriz de rigideces constante elástica lineal. Las aceleraciones y velocidades del sistema excitado son considerables y, por tanto, se deben tener en cuenta las fuerzas de inercia o amortiguamiento en la ecuación (1). La acción sísmica se modela utilizando un análisis modal espectral, utilizando expresiones de tipo estático.

El método modal espectral implica el uso simultáneo de modos de vibración y espectros de diseño. La respuesta de la estructura se logra a través de la combinación de contribuciones modales. Estas se definen por la máxima respuesta de cada modo afectadas por el coeficiente de participación modal, el cual indica el porcentaje de contribución de cada modo, a la respuesta total de la estructura [36]. La contribución de un modo depende del contenido, magnitud, dirección, duración y ubicación de la frecuencia de carga. Se admite que la estructura funciona en el campo elástico lineal y para la excitación sísmica se utiliza la aplicación de acelerogramas reales o sintéticos.

El análisis modal espectral toma en consideración la máxima respuesta que puede provocar un temblor venidero. Sin embargo, ya que no es posible predecirlos, los reglamentos normalmente disponen de espectros para determinar la intensidad sísmica de diseño [2].

Los espectros de diseño varían de acuerdo con la ubicación del lugar, la importancia de la construcción, la regularidad de la planta, el factor de comportamiento sísmico determinado, entre otros.

Una limitación importante de este método es que sólo arroja como resultado el valor máximo de las respuestas de la estructura, sin tomar en consideración el instante en que se produjo [36].

El método integra las ecuaciones desacopladas de movimiento de la estructura de acuerdo con los modos naturales de vibración, añadiendo las contribuciones de cada modo. Lo anterior da como resultado la envolvente de máximas sollicitaciones y deformaciones [36].

2.3.2 Análisis no lineal

La acción sísmica se caracteriza por el dinamismo de las cargas, las cuales cambian en varios instantes de tiempo, así como las fuerzas internas del sistema. De modo que, es necesario conocer el sistema en todos los instantes de interés para resolverlo. Lo anterior requiere grandes cantidades de esfuerzos y cálculos analíticos, por lo que requiere de herramientas computacionales para facilitarlos [19].

Conforme ha pasado el tiempo los ingenieros estructurales han desarrollado herramientas de análisis cada vez más refinadas, con los cuales se puede comprender y analizar el comportamiento en el rango inelástico de las estructuras. Asimismo, el diseño de estructuras elásticas ante movimientos sísmicos considerables genera proyectos elevados en precio, así como poco realistas [26].

En el análisis no lineal no se tiene la idea de una rigidez constante. En contraste con el análisis lineal, la rigidez va cambiando durante la deformación. A

medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, alterando su respuesta.

En términos generales, el comportamiento dejar de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentar. En el caso de programas computacionales de análisis estructural, la matriz de rigideces debe actualizarse de manera iterativa, aumentando la cantidad de tiempo para obtener resultados precisos.

Debido a lo anterior la ecuación (1) representa el movimiento no lineal del sistema, donde la solución de la ecuación es compleja, ya que la matriz de masa, M , permanece constante en el tiempo; sin embargo, las matrices de amortiguamiento y rigidez, C y K , cambian al rebasar el límite de comportamiento elástico [19].

La magnitud de estas modificaciones es muy distinta para diferentes tipos de sistemas y materiales. El acero, por ejemplo, mantiene su comportamiento lineal hasta niveles muy altos de esfuerzos, correspondientes a la fluencia. El concreto tiene una reducción significativa en su rigidez cuando los esfuerzos de compresión exceden a 50% de la resistencia, o cuando hay agrietamientos de las secciones que estén sujetas a momentos flexionantes elevados [2].

El comportamiento no lineal se puede representar a través de la relación entre la carga lateral total aplicada con el desplazamiento en el último nivel. En la Figura 2.12 se exhibe esta relación para una estructura. Una curva pertenece a una estructura con ductilidad considerable, mientras que la otra representa un comportamiento frágil. Los puntos donde cambia la pendiente de las curvas representa cambios en la rigidez, así como evoluciones en su comportamiento,

mostrando el inicio del agrietamiento, la fluencia de elementos estructurales, así como la degradación de la resistencia, llegando a la falla [2].

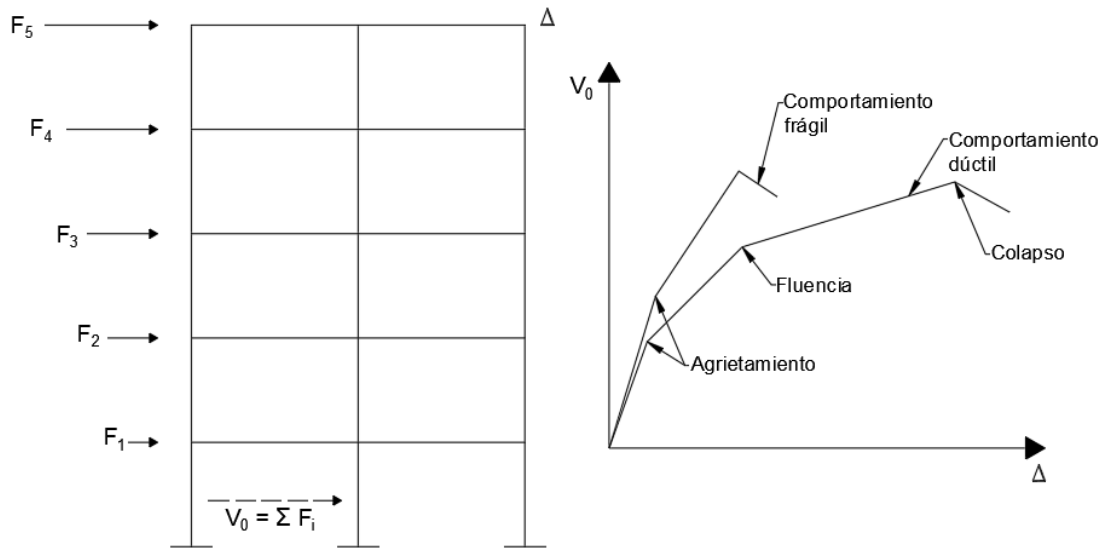


Figura 2.12. Relación carga-deformación de una estructura (adaptada de [2]).

Tomando en consideración la relación mencionada previamente, se puede tener una idea de la respuesta del sistema a través de una medida índice adimensional, la cual se obtiene mediante la división del desplazamiento relativo del entrepiso entre la altura de este.

$$\gamma = \Delta/h \quad (3)$$

Este índice se denomina distorsión de entrepiso, es empleado con la finalidad de dimensionar la respuesta de las estructuras, realizar comparaciones entre diferentes sistemas y evaluar los daños que pueden presentarse [2].

De la misma forma que los análisis lineales, los métodos de análisis no lineal se pueden clasificar en dos grupos: análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal.

El análisis estático no lineal, también conocido como análisis pushover en inglés, evalúa el comportamiento de la estructura ante cargas laterales, las cuales se van incrementando. Este análisis se basa en el supuesto de que la

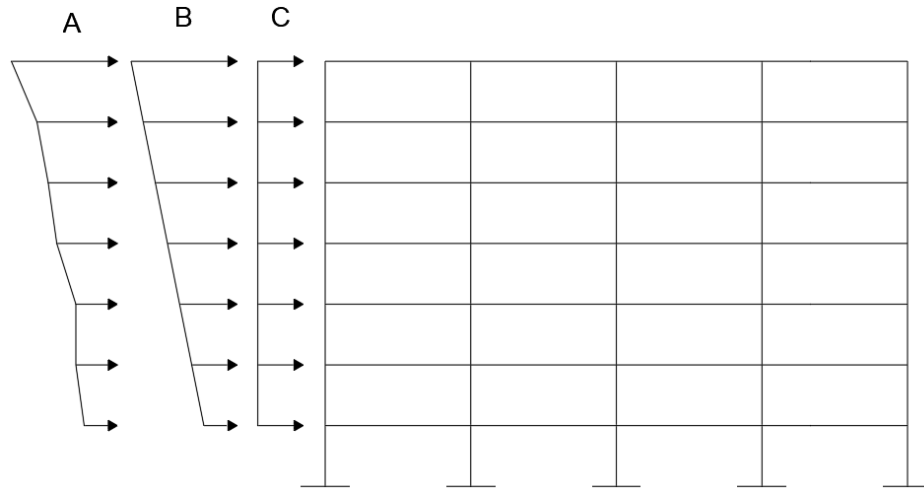
respuesta de la estructura puede relacionarse con la respuesta de un sistema equivalente de un solo grado de libertad [13].

A diferencia del análisis dinámico no lineal, en el análisis estático no lineal se calculan solamente los valores máximos de respuesta de la estructura [19].

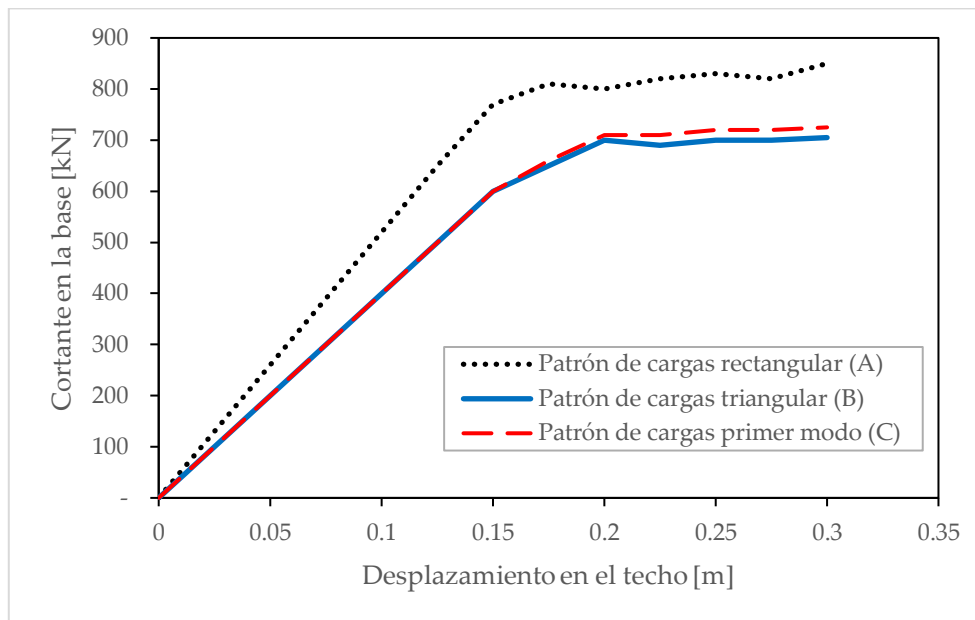
La realización de este análisis permite evaluar la capacidad resistente esperada de la estructura, prediciendo la fuerza sísmica y las deformaciones. Posteriormente se genera una redistribución de fuerzas internas al sobrepasar el rango elástico del comportamiento [13].

Un aspecto de gran interés, para el analista, es la construcción de la curva de capacidad de cada estructura. Esta se elabora mediante la aplicación de cargas horizontales a la estructura, según un patrón determinado, incrementando paso a paso su valor hasta llegar a un criterio máximo de desplazamiento en el último nivel, considerando que la estructura ha fallado. Siempre se tienen presentes las cargas gravitacionales permanentes de la estructura [35]. El incremento expone las articulaciones o rótulas plásticas, conexiones débiles y modos de falla de la estructura.

Se calculan dos variables de control, el desplazamiento en el último nivel de la estructura, δ , y el cortante basal, V_0 , dependiente de las fuerzas aplicadas. La relación observada entre ambas variables genera la curva de capacidad (Figura 2.13, b). Asimismo, la curva identifica la capacidad última y de fluencia de la estructura. Además de las variables mencionadas previamente, la distorsión global y distorsión de entrepiso son variables de importancia.



a) Edificio con diversas distribuciones de carga.



b) Curvas de capacidad para varios patrones de carga.

Figura 2.13. Resultados de análisis pushover (adaptada de [35]).

Este procedimiento es de considerable aceptación y uso en el campo de análisis estructural. Lo anterior se debe a que no se especifica un tipo de distribución de carga a utilizar, permitiendo al diseñador libertad en este ámbito. Lo anterior representa una de las principales faltas del análisis, ya que los resultados obtenidos son sensibles a este parámetro [35].

Por otra parte, el análisis dinámico no lineal se diferencia del estático ya que en éste la acción sísmica se representa con acelerogramas reales. Este es un proceso más sofisticado para predecir las fuerzas y desplazamientos internos de la estructura.

Este análisis arroja resultados en función de tensiones, deformaciones, esfuerzos o desplazamientos en cada paso del tiempo, considerando la degradación de la resistencia. En consecuencia de lo anterior, estos análisis pueden resultar en procesos iterativos y tardados para los programas de cómputo actuales.

En estos análisis se permite que la estructura rebase la zona lineal, llegando a comportamientos inelásticos, con la finalidad de dispersando energía generada a través del sismo. Este diseño admite resistencias menores a las diseñadas para análisis lineales, por lo que se precisa un comportamiento inelástico adecuado, conservando la capacidad de carga para deformaciones elevadas [2].

Las curvas carga-deformación se presentan a través de curvas de histéresis, resultantes de repeticiones de carga aplicadas a la estructura en diferentes direcciones mediante un sismo. La forma y área dentro de estas curvas representa la capacidad de disipación de energía y degradación de la resistencia [2]. El proceso de disipación de energía se representa mediante desplazamiento. El comportamiento histerético puede afectar los casos de carga de historia no lineal y estática que presentan cargas cíclicas [30].

En los análisis no lineales se busca que la estructura desarrolle curvas de histéresis con un área grande y ciclos sucesivos estables (Figura 2.14.a). Se recomienda en menor medida un comportamiento donde se reducen la rigidez y el área con cada ciclo, tal como el mostrado en la Figura 2.14.b. De manera

definitiva se buscan evitar curvas donde con cada carga la resistencia se reduce, mostrando su deterioro, como las mostradas en la Figura 2.14. Los muros de mampostería confinada disipan energía; sin embargo, no presentan una falla frágil. [2].

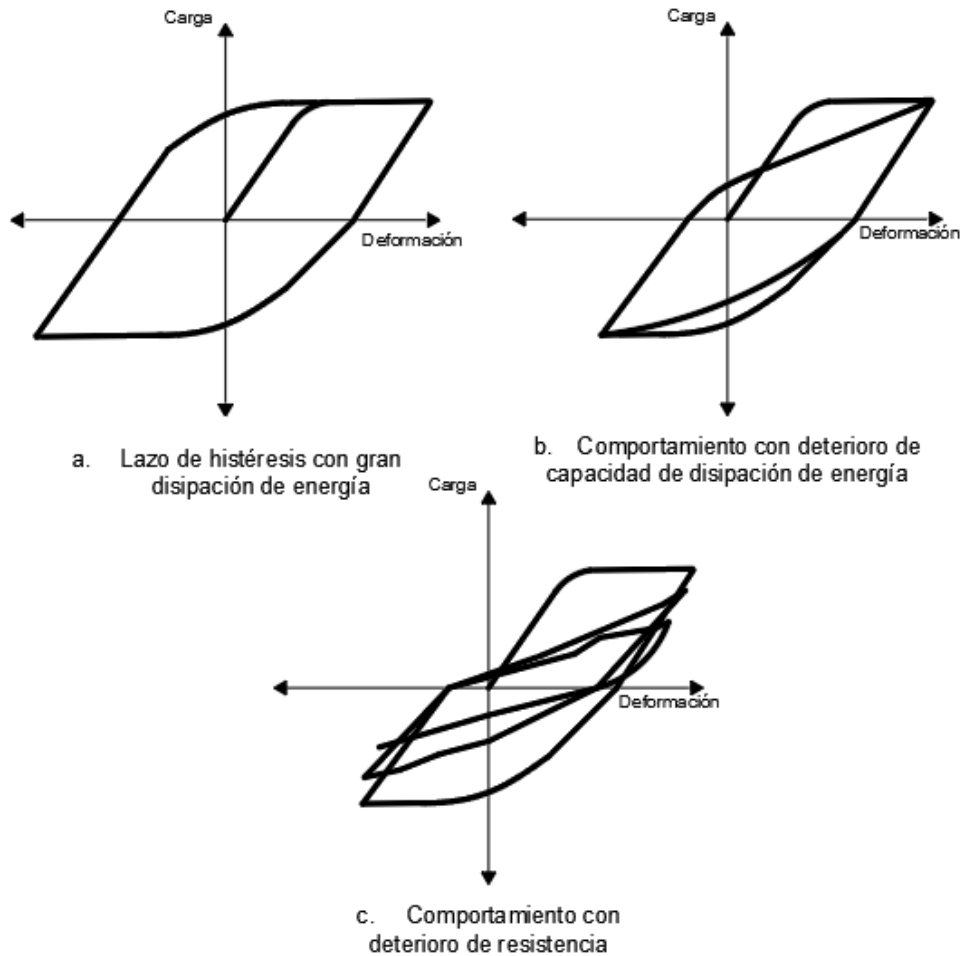


Figura 2.14. Curvas de histéresis típicas (adaptada de [2]).

De acuerdo con lo mencionado anteriormente, a lo largo de los años se han realizado diferentes propuestas para la generación de curvas de histéresis en modelos numéricos, de acuerdo con diferentes parámetros y autores. En los programas de cómputo para análisis estructural se encuentran disponibles diversos modelos de histéresis para describir el comportamiento de variados

materiales. Estos difieren en la cantidad de energía que disipan en un ciclo, así como el cambio en la disipación de energía [30].

En 1970 Takeda et. al [34], publicaron un paper con reglas de curvas de histéresis para elementos de concreto reforzado. Fue demostrado que el cambio de rigidez del material, reduciendo el amortiguamiento con cada ciclo, debería ser tomado explícitamente en cuenta en las reglas de las curvas de histéresis, con la finalidad de producir resultados no lineales dinámicos realistas [7]. Un análisis dinámico no lineal requiere, entre otras cosas, elementos no lineales adecuados para modelar la acción inelástica esperada.

La modelación no lineal más favorable para elementos de concreto armado se ha basado en elementos de fibra. En estos modelos, el elemento se subdivide en fibras longitudinales, cuyas características geométricas son su ubicación en el sistema de referencia local y su área [33].

Capítulo 3 Pruebas experimentales

3.1 Pruebas en muros aislados

Se realizaron ensayos en muros de tabique rojo macizo, a los cuales se les aplicaron cargas cíclicas horizontales reversibles, mediante un gato hidráulico capaz de ejercer fuerzas de compresión y tensión. La Figura 3.1 muestra un arreglo esquemático de los ensayos. Inicialmente se colocó una carga vertical constante de 15 toneladas, ya que es un valor usual en edificios domésticos de cuatro a cinco niveles. Con ayuda del gato hidráulico se aplicaron las cargas de manera cuasi-estática a la altura de la losa.

Los primeros ciclos de carga lateral se controlaron por carga hasta el $\pm 20\%$ y $\pm 40\%$ de la carga resistente teórica predicha según las NTC de Mampostería [23]. Se realizó una repetición para cada nivel de carga. Posteriormente, los ciclos se controlaron por desplazamiento para conseguir distorsiones de 0.0015, 0.002, 0.004 y 0.005. De la misma forma se realizaron repeticiones para cada desplazamiento objetivo. Las pruebas finalizaron con una distorsión de 0.005 ya que no se buscaba un daño grave en los muros, buscando ser rehabilitados en otro ensayo posterior.

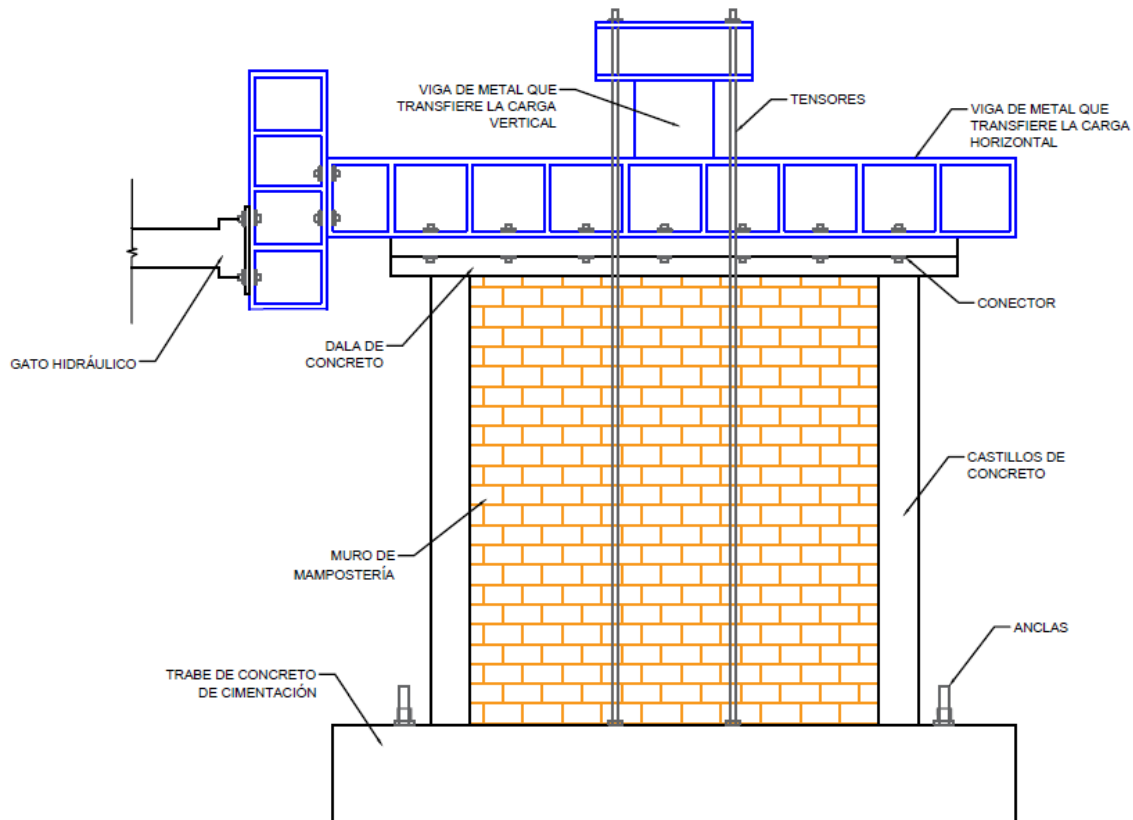


Figura 3.1. Arreglo general de los especímenes.

3.1.1 Geometría

Los muros que se trabajaron a lo largo de las pruebas experimentales, así como los modelos computacionales, se clasifican como muros confinados, los cuales son sistemas usuales consistentes en rodear perimetralmente al muro de carga con elementos de concreto reforzado (castillos y dalas) de espesor igual al muro, con el fin de proporcionar confinamiento, mejorando su ductilidad y permitiendo soportar repeticiones de carga lateral sin deteriorarse excesivamente [29].

Los muros estuvieron compuestos por una base de cimentación, dos castillos laterales, así como un sistema de dala-losa en la parte superior. En la Figura 3.2 se muestra una fotografía de uno de los muros ensayados.



Figura 3.2. Muro de mampostería para prueba experimental.

Se construyeron seis muros de mampostería, cimentados en una viga de concreto que fungía como zapata. El proceso de construcción de todos fue el mismo.

Las dimensiones de los muros fueron 250 centímetros de alto, contando la dala de cerramiento y su losa, por 250 centímetros de largo, contando ambos castillos laterales, y 12 centímetros de espesor. Las dimensiones de los castillos fueron de 20 centímetros de largo y 12 centímetros de espesor. La dala midió 20 centímetros de alto, 290 centímetros de largo y 12 de espesor. Finalmente, la losa midió 290 centímetros de largo, 10 centímetros de espesor y 45 centímetros de ancho. La base de cimentación tiene dimensiones de 80 centímetros de ancho por 50 centímetros de alto.

Se comenzó con la preparación de la base de cimentación, la cual contaba con dos espacios para anclar los castillos con la finalidad de soportar al muro. A

partir de la base de cimentación se desplantaron las hiladas de tabiques hasta completar la altura deseada del muro. Después se colaron y vibraron ambos castillos, finalizando con el colado de la dala y losa.

Los tabiques eran macizos y contaban con dimensiones de 23.5 centímetros de largo, 12 centímetros de espesor y 5.5 centímetros de alto. La Figura 3.5 muestra las dimensiones principales de los muros fabricados.

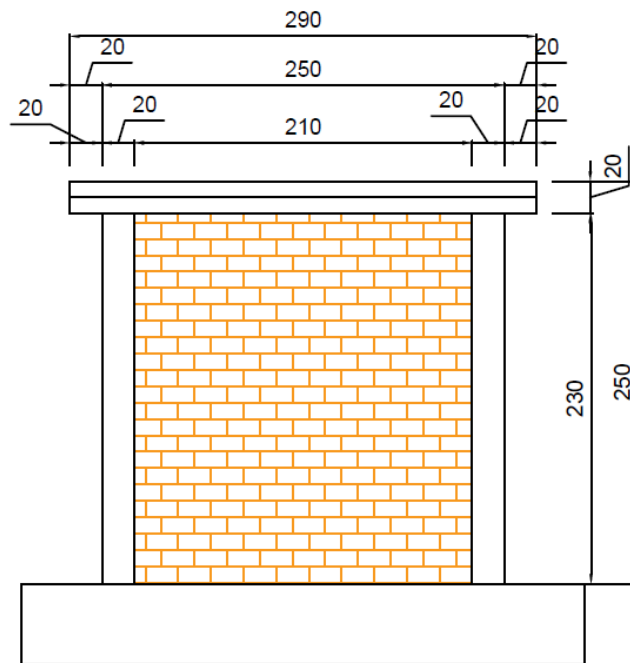


Figura 3.3. Geometría de muro de prueba (dimensiones en cm).

Los castillos estaban compuestos por cuatro varillas del número 4 con estribos lisos del número 2 a cada 15 centímetros. Asimismo, la dala contaba con cuatro varillas del número 3 con estribos lisos del número 2 a cada 15 centímetros, al final del elemento las varillas longitudinales se terminaron con ganchos a 90°. La losa contaba con dos varillas longitudinales del número 3, así como bastones del número 4 a cada 15 centímetros.

El refuerzo longitudinal de castillos, dala y losa, así como los bastones de la losa, constaron de varillas corrugadas con un esfuerzo de fluencia nominal (f_y)

3.1 Pruebas en muros aislados

de $4,200 \text{ kg/cm}^2$. Mientras que el refuerzo transversal para castillos y dalas se realizó con alambrión liso con esfuerzo de fluencia nominal (f_y) de $2,530 \text{ kg/cm}^2$. El mortero utilizado para la construcción del muro se dosificó con una relación volumétrica cemento:cal:arena a $1:1/3:3$. Las Figuras 3.4 y 3.5 muestran algunos detalles del acero de refuerzo de los castillos, dala y losa.

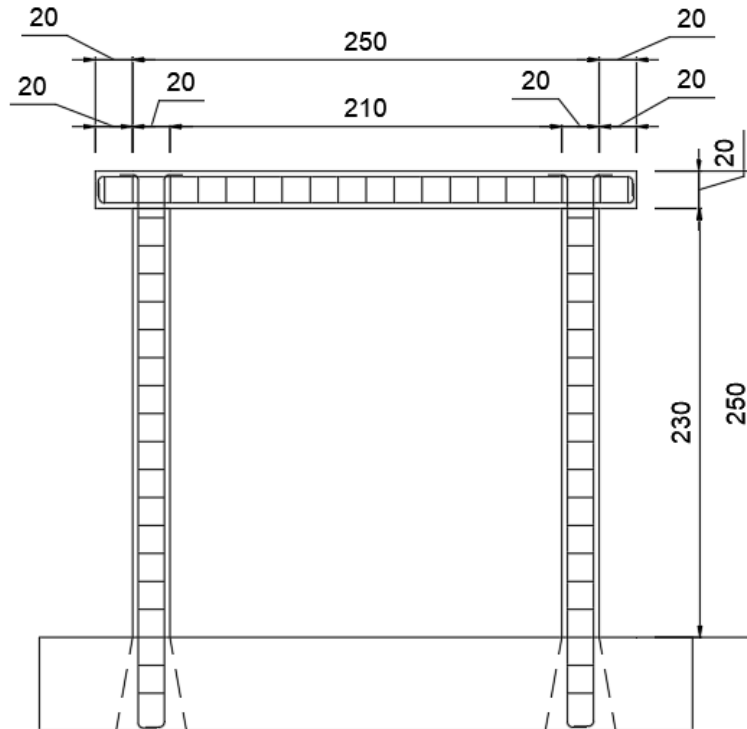


Figura 3.4. Armado general del muro de prueba (dimensiones en cm).

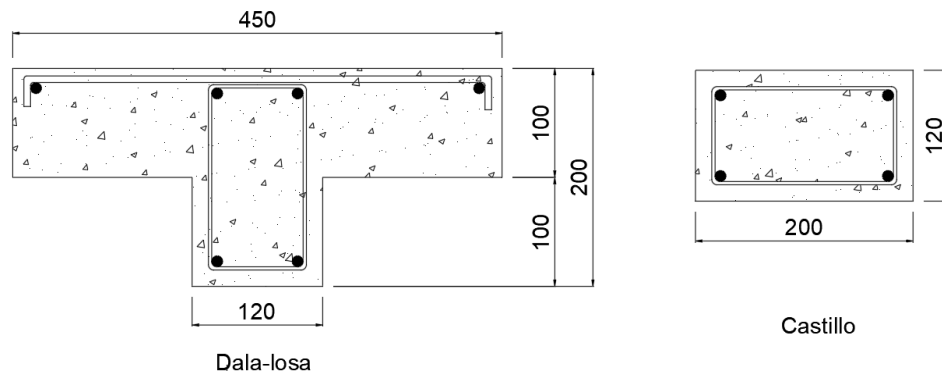


Figura 3.5. Detalles típicos de dala-losa y castillo (dimensiones en mm).

3.1.2 Instrumentación

Para llevar a cabo las mediciones de desplazamientos y fuerzas internas de las pruebas, diferentes instrumentos se distribuyeron a lo largo de todo el muro, interna y externamente. De manera interna (ver Figura 3.6) se colocaron cinco deformímetros eléctricos (strain gauges) en la parte inferior de cada castillo, de los cuales cuatro estaban adheridos al refuerzo longitudinal y el sobrante al estribo. El tipo de deformímetro utilizado fue de 2 mm de longitud. De los 10 deformímetros colocados solamente 4 registraron datos (L1C1, L2C1, L3C1 y L4C1), ya que los restantes se dañaron durante el proceso constructivo.

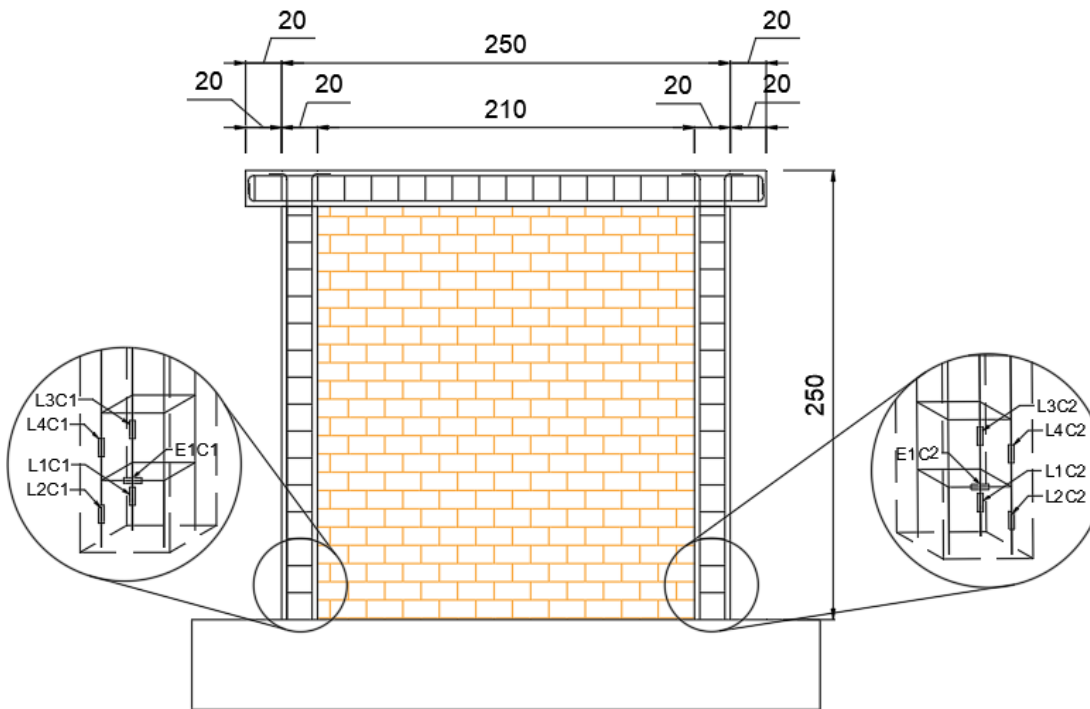


Figura 3.6. Ubicación de instrumentación interna.

Para la instrumentación externa (ver Figura 3.7) se hizo uso de celdas de carga y transductores de desplazamiento. Una celda de carga se colocó en la parte superior central del muro y midió la carga vertical a compresión a la cual se

sometió el elemento, mientras que la segunda celda se utilizó para medir la carga horizontal y se colocó en la esquina superior.

Asimismo, se utilizaron transductores de desplazamiento en diferentes ubicaciones; de 100, 50 y 10 milímetros de capacidad. Los transductores catalogados como H1 a H8 recopilan los desplazamientos horizontales. Aquellos denominados V1 y V2 registran desplazamientos verticales, mientras que los transductores D1 y D2 midieron la deformación diagonal en el muro. Las deformaciones fuera del plano del muro fueron medidas mediante FP1 y FP2. Finalmente, los aparatos R1 y R2 determinaron la rotación del espécimen. Se utilizaron como referencia para el control de desplazamientos en los ensayos, los transductores H1 y H2. Se consideraron las mediciones tomadas por el transductor H2, ya que presentó un comportamiento más estable.

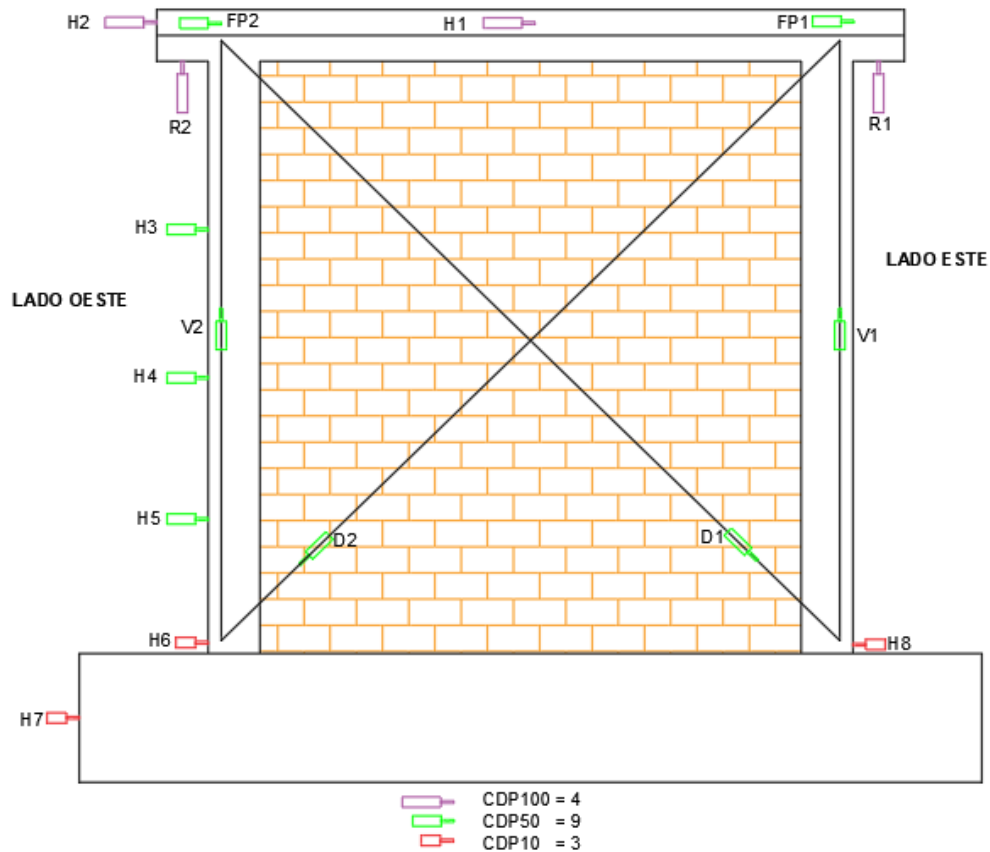


Figura 3.7. Ubicación de instrumentación externa.

La Figura 3.8 muestra una fotografía de un muro instrumentado y conectado al gato hidráulico.

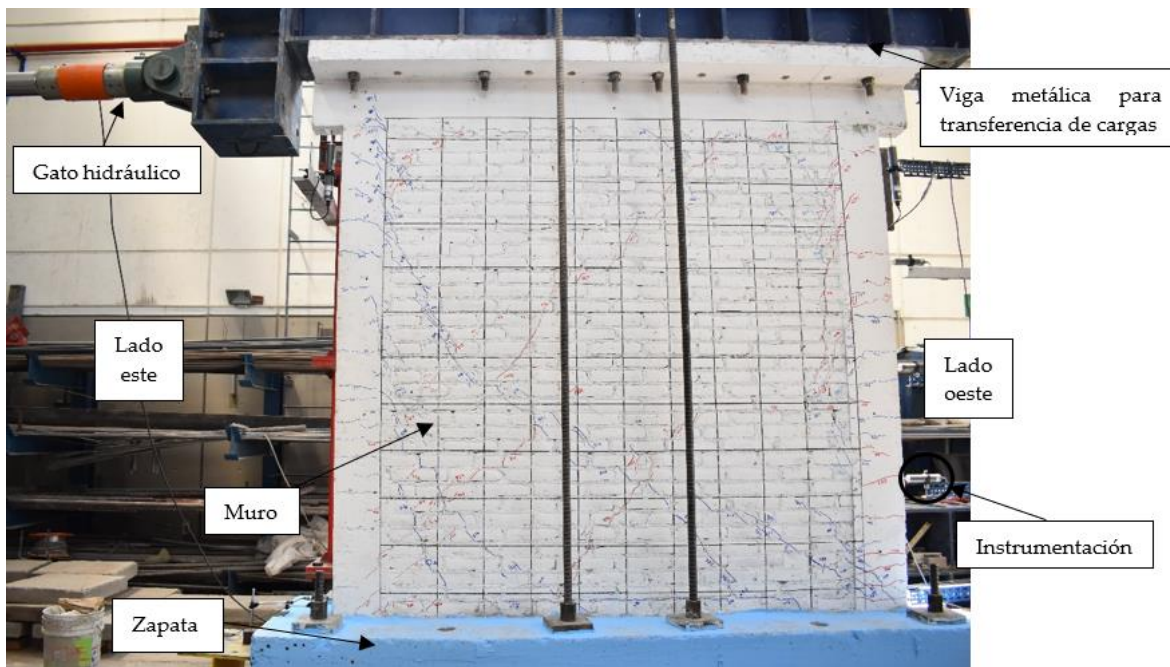


Figura 3.8. Muro conectado a gato hidráulico durante prueba.

3.1.3 Protocolo de carga

A lo largo de las pruebas experimentales, se siguió el protocolo de carga recomendada por las NTC-Mampostería (2020), en su apéndice A. Primero se ejerció control sobre la carga aplicada al muro, mientras se medía el desplazamiento obtenido. Por el contrario, en una segunda etapa el control se hizo por desplazamiento, midiendo la carga necesaria para llegar a un valor determinado de desplazamiento.

A continuación, en las Tablas 3.1 y 3.2 se muestran las cargas utilizadas durante las pruebas. La distorsión se calculó dividiendo el desplazamiento lateral entre la altura total del muro, 250 cm.

3.1 Pruebas en muros aislados

Tabla 3.1. Etapa 1: control por carga.

Ciclo	Carga [t]
1	-2.6
2	2.6
3	-2.6
4	2.6
5	-5.2
6	5.2
7	-5.2
8	5.2

Tabla 3.2. Etapa 2: control por desplazamiento.

Ciclo	Distorsión	Desplazamiento [mm]
9	-0.0015	-3.75
10	0.0015	3.75
11	-0.0015	-3.75
12	0.0015	3.75
13	-0.002	-5
14	0.002	5
15	-0.002	-5
16	0.002	5
17	-0.004	-10
18	0.004	10
19	-0.004	-10
20	0.004	10
21	-0.005	-12.5
22	0.005	12.5
23	-0.005	-12.5
24	0.005	12.5

3.2 Resultados experimentales

3.2.1 Relación carga-desplazamiento, envolvente y rigideces.

De los seis muros ensayados, se eligió analizar aquel que presentó el comportamiento más estable. Del ensayo se obtuvo una curva de histéresis carga-desplazamiento, para después conseguir su envolvente. En la Figura 3.9 se muestra la curva de histéresis resultante del ensayo experimental, así como su envolvente.

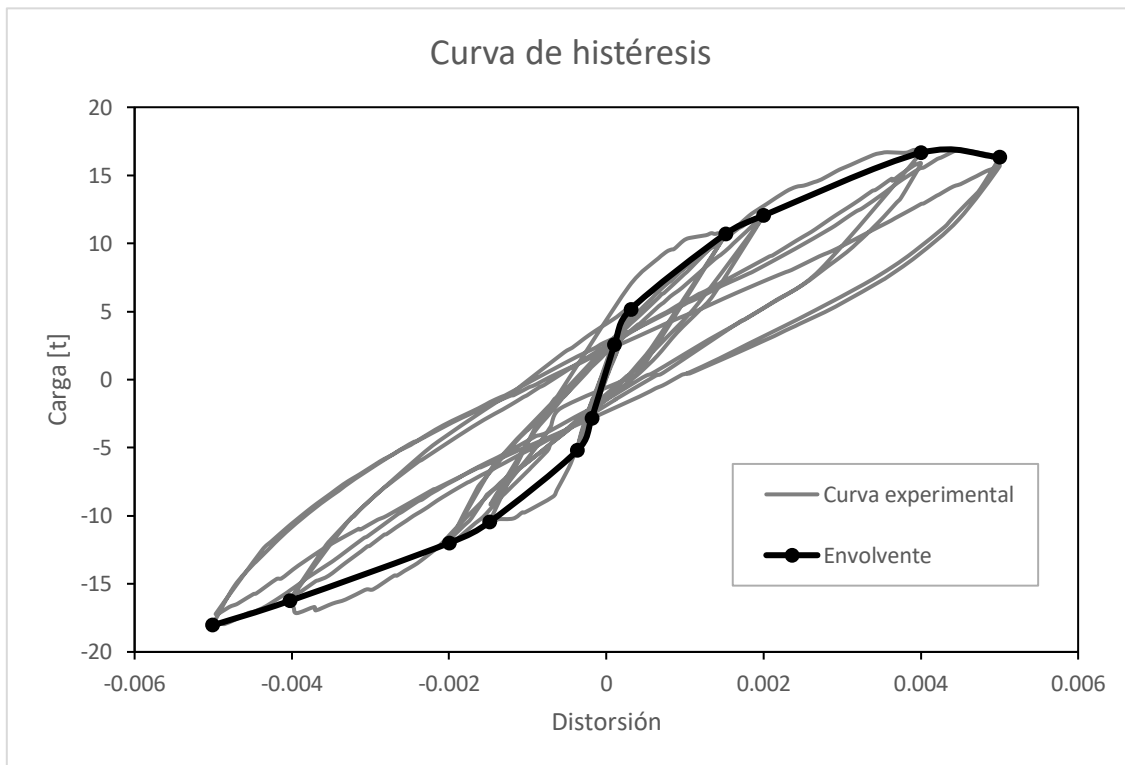


Figura 3.9. Curva de histéresis experimental.

Con los resultados de las pruebas para el control por carga de 5.2 toneladas se obtuvo la rigidez experimental, calculando la rigidez pico a pico. Esta se denomina rigidez inicial, ya que no considera la degradación del muro, debido a que son los primeros ciclos de carga.

$$K_{exp} = \frac{V}{\delta} \quad (4)$$

Donde:

K_{exp} es la rigidez estructural experimental;

V es la carga lateral cortante; y

δ desplazamiento en el último nivel de la estructura

$$K_{exp\ 5.2\ t} = \frac{5.2\ t - (-5.2\ t)}{0.76\ mm - (-0.92\ mm)} = 6.19\ t/mm$$

De la misma forma se calculó la rigidez pico a pico, para los ciclos de carga de 5 y 10 milímetros, respectivamente. Se observó que la rigidez disminuyó debido a los movimientos de múltiples ciclos de carga, causando la degradación del espécimen y aparición de grietas de un tamaño considerable.

$$K_{exp\ 5\ mm} = \frac{12.05\ t - (-12\ t)}{5.0\ mm - (-5.0\ mm)} = 2.41\ t/mm$$

$$K_{exp\ 10\ mm} = \frac{16.65\ t - (-16.25\ t)}{10\ mm - (-10.07\ mm)} = 1.64\ t/mm$$

En la Figura 3.10 se presenta de manera gráfica la variación de rigideces del espécimen, posterior a diversos ciclos de carga.

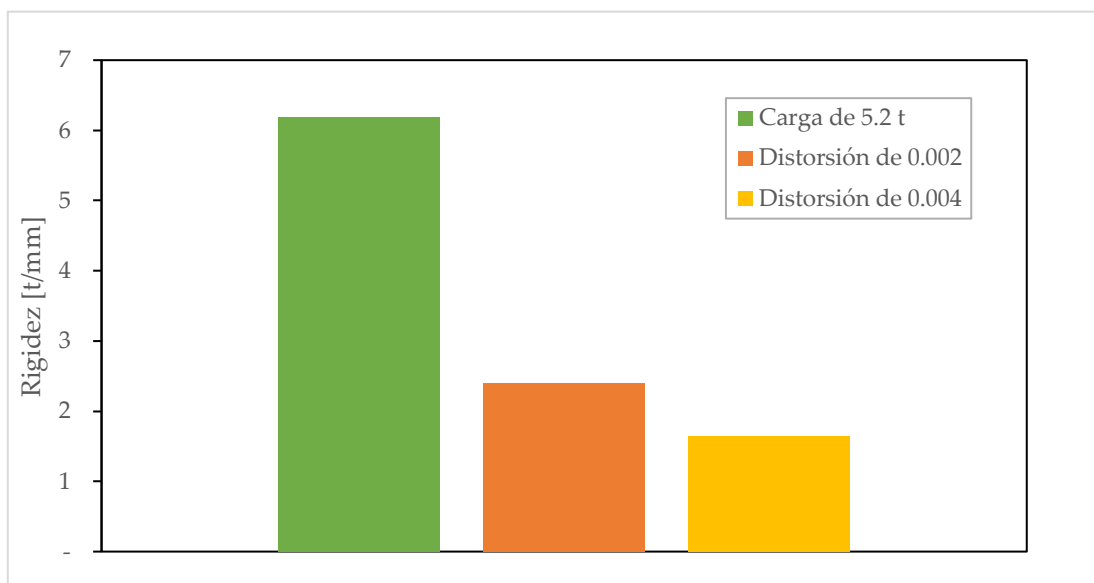


Figura 3.10. Rigideces experimentales.

3.2.2 Ensaye de muestras

3.2.2.1 Muretes de mampostería

- Resistencia a compresión

De acuerdo con las NTC-Mampostería [23], 2.8.1 Resistencia a compresión, en el punto 2.8.1.1 Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearon en la obra, se determinó el valor de la resistencia a compresión mediante pruebas realizadas a pilas del material utilizado en los muros. En la Figura 3.11 se muestra la configuración necesaria para las pilas. El esfuerzo medio obtenido, calculado sobre el área bruta, se corregirá multiplicándolo por los factores de la Tabla 3.3.

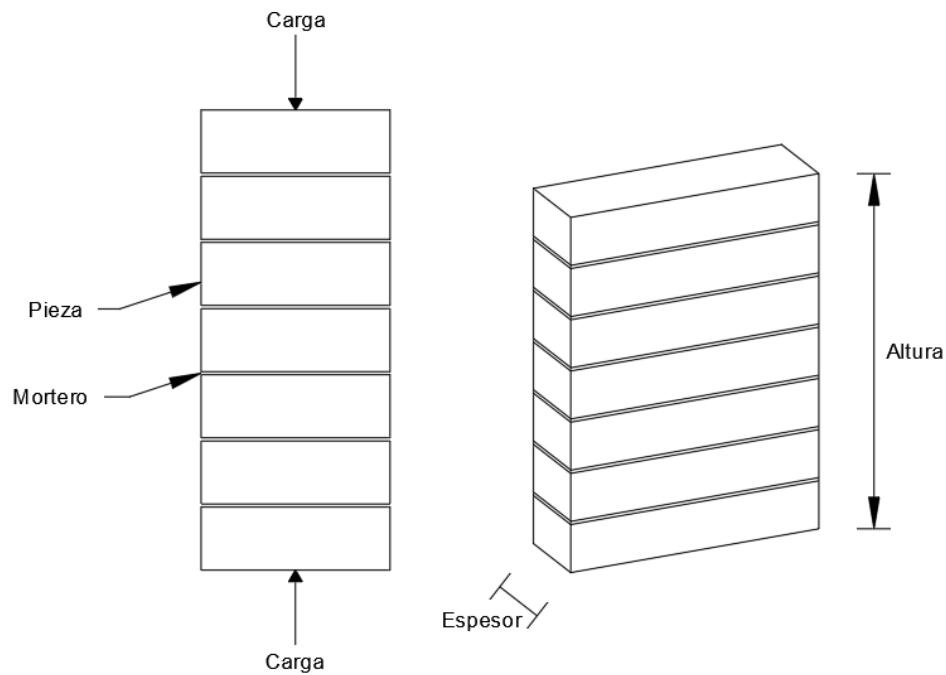


Figura 3.11. Pila para prueba en compresión (NTC-Mampostería 2020).

Tabla 3.3. Factores correctivos para las resistencias de pilas con diferentes relaciones altura a espesor [23].

<i>Relación altura a espesor de la pila</i>	2	3	4	5	6
<i>Factor correctivo</i>	0.75	0.90	1.00	1.05	1.06

Para determinar la resistencia a compresión para diseño (f'_m) se hizo uso de la siguiente expresión:

$$f'_m = \frac{\overline{f_m}}{1 + 2.5c_m} \quad (5)$$

Donde:

$\overline{f_m}$ resistencia media a compresión de las pilas, corregida por su relación altura-espesor y referida al área bruta; y

c_m coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las pilas de mampostería, que en ningún caso se tomará inferior a 0.15.

En la Tabla 3.4 se muestran los resultados obtenidos de los ensayos con pilas.

En la Tabla 3.5 se muestran las propiedades geométricas de las pilas.

Tabla 3.4. Resistencia de pruebas con pilas.

<i>Muestra</i>	<i>Carga [kg]</i>
1	14,100
2	13,750
3	14,000
4	14,150
5	14,150
6	16,000

Tabla 3.5. Propiedades geométricas de pilas.

Altura [cm] =	31.5
Espesor [cm]=	12.0
Longitud [cm]=	22.5

El coeficiente de variación (c_m) se define como una medida estadística sobre la dispersión de los datos. Se calculó con la siguiente expresión.

$$c_m = \frac{\sigma_x}{\bar{f}_m} \quad (6)$$

Donde:

σ_x desviación estándar de las resistencias; y

\bar{f}_m media de las resistencias de las pilas, en valor absoluto.

La desviación estándar se define como la medida de dispersión respecto a la media. Mientras que la media se establece como el promedio de ciertos valores. Con ayuda del programa Excel se calculó la desviación estándar de los datos en la Tabla 3.4. Asimismo, se determinó el promedio de las resistencias mostradas en la misma.

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum(x - \bar{f}_m)^2}{N}} = 818.18 \text{ kg}$$

$$\bar{f}_m = \frac{14,100 + 13,750 + 14,000 + 14,150 + 14,150 + 16,000}{6} = 14,358.33 \text{ kg}$$

$$c_m = \frac{818.18 \text{ kg}}{14,358.33 \text{ kg}} = 0.057 < 0.15 \therefore \rightarrow c_m = 0.15$$

Continuando, se calculó la relación alto-espesor, con lo cual se determinó el factor correctivo para la resistencia media promedio, interpolando entre los valores dados en la Tabla 3.3.

$$Rel_{alt-espe} = \frac{31.5 \text{ cm}}{12 \text{ cm}} = 2.63$$

$$FC = 0.75 + \frac{(0.9 - 0.75) * (2.625 - 2)}{3 - 2} = 0.84$$

De la misma forma, se determinó el área bruta de las pilas sobre la cual se aplicó la carga. Posteriormente se calculó el esfuerzo medio.

$$A_{bruta} = 12 \text{ cm} \times 22.5 \text{ cm} = 270 \text{ cm}^2$$

Recurriendo a la ecuación (5) se calculó la resistencia de diseño a compresión

$$f'_m = \frac{\overline{f}_m}{1 + 2.5c_m} = \frac{14,358.33 \text{ kg} * 0.84}{1 + (2.5 * 0.15)} = 32.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Módulo de elasticidad

De acuerdo con las NTC-Mampostería [23], inciso 2.8.5 Módulo de Elasticidad, 2.8.5.2 Determinación a partir de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería, tomando en consideración que se usaron tabiques de arcilla para una carga de corta duración se utilizó la siguiente expresión.

$$E_m = 600 f'_m \quad (7)$$

Donde:

E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería.

$$E_m = 600 f'_m = 600 * 32.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 19,579.55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Coeficiente de Poisson

De acuerdo con las NTC-Mampostería [23], en el apartado 2.8.6 Módulo de cortante, se determina que para efectos de considerar el módulo de cortante en el análisis usando un programa de cómputo comercial se utilizó un valor del módulo de Poisson igual a 0.25.

- Módulo de cortante

De acuerdo con las NTC-Mampostería [23], en el apartado 2.8.6 Módulo de cortante, 2.8.6.2 Determinación a partir del módulo de elasticidad de la mampostería, considerando que se utilizó el inciso 2.8.5.2 para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería, el módulo de cortante (G_m) de la mampostería se tomó igual a la siguiente expresión.

$$G_m = 0.2 * E_m \quad (8)$$

Entonces:

$$G_m = 0.2 * E_m = 0.2 * 19,579.55 \frac{kg}{cm^2} = 3,915.91 \frac{kg}{cm^2}$$

- Resistencia a compresión diagonal

De acuerdo con las NTC-Mampostería [23], en el apartado 2.8.2 Resistencia a compresión diagonal, inciso 2.8.2.1 Ensayes de muretes construidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra, se determinó el valor de la resistencia a compresión diagonal mediante las pruebas realizadas a muretes hechas con el material utilizado para los muros. En la Figura 3.12 se muestra la configuración necesaria para los muretes.

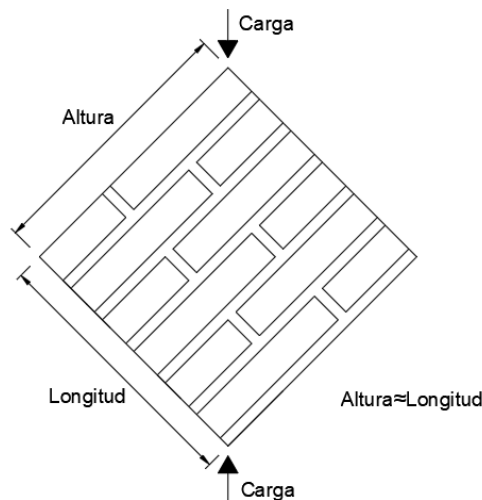


Figura 3.12. Murete para prueba en compresión diagonal. (adaptado de [23])



Figura 3.13. Murete para prueba en compresión diagonal.

La resistencia a compresión diagonal de diseño (v'_m) se calculó con la siguiente expresión.

$$v'_m = \frac{\overline{v_m}}{1 + 2.5c_v} \quad (9)$$

Donde:

$\overline{v_m}$ resistencia media a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga; y

c_v coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes, que en ningún caso se tomará inferior a 0.20.

En la Tabla 3.6 se muestran los resultados obtenidos de las pruebas con muretes.

En la Tabla 3.7 se muestran las propiedades geométricas de los mismos.

Tabla 3.6. Resistencia de muretes de prueba.

<i>Muestra</i>	<i>Resistencia [kg]</i>
1	3,900
2	3,530
3	5,240
4	4,160
5	3,140
6	4,920

Tabla 3.7. Propiedades geométricas de muretes de prueba.

Altura [cm]	=	31.5
Espesor [cm]	=	12
Longitud [cm]	=	36.5

El coeficiente de variación (c_v) se define como una medida estadística sobre la dispersión de los datos. Se calculó con la siguiente expresión.

$$c_v = \frac{\sigma_x}{\bar{v}_m} \quad (10)$$

Donde:

σ_x es la desviación estándar de las resistencias; y

\bar{v}_m es la media de las resistencias, en valor absoluto.

La desviación estándar se define como la medida de dispersión respecto a la media. Mientras que la media se establece como el promedio de ciertos valores. Con ayuda del programa Excel se calculó la desviación estándar de los datos en la Tabla 3.6. Asimismo, se determinó el promedio de las resistencias mostradas en la misma.

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum(x - \bar{v}_m)^2}{N}} = 806 \text{ kg}$$

$$\bar{v}_m = \frac{3,900 + 3,530 + 5,240 + 4,160 + 3,140 + 4,920}{6} = 4,148.33 \text{ kg}$$

$$c_v = \frac{806 \text{ kg}}{4,148.33 \text{ kg}} = 0.19 < 0.20 \therefore \rightarrow c_v = 0.20$$

De la misma forma, se determinó el área bruta correspondiente de los muretes. Posteriormente se calculó la resistencia a compresión diagonal.

$$A_{bruta} = \sqrt{(36.5 \text{ cm})^2 + (31.5 \text{ cm})^2} \times 12 \text{ cm} = 578.56 \text{ cm}^2$$

Recurriendo a la ecuación (9) se calculó la resistencia a compresión diagonal de diseño del espécimen.

$$v'_m = \frac{\bar{v}_m}{1 + 2.5c_v} = \frac{4,148.33 \text{ kgf}}{1 + (2.5 \times 0.20)} = 4.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

3.2.2.2 Cilindros de concreto

- Resistencia a compresión

De acuerdo con las NTC-Concreto [21], apartado 15.3.4.2 Resistencia a compresión, la calidad del concreto endurecida se verificó mediante pruebas de resistencia a compresión en cilindros de acuerdo con las normas. Se entendió por resistencia al promedio de las resistencias de los cilindros que se elaboren. En la Figura 3.14 se muestra la configuración para los cilindros de prueba.

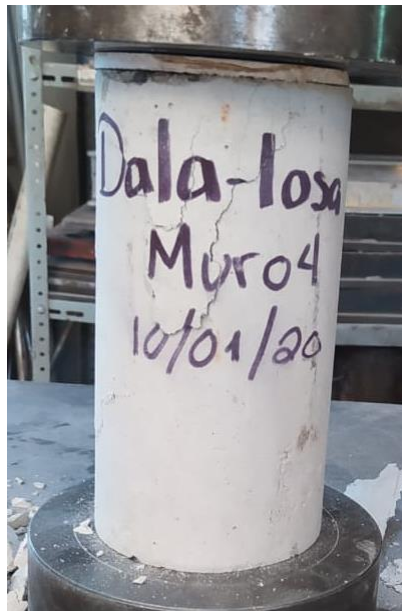


Figura 3.14. Cilindro de concreto para prueba.

En la Tabla 3.8 se muestran los resultados obtenidos de las pruebas de resistencia para los cilindros de concreto correspondientes a los castillos. De la misma forma, en la Tabla 3.9 se encuentran las resistencias para los cilindros de la dala-losa. La geometría de los cilindros se encuentra en la Tabla 3.10.

Tabla 3.8. Resistencias de cilindros de concreto para castillos.

<i>Muestra</i>	<i>Resistencia [kg]</i>
1	12,000
2	12,250
3	12,200

Tabla 3.9. Resistencia de cilindros de concreto para dala-losa.

<i>Muestra</i>	<i>Resistencia [kg]</i>
1	11,350
2	12,030
3	13,070

Tabla 3.10. Propiedades geométricas de cilindros de concreto.

$$\text{Altura [cm]} = 20$$

$$\text{Diámetro [cm]} = 10$$

El área bruta sobre la cual se aplicó la carga es la cara superior del cilindro, por lo cual se calculó de la siguiente manera.

$$A_{bruta} = \frac{\pi * (10 \text{ cm})^2}{4} = 78.54 \text{ cm}^2$$

Finalmente se determinó la resistencia final del concreto.

$$f'_{c, \text{ castillos}} = \frac{12,000 \text{ kg} + 12,250 \text{ kg} + 12,200 \text{ kg}}{78.54 \text{ cm}^2 \times 3} = 154.7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

De la misma forma se determinó la resistencia final del concreto correspondiente a la dala-losa con los datos de la Tabla 3.9. Es necesario aclarar que el área sobre la cual se aplicó la carga en el cilindro es la misma que la calculada previamente. A continuación, se calculó la resistencia final de diseño.

$$f'_{c, \text{ dala}} = \frac{11,350 \text{ kg} + 12,030 \text{ kg} + 13,070 \text{ kg}}{78.54 \text{ cm}^2 \times 3} = 154.7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Módulo de elasticidad

El concreto utilizado para los castillos y la dala se consideró como clase 2, ya que se utilizó para estructuras menores con alturas de no más de dos niveles. Por lo cual, de acuerdo con las NTC-Concreto [21], apartado 2.1.4 Módulo de elasticidad, para concretos clase 2 se supone un valor igual a la siguiente expresión.

$$E_c = 8,000 * \sqrt{f'_c} \quad (11)$$

Donde:

E_c es el módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c = 8,000 * \sqrt{f'_c} = 99,502.3 \frac{kg}{cm^2}$$

- Módulo de cortante

El módulo de cortante del concreto se calculó de acuerdo con la siguiente expresión.

$$G_c = \frac{E_c}{2 \times (1 + \nu)} \quad (12)$$

Donde:

G_c es el módulo de cortante del concreto; y

ν coeficiente de Poisson, para concreto se toma un valor igual a 0.2.

$$G_c = \frac{99,502.32 \text{ kg/cm}^2}{2 \times (1 + 0.2)} = 41,459.3 \frac{kg}{cm^2}$$

En la Tabla 3.11 se muestra un resumen de los materiales a utilizar en los modelos y sus propiedades.

Tabla 3.11. Tabla resumen de propiedades de materiales.

<i>Propiedades</i>	<i>Mampostería</i>	<i>Concreto</i>
<i>Resistencia a compresión [kg/cm²]</i>	32.6	154.7
<i>Módulo de elasticidad [kg/cm²]</i>	19,579.5	99,502.3
<i>Módulo de cortante [kg/cm²]</i>	3,915.9	41,459.3
<i>Coficiente de Poisson</i>	0.25	0.20
<i>Peso volumétrico [kg/m³]</i>	1,300	2,400

Capítulo 4 Modelado de un muro aislado

4.1 Análisis lineal

Se realizó un análisis estático lineal de un paso para cinco modelos numéricos diferentes de un muro, con la intención de comparar los resultados del programa con los obtenidos en las pruebas experimentales. Este análisis se hizo para determinar la respuesta de los modelos en términos de desplazamiento y distorsiones. En este caso, se utilizó el programa de análisis estructural, ETABS [8].

En el primer modelo se representó un muro mediante un solo elemento tipo cascarón; el segundo y tercero se hicieron con un elemento tipo cascarón subdivididos en áreas pequeñas (4x4 y 10x10, respectivamente); el cuarto fue con una diagonal equivalente propuesta por las NTC-Mampostería [23] y el último con tres diagonales equivalentes, propuesto por la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural en su guía para el análisis de estructuras de mampostería [5].

El modelo de un solo elemento tipo cascarón se propuso porque es el que se utiliza de manera más frecuente en despachos de ingeniería estructural. De la misma forma, los modelos discretizados (4x4 y 10x10) se plantearon para comprobar si los resultados eran más precisos de acuerdo con el nivel de discretización. Asimismo, el modelo de la diagonal equivalente se presentó con el propósito de determinar si su uso era aplicable en muros confinados.

Finalmente, el modelo de tres diagonales se planteó debido a que es un modelo ligeramente más refinado y adecuado, ya que el modelo de una diagonal no reproduce apropiadamente la distribución de elementos mecánicos en los elementos confinantes (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural [SMIE] [5]).

4.1.1 Cargas aplicadas

Ya que a los especímenes experimentales se les aplicó una carga vertical puntual de 15 toneladas sobre la losa superior, a los modelos numéricos se les aplicó una carga distribuida equivalente. Esta carga simula la recibida normalmente por el resto de la estructura debida a pisos superiores. En las pruebas experimentales se agregó esta carga usando un peso muerto.

De la misma forma, así como a los especímenes se aplicó una carga lateral puntual de 5.2 toneladas, a los modelos numéricos se les asignó una carga distribuida equivalente sobre toda la losa, en la misma dirección de la carga aplicada por el actuador. Este valor fue el mayor correspondiente a la etapa de control por carga del protocolo de cargas establecido para las pruebas experimentales.

4.1.2 Modelo de elementos tipo cascarón

4.1.2.1 Elemento tipo muro

Para el modelo se utilizaron las dimensiones del muro de prueba, así como las propiedades de los materiales, mampostería y concreto, obtenidos con las pruebas físicas realizadas en el laboratorio. A través de un marco en 2D, se hizo la representación de los castillos y dala con elementos tipo barra, la losa de

concreto con un elemento tipo cascarón y el muro de mampostería como elemento tipo Muro según se define en ETABS [8]. En la Figura 4.1 se muestra el modelo terminado.

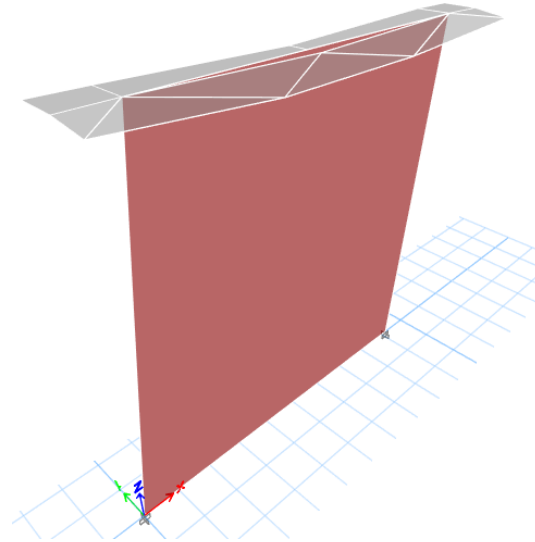


Figura 4.1. Modelo numérico de muro

Se calculó un desplazamiento lateral promedio de la losa superior al aplicar la carga de 5.2 t. Se obtuvieron desplazamientos de tres puntos diferentes: los puntos 1 y 3 se ubicaron en los costados de la losa, mientras que el punto 2 se ubicó al centro de la losa. En la Tabla 4.1 se muestran los desplazamientos de cada punto, así como el promedio de éstos.

Tabla 4.1. Desplazamientos laterales de modelo tipo Muro.

Desplazamiento punto 1 [mm]	Desplazamiento punto 2 [mm]	Desplazamiento punto 3 [mm]	Desplazamiento promedio [mm]
1.33	1.35	1.36	1.34

4.1.2.2 Elemento tipo muro discretizado

Para los modelos discretizados se utilizaron las dimensiones del espécimen de prueba, así como las propiedades de los materiales, mampostería y concreto, obtenidos de las pruebas físicas realizadas en el laboratorio. A través de modelos en 2D, se hizo la representación de los castillos y dala con elementos tipo barra, la losa de concreto con un elemento cascarón y el muro de mampostería como elemento tipo muro dividido en áreas de 4x4 y 10x10, respectivamente. Este análisis se realizó con la finalidad de observar la variación de resultados debido a la discretización. En las Figuras 4.2 y 4.3 se muestran las deformadas de los modelos para la carga aplicada.

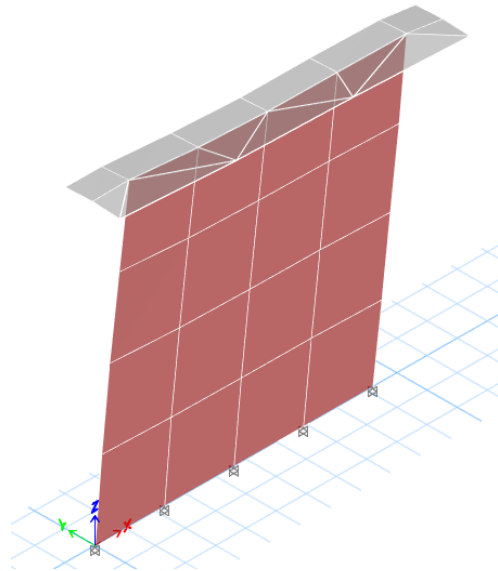


Figura 4.2. Modelo tipo Muro 4x4.

Se calculó un desplazamiento lateral promedio de la losa superior. En la Tabla 4.2 se muestran los desplazamientos de cada punto, así como el promedio de estos.

Tabla 4.2. Desplazamientos laterales de modelo tipo muro 4x4.

<i>Desplazamiento punto 1 [mm]</i>	<i>Desplazamiento punto 2 [mm]</i>	<i>Desplazamiento punto 3 [mm]</i>	<i>Desplazamiento promedio [mm]</i>
1.41	1.41	1.41	1.41

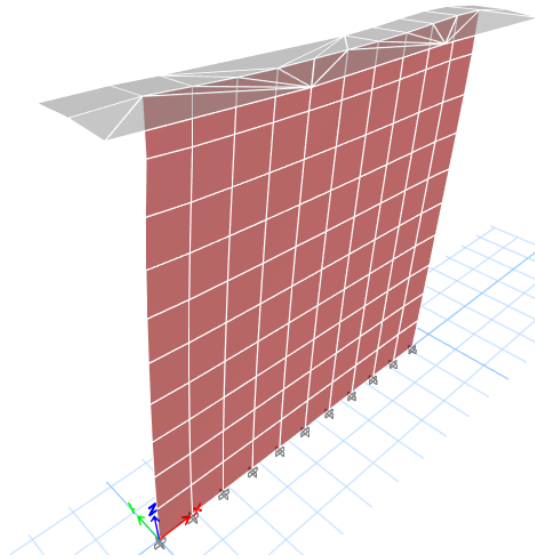


Figura 4.3. Modelo tipo Muro 10x10.

De la misma forma, en la Tabla 4.3 se muestran los desplazamientos para el modelo numérico de 10x10.

Tabla 4.3. Desplazamientos laterales de modelo tipo muro 10x10.

<i>Desplazamiento punto 1 [mm]</i>	<i>Desplazamiento punto 2 [mm]</i>	<i>Desplazamiento punto 3 [mm]</i>	<i>Desplazamiento promedio [mm]</i>
1.45	1.45	1.46	1.45

4.1.3 Modelo de diagonal equivalente

En las NTC-Mampostería [23], apartado 4.2 Determinación de las fuerzas laterales de diseño de muros diafragma, se mencionan los modelos de análisis para determinar la distribución de las fuerzas laterales en los elementos resistentes de la estructura entre los que se encuentra el modelo de la diagonal

equivalente. En este modelo se sustituye el muro por un elemento diagonal biarticulado a compresión hecho del mismo material, con una geometría determinada según la Figura 4.4.

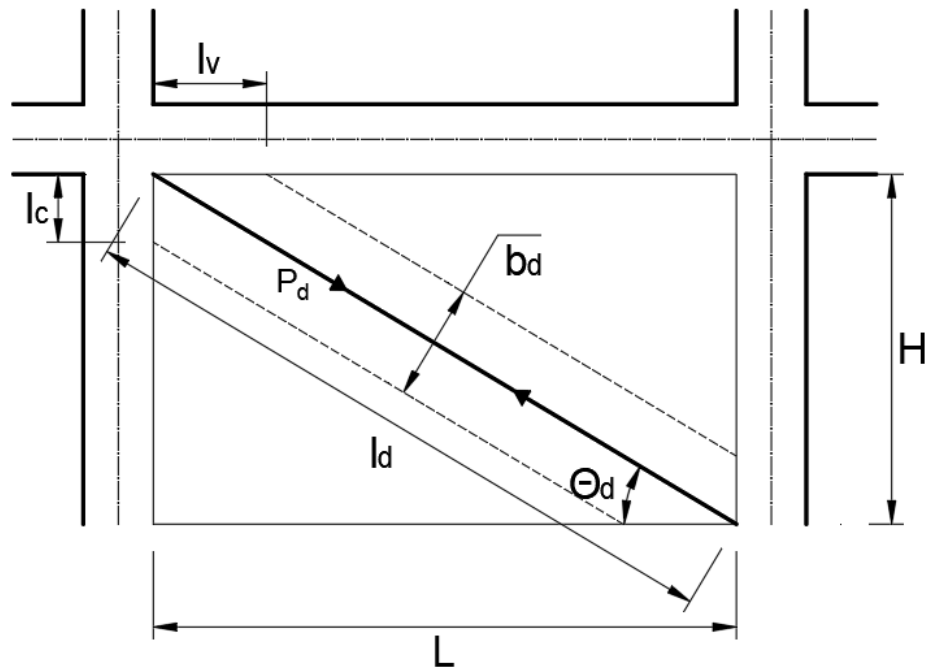


Figura 4.4. Geometría de la diagonal equivalente (adaptada de [23]).

Este método de análisis se describe en las NTC-Mampostería [23] como una alternativa de análisis para muros diafragmas de este material. Estos son elementos que están rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural de acero o concreto al que proporcionan rigidez ante cargas laterales al actuar como diafragma. La función del marco es resistir las cargas verticales y la flexión general, así como confinar el muro [29].

Este procedimiento solo se especifica para muros diafragma, sin embargo, se hicieron pruebas con muros confinados, como es este caso, con el motivo de observar y analizar las diferencias en los resultados.

La sección transversal de la diagonal equivalente conservó el espesor del muro, con un ancho igual a:

$$b_d = 0.5 * \sqrt{l_c^2 + l_v^2} \leq \frac{l_d}{4} \quad (13)$$

Donde:

l_c longitud de contacto del muro con la columna;

l_v longitud de contacto del muro con la viga; y

l_d longitud de la diagonal.

$$l_c = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4E_f I_c H}{E_m t \operatorname{sen}(2\theta_d)} \right)^{1/4} \quad (14)$$

$$l_v = \pi \left(\frac{4E_f I_v L}{E_m t \operatorname{sen}(2\theta_d)} \right)^{1/4} \quad (15)$$

$$l_d = (H^2 + L^2)^{1/2} \quad (16)$$

Donde:

E_f, E_m módulo de elasticidad, para cargas de corta duración, del material del marco y de la mampostería, respectivamente;

I_c, I_v momentos de inercia de la sección transversal bruta de la columna y de la viga;

H altura libre del muro;

L longitud libre del muro; y

$\theta_d = \tan^{-1} H/L$ ángulo que forma la diagonal del muro con la horizontal.

Para esto, previamente se determinaron los módulos de elasticidad de la mampostería, así como del concreto. La altura y longitud libres del muro

fueron 240 y 230 cm, respectivamente. Los castillos y dala, en lugar de la viga, tenían una geometría de 12 cm x 20 cm. Se calculó el momento de inercia como:

$$I_v = I_c = \frac{bh_0^3}{12} = \frac{12 \text{ cm} \times (20 \text{ cm})^3}{12} = 8,000 \text{ cm}^4$$

La longitud de contacto del muro con la columna, como:

$$l_c = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4 \times 99,502.76 \times 8,000 \times 240}{19,578 \times 12 \times \text{sen}(2 \times 46.22)} \right)^{1/4} = 66.72 \text{ cm}$$

La longitud de contacto del muro con la viga:

$$l_v = \pi \left(\frac{4 \times 99,502.76 \times 8,000 \times 240}{19,578 \times 12 \times \text{sen}(2 \times 46.22)} \right)^{1/4} = 132.04 \text{ cm}$$

La longitud de la diagonal:

$$l_d = ((230 \text{ cm})^2 + (240 \text{ cm})^2)^{1/2} = 332.42 \text{ cm}$$

Y el ancho de la diagonal, como el menor de:

$$b_d = 0.5 \times \sqrt{(66 \text{ cm})^2 + (132 \text{ cm})^2} = 73.97 \text{ cm} \quad \text{y} \quad \frac{l_d}{4} = 83.10 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el ancho de la diagonal fue igual a 73.97cm.

Continuando con la modelación en el programa de cómputo, se utilizaron las dimensiones del muro de prueba, así como las propiedades de los materiales, mampostería y concreto, obtenidos por las pruebas físicas realizadas en el laboratorio. En la Figura 4.5 se observa el modelo final con la diagonal equivalente.

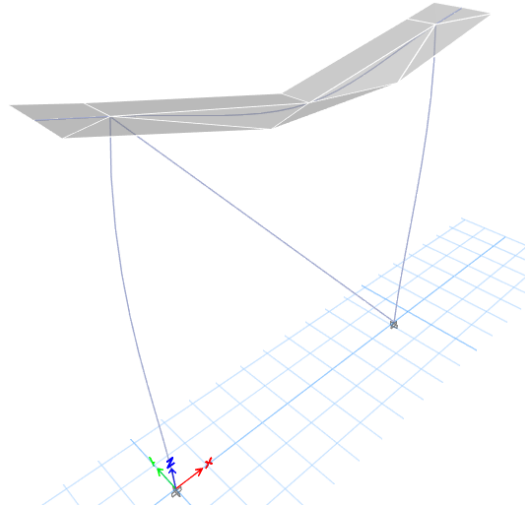


Figura 4.5. Diagonal equivalente.

Se calculó un desplazamiento lateral de la losa superior. En la Tabla 4.4 se muestran los desplazamientos de tres puntos y su promedio.

Tabla 4.4. Desplazamientos laterales de modelo diagonal equivalente.

<i>Desplazamiento punto 1 [mm]</i>	<i>Desplazamiento punto 2 [mm]</i>	<i>Desplazamiento punto 3 [mm]</i>	<i>Desplazamiento promedio [mm]</i>
1.88	1.93	1.94	1.92

4.1.4 Modelo tri-diagonal

En la Guía para el Análisis de Estructuras de Mampostería [5] propuesta por la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural se presentó un método para el análisis de las fuerzas laterales y su deformabilidad. Éste consiste en múltiples diagonales equivalentes, ya que es un modelo ligeramente más refinado que toma en cuenta las concentraciones de momentos y fuerzas cortantes en los elementos del marco.

Se determinó que el modelo de múltiples diagonales más adecuado es el de tres diagonales, donde la diagonal principal tiene el 50% del área de la diagonal

equivalente y cada diagonal adicional el 25%. La distancia en la que se conectan es $z/2$, considerándolas paralelas entre sí (Crisafulli [6]).

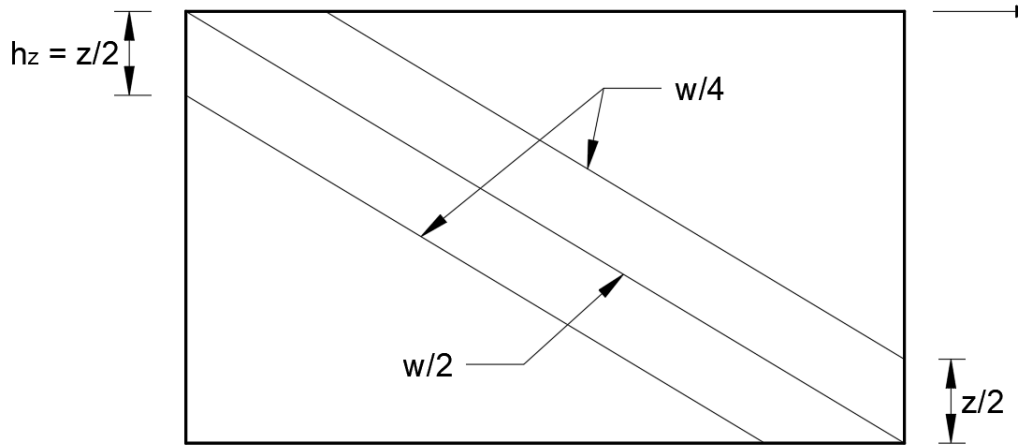


Figura 4.6. Múltiples diagonales (Guía Mampostería [5])

Bazán y Meli [2] propusieron la ecuación (17) para calcular el ancho de la diagonal equivalente.

$$w = (0.35 + 0.022 \lambda) * H \quad (17)$$

Donde:

H altura libre del muro; y

λ parámetro que expresa las rigideces relativas entre muro y marco y está dada por

$$\lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m} \quad (18)$$

Donde:

E_c módulo de elasticidad del concreto;

G_m módulo de rigidez a cortante de la mampostería;

A_c área de la columna, castillo en este caso; y

A_m área del muro.

Tomando en consideración los datos previamente conocidos, se calculó el parámetro λ .

$$\lambda = \frac{99,502.76 \frac{kg}{cm^2} \times (20cm \times 12cm)}{3,915.6 \frac{kg}{cm^2} \times (230 cm \times 12 cm)} = 2.21$$

Sabiendo que la altura entre ejes del muro es de 240 cm, se determinó el ancho de la diagonal equivalente, así como sus porcentajes correspondientes.

$$w = (0.35 + 0.022 \times 2.21) \times 240 cm = 95.67 cm$$

$$w_1 = 95.67 \times 0.5 = 47.83 cm$$

$$w_2 = 95.67 \times 0.25 = 23.92 cm$$

La separación de las diagonales se calculó con el criterio de Stafford Smith (ver Crisafulli [6]), el cual asigna la siguiente ecuación.

$$z = \frac{\pi}{2 \lambda_h} H \quad (19)$$

Donde λ_h se puede calcular como:

$$\lambda_h = \sqrt{\frac{E_m \times e \times H^2}{4 E_c I_c}} \quad (20)$$

Donde:

I_c momento de inercia de las columnas, en este caso castillos; y

e espesor del muro.

A continuación, se presentan los cálculos de dichos parámetros.

$$\lambda_h = \sqrt{\frac{19,578 \frac{kg}{cm^2} \times 12 cm \times (240 cm)^2}{4 \times 99,502.76 \frac{kg}{cm^2} \times 8,000 cm^4}} = 2.06$$

$$z = \frac{\pi}{2 \times 2.06} \times 240 cm = 182.87 cm$$

$$\frac{z}{2} = 91.43 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la distancia entre los apoyos de las diagonales fue de 91.43 cm, considerando que todas las diagonales son paralelas entre sí.

Para un marco en 2D, se hizo la representación de los castillos, la dala y las diagonales equivalentes con elementos tipo barra y la losa de concreto con un elemento cascarón. En la Figura 4.7 se observa el modelo con las tres diagonales.

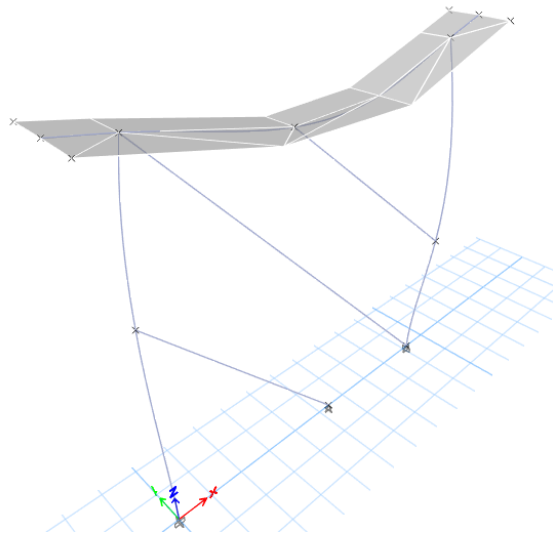


Figura 4.7. Modelo con tres diagonales equivalentes.

Se calculó un desplazamiento lateral promedio de la losa superior. La Tabla 4.5 muestra los desplazamientos de tres puntos, así como su promedio.

Tabla 4.5. Desplazamientos laterales de modelo tri-diagonal.

<i>Desplazamiento punto 1 [mm]</i>	<i>Desplazamiento punto 2 [mm]</i>	<i>Desplazamiento punto 3 [mm]</i>	<i>Desplazamiento promedio [mm]</i>
1.67	1.69	1.73	1.70

4.1.5 Resultados

En la Tabla 4.6 se presenta un resumen de los desplazamientos promedios de cada modelo numérico. Asimismo, en esta tabla, se muestran los valores de las rigideces calculadas de acuerdo con la ecuación (4), tomando un valor de 5.2 toneladas como carga lateral. De la misma forma, se calculó la rigidez y, con la ayuda de la ecuación (3), la distorsión provocada por el desplazamiento del modelo, tomando en consideración la altura del espécimen de 250 centímetros.

Tabla 4.6. Resultados para muros de análisis lineal.

<i>Modelo</i>	<i>Carga [t]</i>	<i>Desplazamiento promedio [mm]</i>	<i>Rigidez [t/mm]</i>	<i>Distorsión</i>
<i>Muro</i>	5.2	1.345	3.87	0.000542
<i>Muro 4x4</i>	5.2	1.410	3.69	0.000565
<i>Muro 10x10</i>	5.2	1.451	3.58	0.000582
<i>Diagonal simple</i>	5.2	1.917	2.71	0.000777
<i>Tri-diagonal</i>	5.2	1.699	3.06	0.000693

Comparando los desplazamientos, se observó que la distorsión mayor se presentó para el modelo de la diagonal simple, propuesta por las NTC-Mampostería [23].

En la Figura 4.8 se observa de manera gráfica la diferencia entre los valores de rigidez para diferentes modelos numéricos, así como la experimental. La rigidez mayor se presentó para el caso del modelo tipo muro, con el cual habitualmente se diseña. Nótese que todos los valores numéricos resultaron menores que la rigidez experimental inicial.

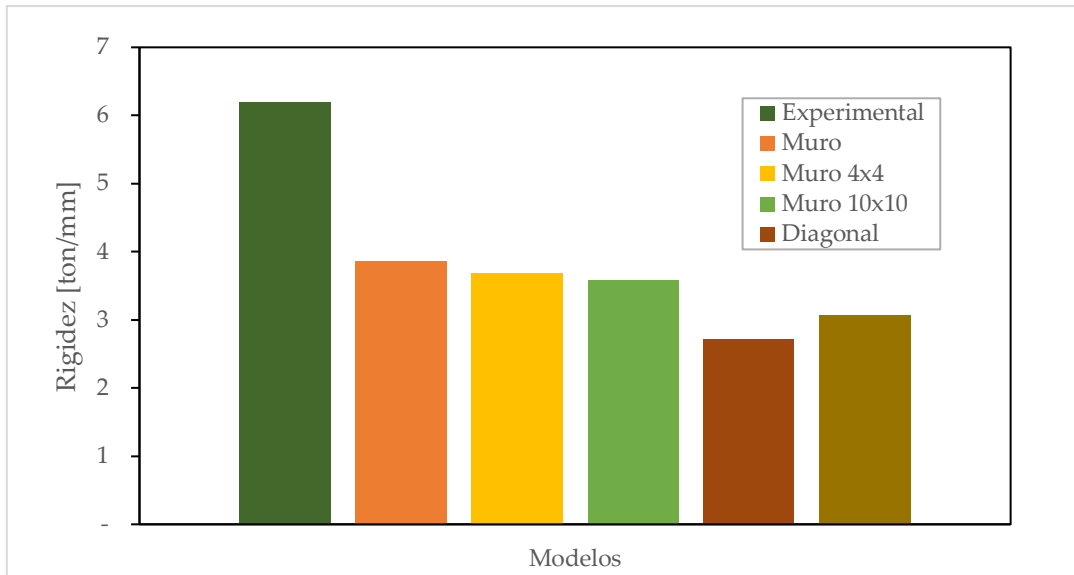


Figura 4.8. Rigideces numéricas y experimental.

De acuerdo con los resultados se puede concluir que ETABS [8] presenta desplazamientos mayores que en las pruebas experimentales, considerando los mismos valores de propiedades mecánicas y resistencia a compresión. Esto se debe a la comparación con la rigidez inicial del modelo experimental, en la cual no se ha tomado en cuenta la degradación del material. Mientras que en los modelos computacionales esperan daños mayores y rigideces inferiores.

Las NTC-Sismo [24] proponen diferentes tipos de análisis sísmico. Para la mayoría de las estructuras se permiten análisis estáticos y dinámicos lineales, mientras que para edificaciones específicas se requieren análisis dinámicos no lineales. Sin embargo, los análisis lineales arrojan solamente un resultado, haciendo suposiciones, a lo largo del desarrollo del movimiento sísmico, que no concuerdan con un comportamiento realista de las estructuras, lo cual puede generar errores o malentendidos.

En la Figura 4.9 se analizó de manera gráfica el cambio de la rigidez obtenida del ensaye experimental ante diferentes distorsiones y aquellas calculadas con el análisis numérico. En el ensaye experimental, se observó que la rigidez

disminuye conforme las distorsiones aumentan, esto debido al aumento en las cargas laterales y el daño generado al espécimen. De manera contraria, en los modelos numéricos, ya que solo se obtiene un dato de desplazamiento y distorsión, se supone que la rigidez es constante para diferentes distorsiones. Sin embargo, se comprobó que la rigidez final supuesta por el modelo numérico es mucho mayor al valor experimental observado en el espécimen.

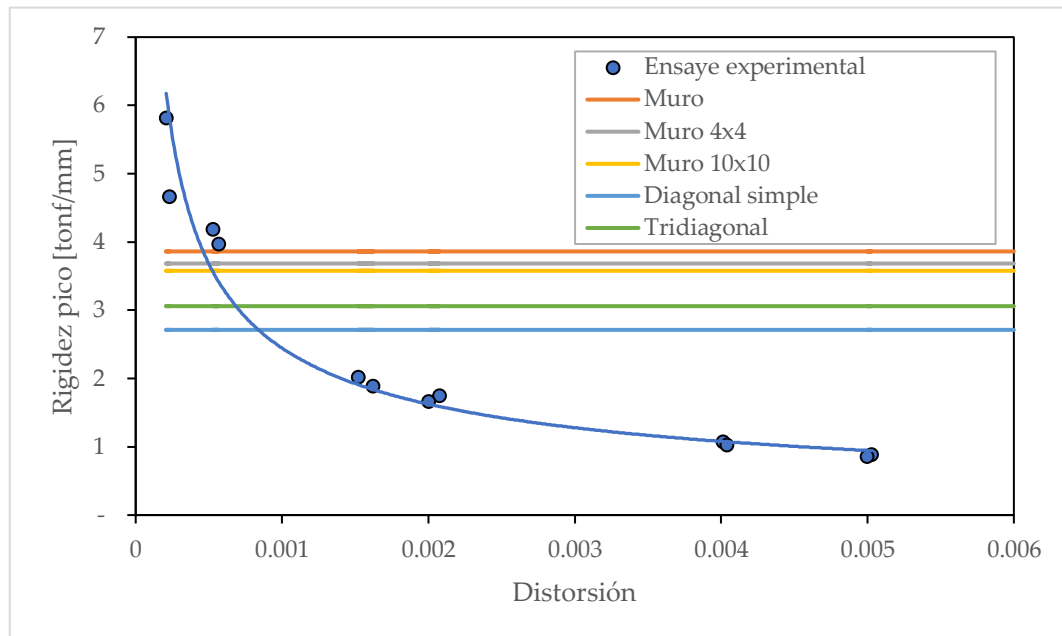


Figura 4.9. Rigidez contra distorsión.

4.2 Análisis no lineal

Se realizó un análisis dinámico no lineal, tipo paso a paso, considerando un modelo de columna ancha con sección transversal basada en elementos tipo fibra. Al modelo se le asignaron dos articulaciones, una de flexión y la otra de cortante. Por medio de las articulaciones se determinó su respuesta en función de una curva fuerza-desplazamiento, para posteriormente la obtención de distorsiones. Se utilizó el programa de análisis estructural SAP2000 [30].

4.2.1 Cargas aplicadas e historia de desplazamientos

A los especímenes experimentales se les aplicó una carga vertical puntual de 15 toneladas sobre la losa superior, debido a que este modelo es a base de una columna ancha, se le aplicó la misma carga puntual de 15 toneladas en la parte superior. Esta simula la carga recibida normalmente por el resto de la estructura debida a pisos superiores.

Con el objetivo de someter al modelo numérico bajo las mismas condiciones que el ensaye experimental, este análisis se controló por medio de desplazamientos, y se aplicó la misma historia de desplazamientos aplicada al espécimen 5. Recordando el protocolo de carga en la sección 3.1.3, en la Figura 4.10 se observan de manera gráfica los desplazamientos experimentales aplicadas al espécimen y al modelo.

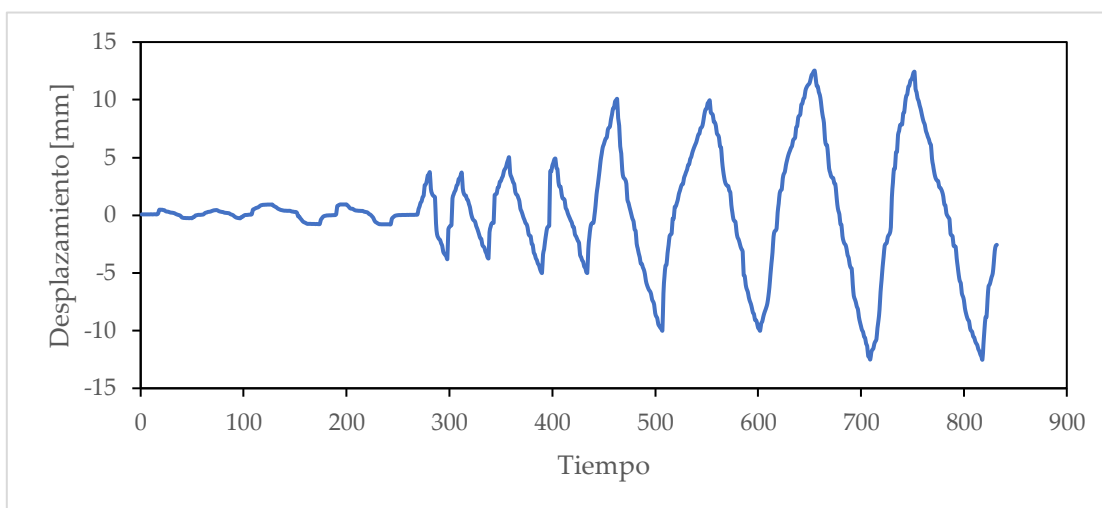
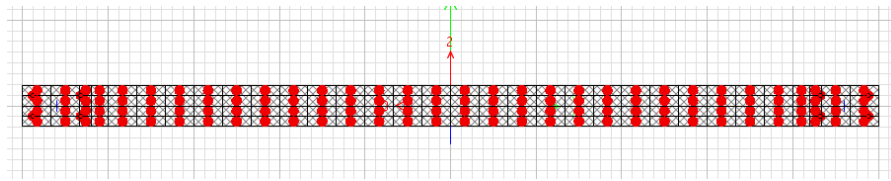


Figura 4.10. Historia de desplazamientos aplicada al espécimen experimental y al modelo.

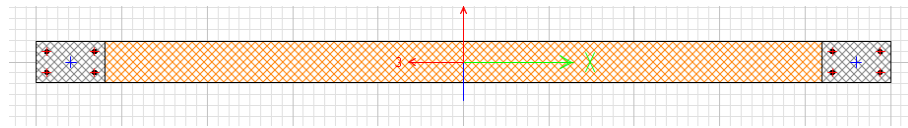
4.2.2 Calibración

Los modelos de fibras se basan en la división de la sección transversal del elemento en áreas pequeñas en las cuales se evalúan los parámetros de rigidez y deformación [25]. En la Figura 4.11 se muestra el corte transversal del

modelo final del espécimen a base de fibras, compuesto por mampostería y castillos de concreto en las orillas.



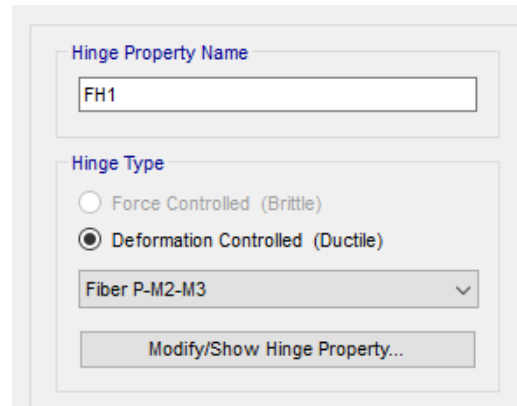
a. División de fibras en modelo.



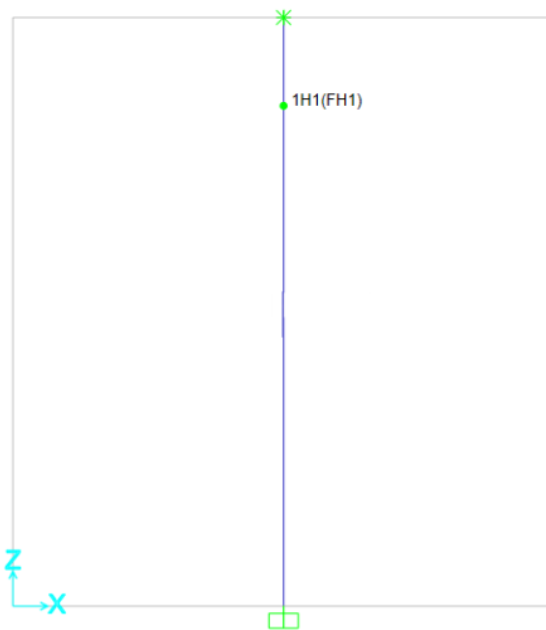
b. Materiales de muro.

Figura 4.11. Modelo de columna ancha a base de fibras.

De la misma forma se agregaron dos articulaciones diferentes, con los cuales se representaba el momento flexionante y el esfuerzo cortante del muro. Para la articulación de momento flexionante se seleccionó aquella para fibras y momentos en ambos sentidos, disponible en el programa. Se ubicó a un décimo de la altura del modelo desde la base. En la Figura 4.12 se muestra la asignación de la articulación de momento flexionante en el programa.



a. Asignación de articulación de momento



b. Modelo de columna ancha con articulación de momento

Figura 4.12. Definición de articulación para momento flexionante.

El programa SAP2000 [30] proporciona diferentes tipos de curvas de histéresis para la representación del esfuerzo cortante del muro. Ensayando cada una de las curvas se decidió hacer uso del “modelo de pivote”, ya que presentó ciertas ventajas que permitieron su mejor acoplamiento a las características de la prueba experimental.

La principal ventaja del modelo es su habilidad para capturar las características no lineales, permitiendo controlar la degradación de la curva de histéresis, de miembros complicados con solo tres parámetros (α_1 , α_2 , β_1 , β_2 y η).

Otra ventaja es principalmente la asimetría entre la carga positiva y negativa, ya que los parámetros α_1 , α_2 , β_1 y β_2 , pueden ser diferentes en ambas ramas. Asimismo, este modelo toma en cuenta cargas cíclicas, ya que a través del parámetro η considera la degradación que sufre el elemento ante carga cíclica.

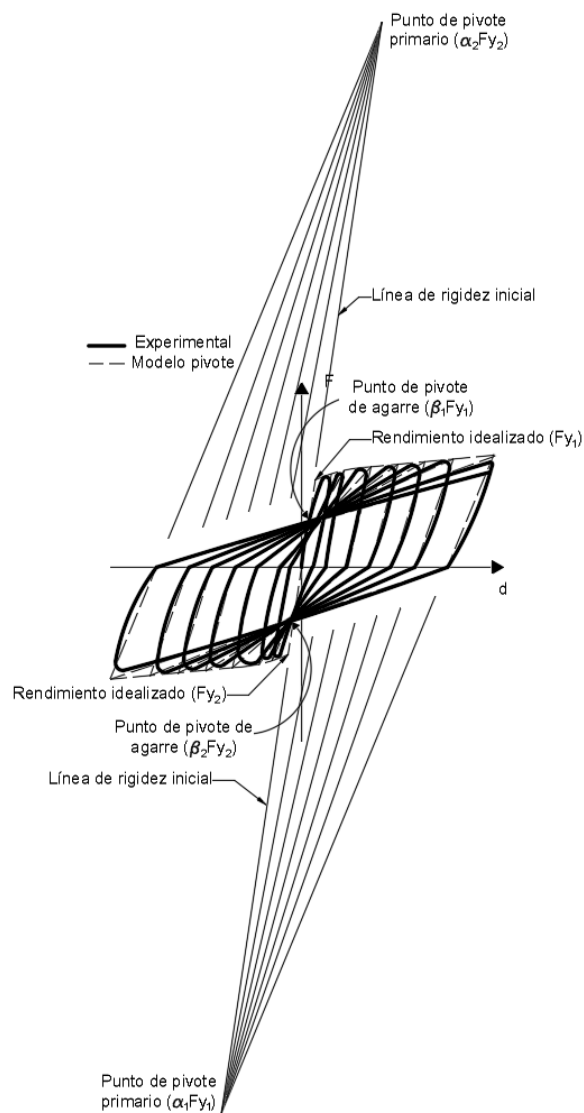


Figura 4.13. Comportamiento típico de curvas desplazamiento-fuerza de elementos de concreto reforzado. (adaptada de [7])

Asimismo, observaciones experimentales muestran que la descarga, regresar a la fuerza cero desde cualquier nivel de desplazamiento, es generalmente guiada hacia un solo punto en el plano de la curva fuerza-desplazamiento, en la línea idealizada de rigidez inicial. A este punto se le denomina como punto de pivote primario y se determina como la cantidad de veces el esfuerzo de fluencia. Como ya se mencionó, el modelo de pivote permite dos valores diferentes de este parámetro, ya que α_1 altera la pendiente de las líneas de descarga hacia el sentido negativo y α_2 hacia el sentido positivo, por lo que toman valores entre 0 y 10 (ver Figura 4.13).

De la misma forma se observó que todos los caminos de fuerza-desplazamiento tienden a cruzar la línea de carga elástica en aproximadamente el mismo punto. A este punto se le conoce como punto de pivote de agarre y se determina como el porcentaje del esfuerzo de fluencia. Igual que el parámetro anterior, se permiten dos valores diferentes para los indicadores del punto de pivote de agarre, β_1 establece el punto por el cual pasarán las líneas de recarga hacia el sentido positivo, mientras β_2 hacia el sentido negativo, por lo cual toman valores entre 0 y 1 (ver Figura 4.13).

De la misma forma, para tomar en consideración la rigidez inicial suavizada después del comportamiento no lineal, las líneas de carga elástica pueden rotar en función de la deformación máxima y el parámetro η , aceptando valores entre 0 y 1. Es un modelo capaz de especificar el grado de pérdida de rigidez inicial.

En la Figura 4.14 se observa una vista previa del modelo de pivote en el programa SAP2000 [30]. Para este modelo, el programa permite introducir los valores de los parámetros α_1 , α_2 , β_1 , β_2 y η .

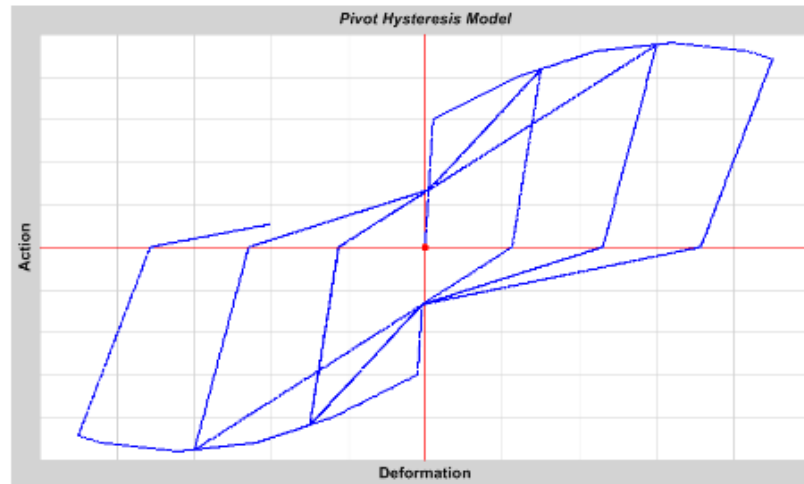


Figura 4.14. Ejemplo de modelo de pivote.

En la Figura 4.15 se grafican los pasos a través de los cuales se conforman las curvas de histéresis del modelo de pivote. Comienza en el origen, cargando al elemento, siguiendo la línea elástica y atravesando el punto de pivote de agarre, $\beta_1 Fy_1$. Después se procede a descargarlo hacia el punto de pivote, $\alpha_1 Fy_1$, hasta llegar a una fuerza de 0 toneladas y comenzar a cargarlo en sentido contrario. En esta dirección pasa por el punto de pivote de agarre $\beta_2 Fy_2$, para finalmente comenzar a descargar en el sentido del punto de pivote, $\alpha_2 Fy_2$, hasta llegar a una fuerza de 0 toneladas, con la finalidad de comenzar nuevamente a cargar el elemento en el primer sentido y repetir lo anterior, formando la curva de histéresis.

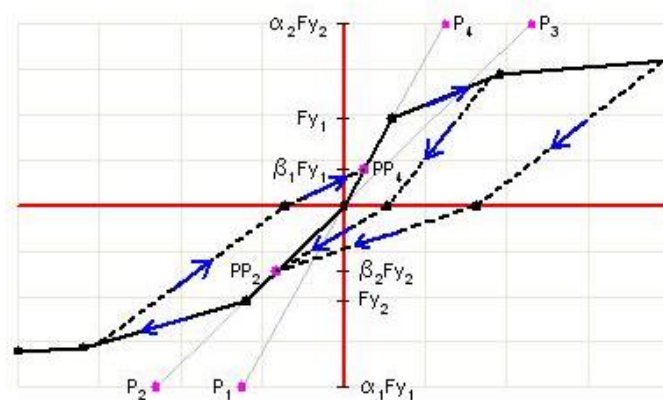


Figura 4.15. Parámetros de modelo de pivote (tomada de [30]).

Después de calibrar el modelo se obtuvieron los valores de los parámetros α_1 , α_2 , β_1 , β_2 y η , específicamente para el promedio de los resultados de los muros ensayados. En la Figura 4.16 se presenta en color negro el promedio de las envolventes resultantes de las pruebas experimentales.

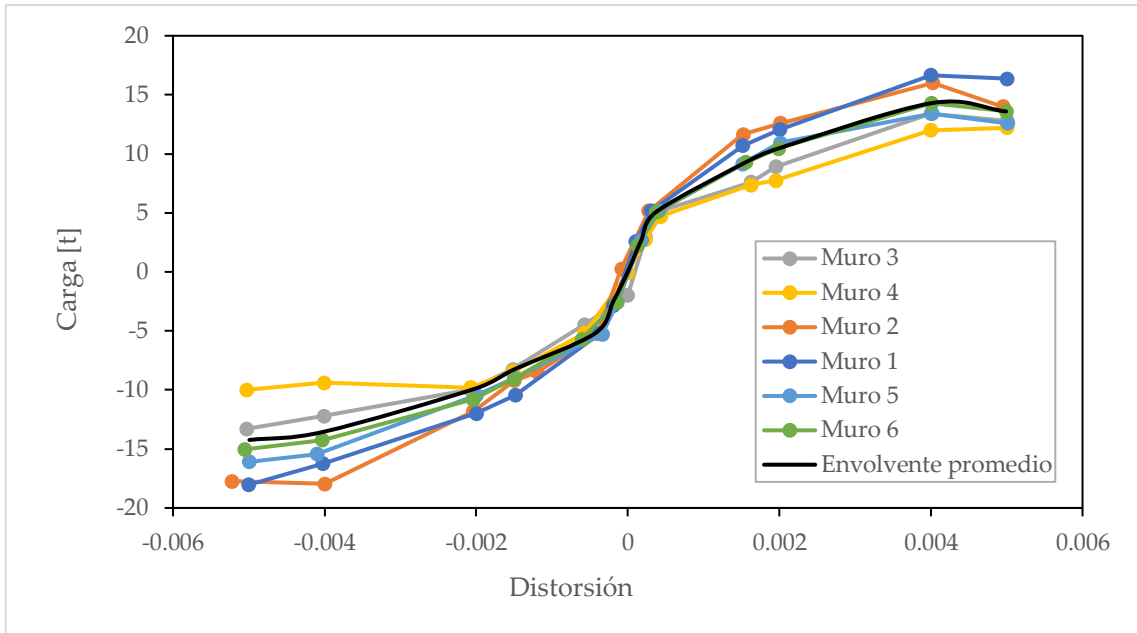


Figura 4.16. Envolvente promedio de curva carga-distorsión.

Tomando en consideración la simetría entre las ramas positiva y negativa de la envolvente resultante, se optó por dejar igual los valores de los parámetros en ambos sentidos. A continuación, se muestran los valores finales usados para este trabajo.

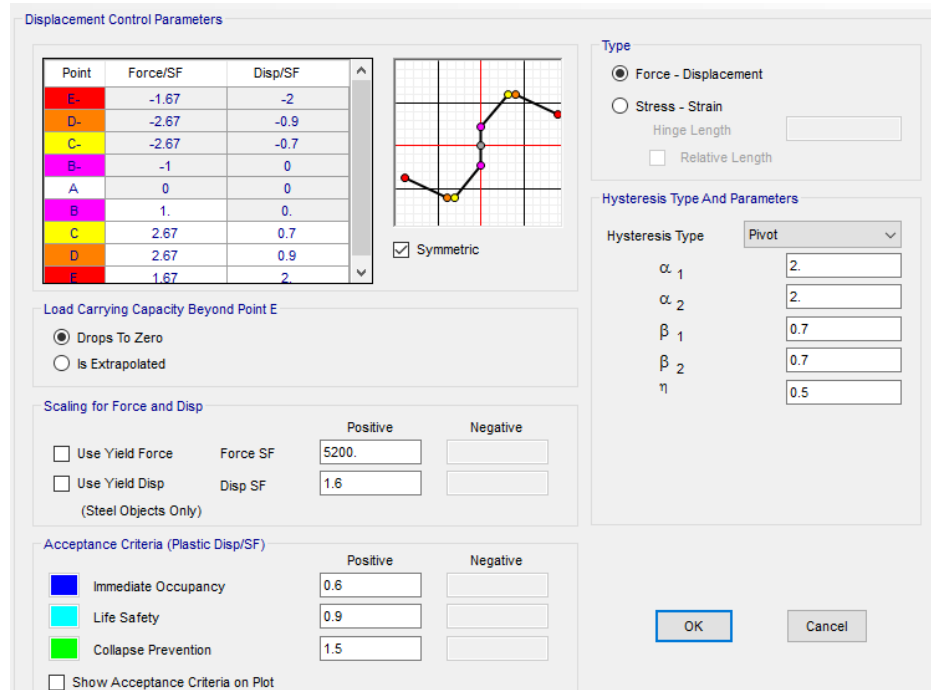
$$\alpha_1 = \alpha_2 = 2$$

$$\beta_1 = \beta_2 = 0.7$$

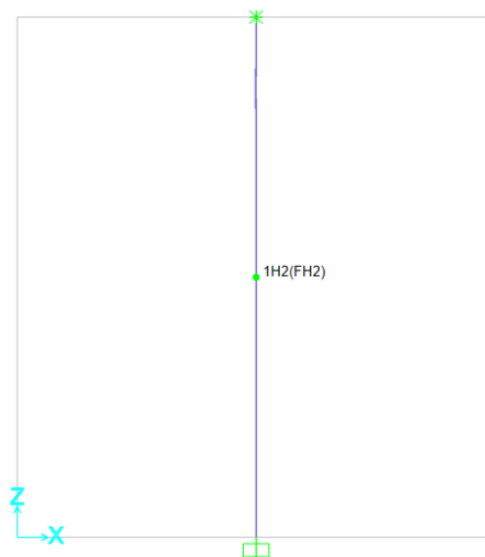
$$\eta = 0.5$$

El programa brinda la opción de modificar de manera puntual los parámetros de control de desplazamiento, a través de una curva absoluta de fuerza-desplazamiento. En ella se determina la resistencia y desplazamiento de ductilidad, para después construir la curva con proporciones de estos. En la

Figura 4.17 se muestra el resultado final de la calibración para la articulación de cortante de este modelo numérico, la cual se colocó a mitad de la altura de la columna.



a) Asignación de articulación de cortante.



b) Modelo de columna ancha con articulación de cortante.

Figura 4.17. Definición de articulación para cortante.

4.2.3 Modelado

Este modelo numérico fue realizado en el programa SAP2000 [30], utilizando un componente de columna ancha basada en elementos tipo fibra. Se le asignaron dos articulaciones concentradas, una a cortante y la otra a momento flexionante.

En la Figura 4.18 se muestra la configuración del modelo para este análisis.

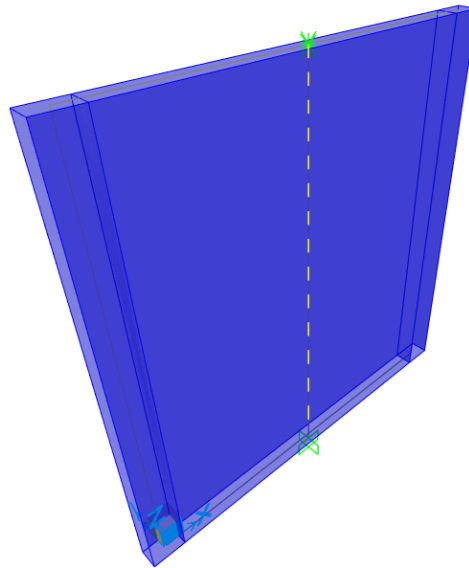


Figura 4.18. Modelo de muro a base de una columna ancha de fibras.

4.2.4 Resultados

En la Figura 4.19 se muestra la curva de histéresis resultante del modelo numérico, así como la envolvente promedio de las pruebas experimentales. Se observó que la aproximación del modelo a la envolvente experimental, mediante la calibración de la curva de cortante, fue cercana. Esto confirma que el modelo numérico representa de manera aceptable los resultados de los ensayos experimentales.

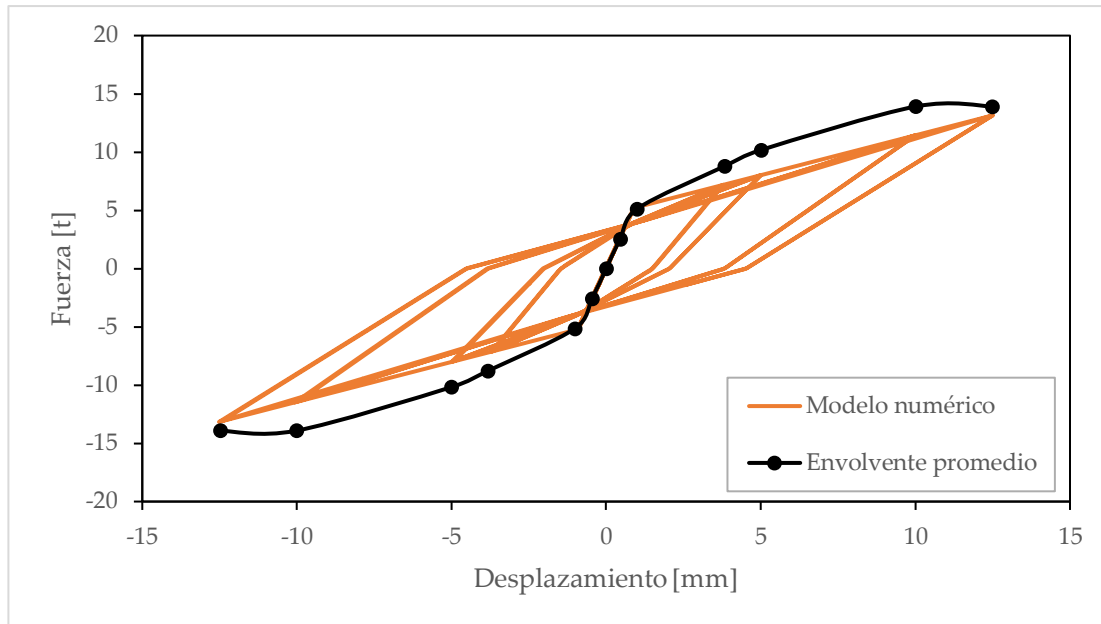


Figura 4.19. Curva de histéresis numérica y envolvente promedio.

De forma similar, la Figura 4.20 muestra la comparación de las curvas de histéresis experimental (muro 5) y la numérica. Se pueden observar algunas diferencias significativas entre ellas. El modelo numérico presentó valores menores, que resultan conservadores.

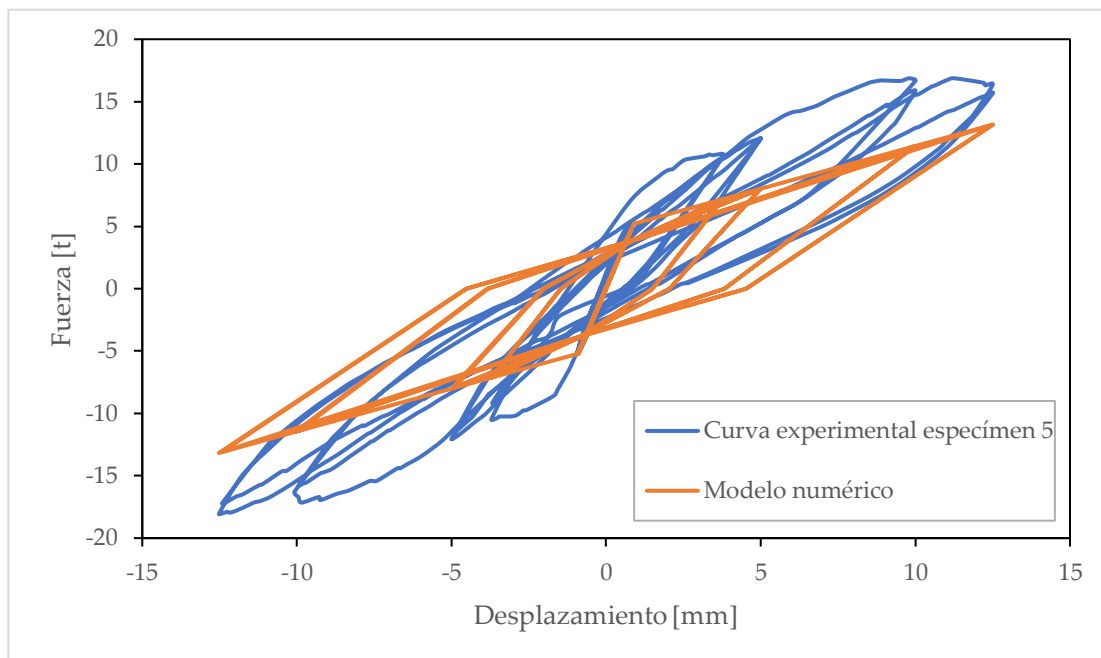


Figura 4.20. Curvas de histéresis experimental y espécimen 5

Capítulo 5 Modelado de un edificio de tres niveles.

Tomando en consideración los resultados previamente obtenidos de las pruebas experimentales y numéricas con los muros aislados, se realizaron dos modelos de un edificio de tres niveles de mampostería, el cual estaba compuesto por diversos muros de mampostería confinada. Se efectuaron análisis lineales y no lineales, variando el tipo de modelo para cada uno.

5.1 Geometría

El edificio por analizar se encuentra compuesto por tres niveles como se aprecia en la Figura 5.1. En cada nivel se disponen tres muros confinados de mampostería, dos de las mismas dimensiones y el restante más estrecho. De la misma forma, se cuenta con espacio para puertas entre los muros. Todos los muros se encontraron confinados en los extremos por castillos de 15 centímetros de largo por 12 centímetros de espesor y en la parte superior por dalas de 24.6 centímetros de altura por 12 centímetros de espesor. La altura de entrepiso en todos los casos fue de 2.50 metros, altura promedio en las viviendas de la Ciudad de México, completando una altura total de 7.50 metros. De la misma forma, se contó con un sistema de losa maciza de 3.20 metros por

7.16 metros y un peralte de 16 centímetros. En la Figura 5.1 se muestra la configuración del edificio y en la Figura 5.2 los detalles castillos y dalas.

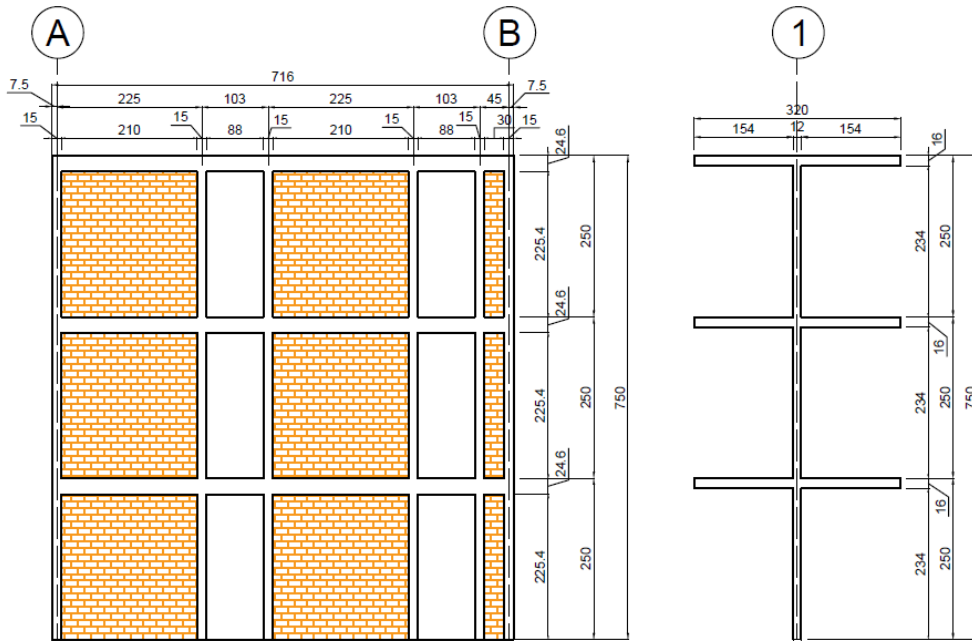


Figura 5.1. Configuración de estructura, vista lateral y corte transversal (dimensiones en cm).

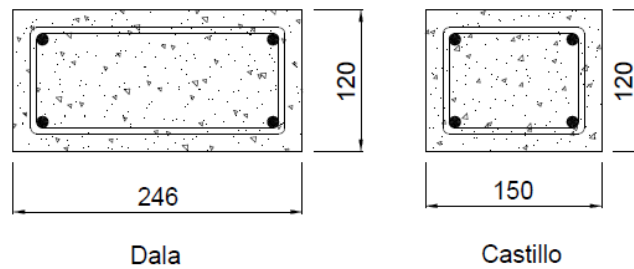


Figura 5.2. Detalles tipo de dalas y castillos (dimensiones en mm).

5.2 Ubicación

Para efectos de la investigación, la estructura se supuso ubicada junto a la estación sismológica NILT, del Instituto de Ingeniería, ubicada en el estado de Oaxaca, con las coordenadas geográficas (-94.616947, 16.565153). De acuerdo con la zonificación sísmica a nivel nacional, propuesta en el CDS-MDOC-CFE-

2015 [15], esta ubicación se encuentra en la zona sísmica D, de muy alta intensidad sísmica.

5.3 Materiales

Los materiales utilizados para los modelos computacionales del edificio fueron los mismos que los obtenidos en las pruebas de los muros aislados. Su desarrollo y obtención se encuentra en el apartado 3.2.2. La Tabla 5.1 muestra un resumen de sus propiedades

Tabla 5.1. Tabla resumen de propiedades de materiales.

<i>Propiedades</i>	<i>Mampostería</i>	<i>Concreto</i>
<i>Resistencia a compresión [kg/cm²]</i>	32.6	154.7
<i>Módulo de elasticidad [kg/cm²]</i>	19,579.6	99,502.3
<i>Módulo de cortante [kg/cm²]</i>	3,915.9	41,459.3
<i>Coefficiente de Poisson</i>	0.25	0.20
<i>Peso volumétrico [kg/m³]</i>	1,300	2,400

5.4 Análisis lineal

Este análisis se realizó mediante el uso de elementos tipo cascarón para los muros de mampostería y las losas, mientras que los castillos y dalas se representaron con elementos tipo barra. Estos modelos se llevaron a cabo en el programa SAP2000 [30].

5.4.1 Combinaciones y factores de carga

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones [22], se consideraron las combinaciones y factores de carga asignados conforme a las siguientes reglas:

“Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales por sismo, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos, la totalidad de la acción del sismo en una dirección y el treinta por ciento de la acción por sismo en la dirección ortogonal. Para combinaciones de este tipo, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación.”

5.4.2 Factores de diseño

Con el propósito de llevar a cabo los análisis, es necesario determinar diferentes criterios necesarios en el procedimiento, tales como el factor de comportamiento sísmico, factor de sobrerresistencia índice y factor de redundancia. Éstos se determinaron de acuerdo con CDS-MDOC-CFE-2015 [15].

5.4.2.1 Factor de comportamiento sísmico

El factor de comportamiento sísmico (Q) es un valor de diseño que permite indicar el porcentaje de deformación permitido para la estructura de acuerdo con el tipo de material utilizado en su construcción, así como la estructuración propia del edificio.

De acuerdo con parámetros establecidos en el CDS-MDOC-CFE-2015 [15] y las NTC-Sismo [24], tomando en consideración el tipo de material utilizado, muros de carga de mampostería de piezas macizas confinada por castillos y dalas, para el factor de comportamiento sísmico se consideró un valor de 2. Por lo cual, el edificio no presentó grandes deformaciones y daños menores.

5.4.2.2 Factor de sobrerresistencia índice

El factor de sobrerresistencia índice (R_0) busca incluir en el diseño sísmico la resistencia adicional que tiene la estructura producto de la redistribución de esfuerzos internos, endurecimiento por deformación del acero, sobredimensionamiento de elementos, entre otros (Scaramelli [31]).

De acuerdo con el CDS-MDOC-CFE-2015 [15], atendiendo que los muros están fabricados por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos y dalas de concreto reforzado, se escogió un valor de 2.5

5.4.2.3 Factor de redundancia

El factor de redundancia (ρ) se encuentra relacionado con la cantidad de líneas verticales de resistencia sísmica (ejes de columnas) y principalmente con la cantidad de rótulas plásticas requeridas para formar el mecanismo de colapso de la estructura (Moses [23]).

Tomando en consideración que sólo se cuenta con un eje de tres muros confinados paralelos a la dirección de análisis se escogió un valor de ρ igual a 0.8.

5.4.3 Análisis modal espectral

Una de las propuestas para el análisis lineal fue llevar a cabo un análisis modal espectral, de acuerdo con los criterios del CDS-MDOC-CFE-2015 [15]. Este

análisis recurre a espectros elástico y de diseño para determinar la respuesta de la estructura en términos de desplazamiento y distorsiones.

Para obtener los espectros elástico y de diseño se hizo uso de la herramienta Programa de Diseño Sísmico (PRODISIS [28]). En este programa fue necesario ingresar los valores obtenidos para la estructura, tales como el factor de comportamiento sísmico, las condiciones de irregularidad, factor de sobrerresistencia y de redundancia. Finalmente, el análisis sólo se revisó para el estado límite para prevención de colapso.

5.4.3.1 Condiciones de irregularidad

De acuerdo con el CDS-MDOC-CFE-2015 [15] es necesario clasificar la estructura de acuerdo con su irregularidad, por lo cual se plantearon ciertas condiciones a evaluar. En la Tabla 5.2 se muestran las mismas para esta estructura.

Tabla 5.2. Condiciones de regularidad.

<i>Condición</i>	<i>Evaluación</i>	<i>Justificación</i>
La distribución en planta de masas, muros y otros elementos resistentes, es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Estos elementos son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.	Se cumple	Es un análisis en dos dimensiones, por lo que cumple.
La relación entre la altura y la dimensión menor de la base no es mayor que 2.5.	Se cumple	El cociente resultante es de 2.3, ya que la altura es de 7.50 m y la dimensión menor es de 3.20 m.
La relación entre largo y ancho de la base no excede de 2.5.	Se cumple	El cociente resultante es de 2.24, ya que el largo es

		de 7.16 m y el ancho es de 3.20 m.
En planta no se tienen entrantes ni salientes cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la entrante o saliente.	Se cumple	No se tienen entrantes o salientes.
En cada nivel se tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.	Se cumple	Ya que se cuenta con un sistema de losa maciza con un peralte adecuado se asume que tendrá la rigidez suficiente.
No se tienen aberturas en los sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la abertura. Las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede, en ningún nivel, 20% del área de la planta.	Se cumple	No se tienen aberturas en las losas.
El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% ni menor que 70% del correspondiente al piso inmediato inferior. El último nivel de la construcción está exento de condiciones de peso mínimo.	Se cumple	Todos los pisos están sometidos a las mismas cargas.
Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% ni menor que 70% de la del piso inmediato inferior. El último piso de la construcción está	Se cumple	Todos los niveles son iguales.

exento de condiciones de área mínima. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores.

<p>En todos los pisos, todas las columnas están restringidas en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas</p>	<p>Se cumple</p>	<p>Todos los castillos tienen dalas o losas planas en ambas direcciones.</p>
<p>La rigidez y la resistencia al corte de cada entrepiso no excede en más de 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de esta condición.</p>	<p>Se cumple</p>	<p>Debido a que la geometría de la planta no cambia en todos los niveles, la rigidez es la misma.</p>
<p>En cada entrepiso, la excentricidad torsional calculada estáticamente no excede en más de 10% su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad torsional.</p>	<p>Se cumple</p>	<p>Debido a que el análisis se realizó en un sentido sobre el eje 1 de la estructura no se presenta excentricidad torsional.</p>

De acuerdo con la tabla 3.1. Factor correctivo por irregularidad del CDS-MDOC-CFE-2015 [15] α es igual a 1.

5.4.3.2 Espectros

Finalmente, los espectros mostrados en la Figura 5.3 resultan del programa PRODISIS [28] al ingresar los datos previamente mencionados, tomando en cuenta un amortiguamiento del 5%.

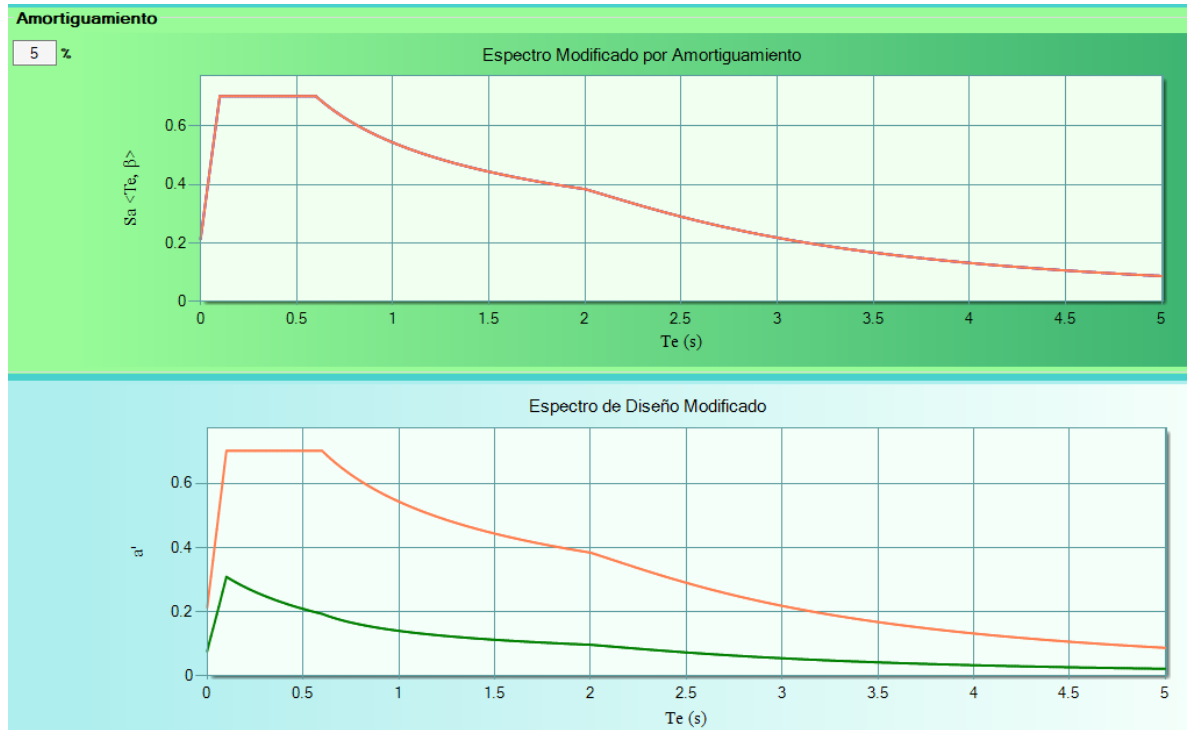


Figura 5.3. Espectros elástico y de diseño.

5.4.3.3 Modelado

Este modelo numérico fue realizado en el programa SAP2000 [30], utilizando elementos tipo cascarón para los muros y losas, mientras que los castillos y dalas se representaron con elementos tipo barra.

Se utilizaron las dimensiones antes descritas, así como las propiedades de los materiales, mampostería y concreto, obtenidos de las pruebas físicas realizadas en el laboratorio. El análisis sólo se realizó en dirección del eje X, paralelo al eje horizontal de la estructura en 2D.

Se aplicó una carga distribuida de 2 t/m sobre las dalas, la cual incluye cargas muertas y vivas.

Es necesario mencionar que de acuerdo con las NTC-Concreto [21], cuando se apliquen métodos de análisis lineal, en el cálculo de las rigideces de los

miembros estructurales se toman en cuenta los efectos del agrietamiento, por lo que la inercia de los castillos se ve reducida en un 30%, mientras que la inercia de las dalas se disminuye en un 50%.

El análisis sólo se hizo para revisión contra colapso, por lo que la estructura solo se vio afectada por el espectro de diseño.

En la Figura 5.4 se muestra la configuración final del modelo para este análisis.



Figura 5.4. Edificio de tres niveles con elementos tipo cascarón y barra, modelado dinámico.

5.4.3.4 Resultados

En la Tabla 5.3 se presentan los desplazamientos obtenidos del programa computacional. Los desplazamientos laterales totales fueron medidos desde el mismo punto, la base del edificio, mientras que los relativos fueron los de cada entrespiso.

Tabla 5.3. Desplazamientos laterales de análisis modal espectral.

<i>Nivel de entrespiso</i>	<i>Desplazamiento total [mm]</i>	<i>Desplazamiento relativo [mm]</i>
1	1.502	1.502
2	3.521	2.019
3	5.250	1.729

Una vez realizado el análisis y determinados los desplazamientos de cada piso, se procedió a calcular las distorsiones de entrepiso. De acuerdo con CDS-MDOC-CFE-2015 [15], las distorsiones de entrepiso se calcularon con la ecuación (21):

$$\gamma = \frac{\Delta \times Q \times R \times \rho}{h} \quad (21)$$

Donde:

Δ es el desplazamiento relativo resultante del análisis;

h es la altura de entrepiso;

Q es el factor de comportamiento sísmico;

R es el factor de reducción por sobrerresistencia, y

ρ es el factor de redundancia.

El factor de comportamiento sísmico y de redundancia fueron determinados en la sección 5.4.2. El factor de reducción por sobrerresistencia se determinó con la ecuación (22):

$$R = \begin{cases} R_0 + 0.5 \left(1 - \sqrt{\frac{T_e}{T_a}} \right); & \text{si } T_e \leq T_a \\ R_0; & \text{si } T_e > T_a \end{cases} \quad (22)$$

Donde:

T_a es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño;

T_b es el periodo fundamental de la estructura en la dirección del análisis;

R_0 es la sobrerresistencia índice, dependiendo del sistema estructural.

Del análisis computacional se obtuvo el valor del periodo fundamental de la estructura (T_e) el cual fue de 0.24, mientras que el límite inferior de la meseta

del espectro de diseño (T_a) es de 0.10, por lo que se recurrió a igualar el valor de la sobrerresistencia índice con el factor de reducción por sobrerresistencia.

$$R = R_0 = 2.5$$

Finalmente, se calcularon las distorsiones de cada entrepiso. Como ejemplo, se muestra el cálculo para el primer nivel:

$$\gamma = \frac{\Delta \times Q \times R \times \rho}{h} = \frac{0.1502 \text{ cm} \times 2 \times 2.5 \times 0.8}{250 \text{ cm}} = 0.0024$$

En la Tabla 5.4 se presentan las distorsiones para cada entrepiso.

Tabla 5.4. Distorsiones de entrepiso, análisis modal espectral.

<i>Entrepiso</i>	<i>Distorsiones de entrepiso</i>
1	0.0024
2	0.0032
3	0.0028

De acuerdo con el CDS-MDOC-CFE-2015 [15], se estableció un límite permisible de la distorsión para la revisión contra colapso. En este caso se tomó el valor de 0.006 correspondiente para muros de mampostería confinada de piezas macizas. De la misma forma, las NTC-Sismo [24] establecen un límite permisible de distorsión con un valor de 0.005. Con lo anterior, se estableció que la estructura cumplió con ambas normas, ya que las distorsiones sufridas son menores a lo permitido.

5.4.4 Análisis estático

La siguiente propuesta para análisis lineal fue mediante un análisis estático. Este consiste en el cálculo de fuerzas laterales equivalentes, valorando el peso de la estructura, para su posterior aplicación en los nodos de cada uno de los

pisos. Posteriormente se evaluaron los desplazamientos y distorsiones obtenidas.

5.4.4.1 Cálculo de fuerzas laterales

De acuerdo con el CDS-MDOC-CFE-2015 [15] las fuerzas laterales se determinaron considerando que las aceleraciones de las masas de la estructura varían linealmente con la altura. Por lo que cada una de las fuerzas se tomaron igual al peso de la masa de ese nivel, multiplicado por un coeficiente proporcional a su altura. La fuerza lateral que actúa en cada nivel resulta:

$$F_i = \frac{c}{Q'R\rho} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (23)$$

Donde:

W_i es el peso de la i -ésima masa;

h_i es la altura de la i -ésima masa sobre el desplante;

Q' es el factor de reducción por comportamiento sísmico;

c es la ordenada espectral normalizada correspondiente al periodo de la estructura.

Las ordenadas espectrales correspondientes al espectro elástico se dividen entre el factor de sobrerresistencia, así como el factor de reducción por comportamiento sísmico, Q' , que se calcula como:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T_e}{k T_b}}; & \text{si } T_e \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta \rho_b}{k}}; & \text{si } T_e > T_b \end{cases} \quad (24)$$

Donde:

Q es el factor de comportamiento sísmico especificado para cada tipo de estructura;

T_b es el límite superior de la meseta del espectro de diseño (0.6);

β es el factor de amortiguamiento;

k es un parámetro que controla la caída del espectro; y

p_b es un factor empleado para definir la variación del espectro en la rama descendente.

Tomando en consideración que el periodo de la estructura (T_e) es de 0.24 y el límite superior de la meseta del espectro de diseño (T_b) es 0.60, se optó por la primera ecuación para el cálculo del factor reductor por ductilidad.

Para determinar el parámetro que controla la caída del espectro (k) se hace uso de la tabla 1.12 del CDS-MDOC-CFE-2015 [15], tomando en consideración que la zona donde se ubica el proyecto es D, y que el límite inferior y superior de la meseta del espectro de diseño son igual a 0.10, se escogió un valor de 1.50 para el parámetro que controla la caída del espectro.

Para determinar el valor del factor de amortiguamiento (β) se escogió la primera ecuación, ya que el periodo de la estructura (T_e) es de 0.24 y el periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos tienden correctamente al desplazamiento del terreno (T_c) es de 2.

$$\beta = \begin{cases} \left(\frac{0.05}{\zeta_e}\right)^{0.45} ; & \text{si } T_e < T_c \\ \left(\frac{0.05}{\zeta_e}\right)^{0.45\left(\frac{T_c}{T_e}\right)} ; & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad (25)$$

Donde:

T_c periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos tienden correctamente al desplazamiento del terreno;

ζ_e es el amortiguamiento estructural.

$$\beta = \left(\frac{0.05}{\zeta_e} \right)^{0.45} = \left(\frac{0.05}{0.05} \right)^{0.45} = 1$$

Finalmente, el cálculo del factor de reducción por comportamiento sísmico se realizó con la ecuación (24).

$$Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T_e}{k T_b}} = 1 + (2 - 1) \sqrt{\frac{1}{1.50} \times \frac{0.24}{0.60}} = 1.33$$

El valor de la ordenada espectral normalizada correspondiente al periodo de la estructura de acuerdo con el espectro elástico fue de 0.70. Una vez determinadas estas literales, se procedió a determinar el valor de la constante (m) para facilitar los cálculos sucesivos.

$$m = \frac{c}{Q'R\rho} \quad (26)$$

$$m = \frac{c}{Q'R\rho} = \frac{0.7018}{1.33 \times 2.50 \times 0.80} = 0.265$$

Se hizo el cálculo de la bajada de cargas contemplando todos los elementos estructurales, tales como castillos, dalas, losas y muros. Considerando que la geometría del edificio y la carga aplicada permanecieron constantes durante los 3 niveles, sólo se realizó un cálculo. Además, se evaluó la carga adicional de 2 t/m, en la cual se incluyó tanto la sobrecarga muerta como la carga viva. Considerando un largo de 7.16 metros, se aplicó una carga de 14.32 toneladas. En la Tabla 5.5 se presenta el resumen del cálculo para el peso por nivel de la estructura.

Tabla 5.5. Peso por nivel.

Elemento estructural	Dimensiones [m]			Peso volumétrico material [kg/m ³]	Cantidad elementos	Peso elemento estructural [t]
	Ancho	Espesor	Largo			
Muro mampostería 1	2.1	0.12	2.254	1300	2	1.48
Muro mampostería 2	0.3	0.12	2.254	1300	1	0.11
Castillo	0.15	0.12	2.5	2400	6	0.65
Dala	0.246	0.12	7.16	2400	1	0.51
Losa	3.2	0.16	7.16	2400	1	8.80
Carga adicional						14.32
					Peso total [t]=	25.86

Conociendo el peso por nivel, así como haciendo uso de las ecuaciones (23) y (26) se completa la Tabla 5.6, donde se presenta el resumen del cálculo de las fuerzas laterales de cada nivel. En la última columna se presenta el cortante correspondiente a cada piso.

Tabla 5.6. Cálculo de fuerzas laterales.

Nivel	W _i [t]	h _i [m]	W _i h _i [t*m]	F _i [t]	V _i [t]
1	25.86	2.5	64.64	3.41	20.52
2	25.86	5	129.28	6.84	17.10
3	25.86	7.5	193.92	10.26	10.26
ΣW _i =	77.57	ΣW _i h _i =	387.84		

5.4.4.2 Modelado

El modelo numérico se llevó a cabo en el programa SAP2000 [30], utilizando elementos tipo cascarón para los muros y losas, mientras que los castillos y dalas se representaron con elementos tipo barra.

Se utilizaron las dimensiones antes descritas, así como las propiedades de los materiales, mampostería y concreto, obtenidos de las pruebas físicas realizadas en el laboratorio.

Se aplicaron las cargas laterales, antes calculadas, en los niveles correspondientes. Estas cargas laterales toman en consideración el peso propio y la carga adicional de 2 t/m.

Es necesario mencionar que de acuerdo con las NTC-Concreto [21], cuando se apliquen métodos de análisis lineal, en el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales se toman en cuenta los efectos del agrietamiento, por lo que la inercia de los castillos se ve reducida en un 30%, mientras que la inercia de las dalas se disminuye en un 50%.

En la Figura 5.5 se muestra la configuración final para este análisis.

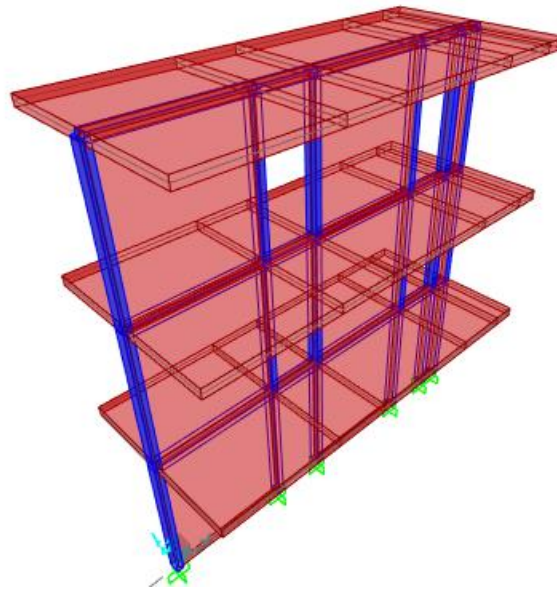


Figura 5.5. Edificio de tres niveles con elementos tipo cascarón y barra, modelado elástico.

5.4.4.3 Resultados

En la Tabla 5.7 se muestran los desplazamientos laterales obtenidos del análisis.

El desplazamiento total es aquel medido desde el mismo punto

Tabla 5.7. Desplazamientos laterales de análisis estático.

<i>Entrepiso</i>	<i>Desplazamiento total [mm]</i>	<i>Desplazamiento relativo [mm]</i>
1	1.727	1.727
2	4.068	2.341
3	6.082	2.014

De la misma manera que para el análisis modal espectral, se calcularon las distorsiones, con ayuda de las ecuaciones (21) y (22). En la Tabla 5.8 se muestran las distorsiones de entrepiso, tomando en consideración una altura de 250 centímetros entre cada uno de los pisos.

Tabla 5.8. Distorsiones de entrepiso, análisis estático.

<i>Entrepiso</i>	<i>Distorsión</i>
1	0.0028
2	0.0037
3	0.0032

Se compararon los resultados obtenidos con ambos métodos de análisis lineal. Comprobando que ambos arrojaron resultados similares, cumpliendo con las distorsiones máximas propuestas por las NTC-Sismo [24], así como el CDS-MDOC-CFE-2015 [15].

5.5 Análisis no lineal

5.5.1 Análisis estático no lineal

La estructura fue modelada con columnas anchas basadas en elementos tipo fibra, las cuales contemplaron los muros de mampostería y los castillos. Se le asignaron dos articulaciones, una de cortante y la otra de momento flexionante. La calibración para ambas articulaciones fue la obtenida para el muro aislado. Para las dalas se asignaron dos elementos, uno tipo barra y otro con sección T, con la intención de simular la losa.

Por medio de las articulaciones se determinó su respuesta en función de una curva fuerza-desplazamiento, para posteriormente la obtención de distorsiones. Se utilizó el programa de análisis estructural SAP2000 [30].

5.5.1.1 Cálculo de cargas laterales

Para la realización de este modelo es necesaria la aplicación de fuerzas puntuales de manera lateral en cada uno de los niveles. Estas cargas se calcularon de acuerdo con el peso total de la estructura, cargas muertas, sobrecargas y vivas. El procedimiento para la obtención de las fuerzas es el mismo que el realizado para el análisis estático, en el apartado 5.4.4.1, por lo que en el la Tabla 5.9 se resumen las cargas por piso.

Tabla 5.9. Resumen de cargas por piso.

<i>Nivel</i>	F_i [t]	V_i [t]
1	3.41	20.52
2	6.84	17.10
3	10.26	10.26

Capítulo 5 Modelado de un edificio de tres niveles.

Se decidió repartir la carga por piso entre los nodos de cada nivel, ya que de manera contraria las cargas concentradas podrían afectar el movimiento de la estructura. Se tomaron en consideración 5 nodos principales por nivel. En la Tabla 5.10 se resumen las cargas en cada nodo y por nivel, mientras que en la Figura 5.6 se muestra la distribución de cargas.

Tabla 5.10. Cargas aplicadas en cada nodo por nivel.

Nivel	F_i [t]
1	0.68
2	1.37
3	2.05

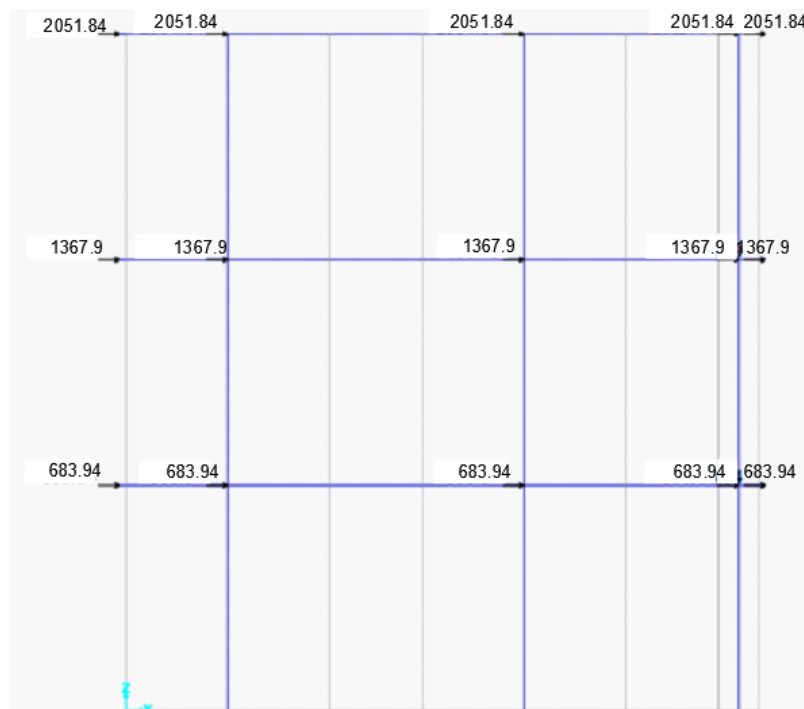


Figura 5.6. Aplicación de cargas laterales puntuales para modelo pushover (cargas en kg).

5.5.1.2 Calibración y modelado

El modelo numérico se realizó en el programa SAP2000 [30]. Se utilizaron las dimensiones antes descritas, así como las propiedades de los materiales,

mampostería y concreto, obtenidos de las pruebas físicas realizadas en el laboratorio.

Para incorporar los muros de mampostería se usaron columnas anchas basadas en elementos tipo fibra. Se le asignaron las dos articulaciones previamente calibradas en el muro. Se puede observar la configuración para la articulación a cortante en la Figura 4.17.

Para la representación de las dalas se asignaron dos elementos diferentes. Aquellas entre los muros de diferentes niveles se modelaron con elementos tipo barra, con secciones de 12 centímetros de espesor y 200 centímetros de altura, esto con la intención de hacerla infinitamente rígida y así lograra transmitir momentos y desplazamientos, sin que estas sufrieran grandes deformaciones.

En tanto que, aquellas dalas ubicadas en los espacios entre muros se diseñaron con elementos de sección transversal T, con la intención de representar la losa, por ello tiene las dimensiones físicas de la losa. En la Figura 5.7 se muestra la configuración transversal del elemento dala-losa, así como sus dimensiones.



Figura 5.7. Corte transversal de dala-losa.

Después de la estructuración del edificio se aplicaron las cargas laterales en los nodos, así como la carga distribuida de 2 t/m en todos los niveles, simulando la carga viva y sobrecarga. Posteriormente se escogió un nodo de referencia, el cual se utilizó para controlar los desplazamientos hasta llegar a 7.5 centímetros

de distancia desde el origen. Se escogió uno de los nodos ubicados en el último nivel. Finalmente se analizó el modelo, que se muestra en la Figura 5.8.

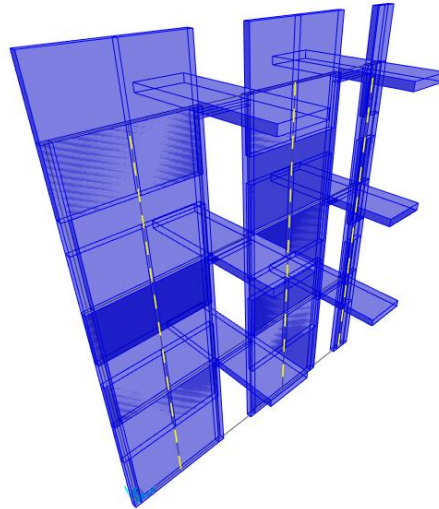


Figura 5.8. Modelo no lineal estático del edificio de mampostería.

5.5.1.3 Resultados

De este análisis se obtiene la curva de capacidad, cortante basal-desplazamiento de azotea (Figura 5.9).

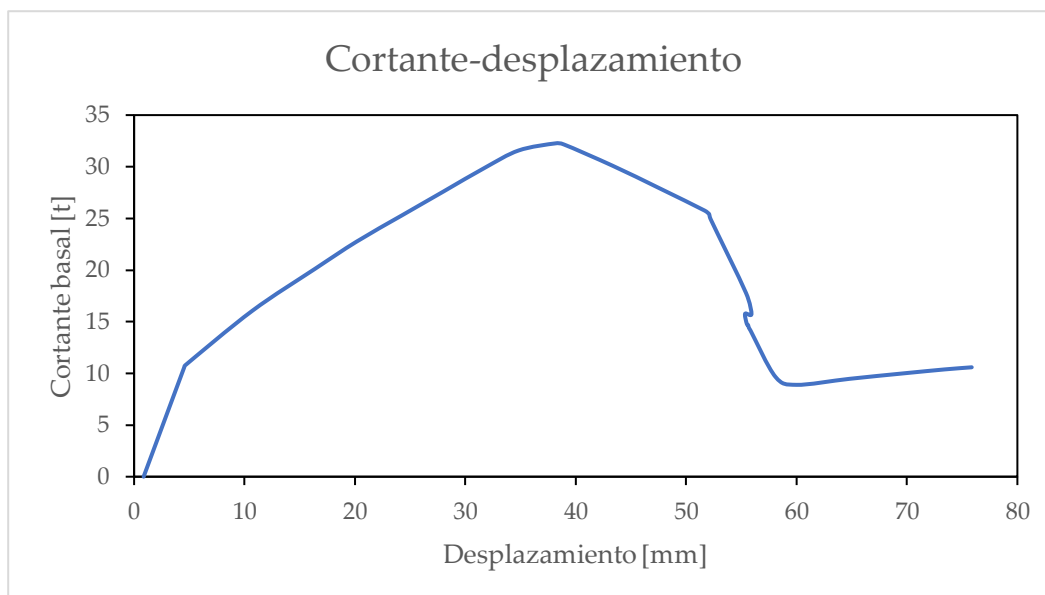


Figura 5.9. Curva fuerza-desplazamiento.

Se puede observar la curva de capacidad de la estructura con un comportamiento no lineal.

En la curva de capacidad se puede apreciar la zona de comportamiento lineal, hasta los primeros agrietamientos, donde la pendiente cambia y comienza la degradación de rigidez hasta alcanzar la carga máxima de 32.26 toneladas con un desplazamiento de 38.15 milímetros. Finalmente, después de este punto comienza la degradación de resistencia.

A través de esta curva de capacidad se confirma el comportamiento no lineal ya conocido de la mampostería confinada, observando las tres ramas de la envolvente del comportamiento de la mampostería.

5.5.2 Análisis dinámico no lineal

Se optó por realizar dos análisis. El primero de ellos con la intensidad original del movimiento sísmico, mientras que en el segundo se multiplicó por un factor de dos la intensidad.

La estructura fue modelada con columnas anchas basadas en elementos tipo fibra, las cuales contemplaron los muros de mampostería y los castillos. Se le asignaron dos articulaciones, una de cortante y la otra de momento flexionante. La calibración para ambas articulaciones fue la obtenida para el muro aislado. Para las dalas se asignaron dos elementos, uno tipo barra y otro con sección T, con la intención de simular la losa.

Por medio de las articulaciones se determinó su respuesta en función de una curva fuerza-desplazamiento, para posteriormente la obtención de distorsiones. Se utilizó el programa de análisis estructural SAP2000 [30].

5.5.2.1 Movimiento sísmico

La Figura 5.10 muestra el movimiento sísmico registrado por la estación sismológica NILT, en el estado de Oaxaca, durante el terremoto del 7 de septiembre de 2017. Ésta registró las mayores aceleraciones para este sismo.

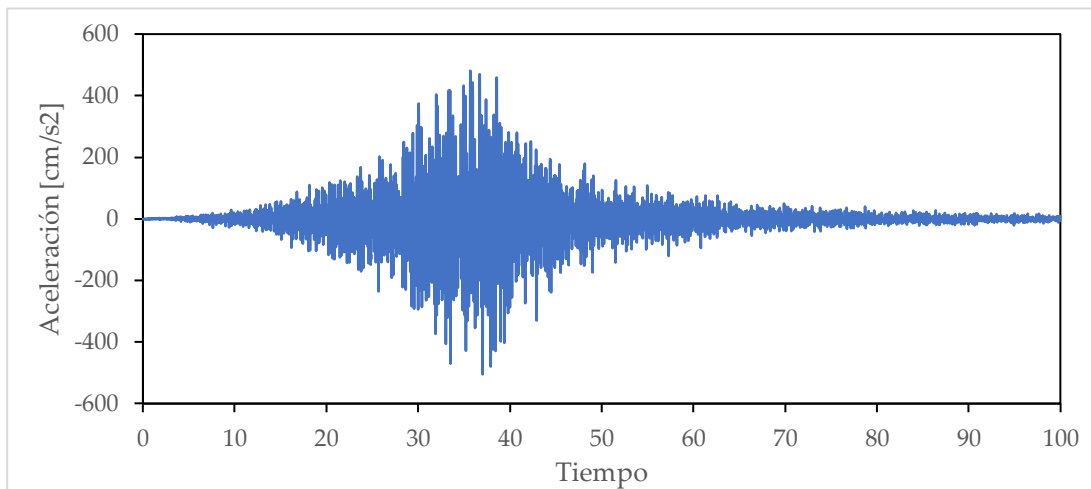


Figura 5.10. Acelerograma con intensidad registrada.

5.5.2.2 Resultados

La Figura 5.11 muestra la curva de histéresis para la estructura de tres niveles con la intensidad del movimiento. La curva grafica el desplazamiento del primer nivel en el sentido X contra el cortante basal. Se observó que el área incluida en las curvas de histéresis fue de un tamaño grande, con ciclos estables. Asimismo, mostró una disipación de energía considerable.

En la parte central de las curvas se observó comportamiento lineal de los materiales, después de los primeros agrietamientos proceder a la degradación de rigidez hasta alcanzar un desplazamiento máximo de 0.82 mm y un cortante basal de 23.05 t, ambos en el sentido negativo de referencia.

Con este valor de desplazamiento se calculó la distorsión de entrepiso máxima de este nivel, la cual fue de 0.0033, tomando la altura de 2.5 m entre niveles.

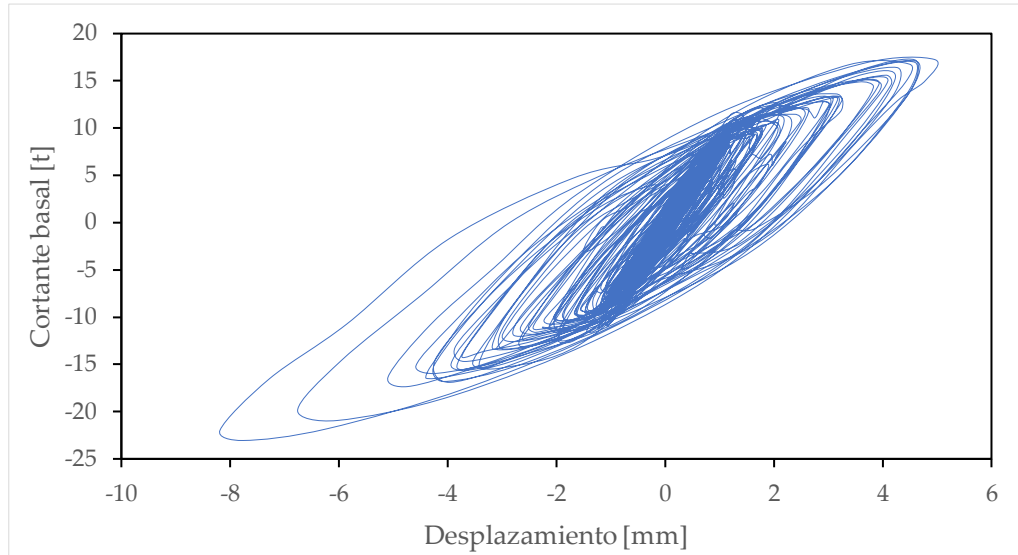


Figura 5.11. Curva de histéresis del primer nivel para intensidad registrada.

En la Figura 5.12 se muestra la curva de histéresis correspondiente al tercer nivel. De la misma forma, se observó un área incluida grande con ciclos, los cuales variaron debido a la altura; sin embargo, se conservó la forma y la manera de la pérdida de resistencia. En la parte central de las curvas se observó el comportamiento lineal, para después alcanzar un desplazamiento máximo de 16.23 mm y un cortante basal de 23.05 t, ambos en el sentido negativo de referencia.

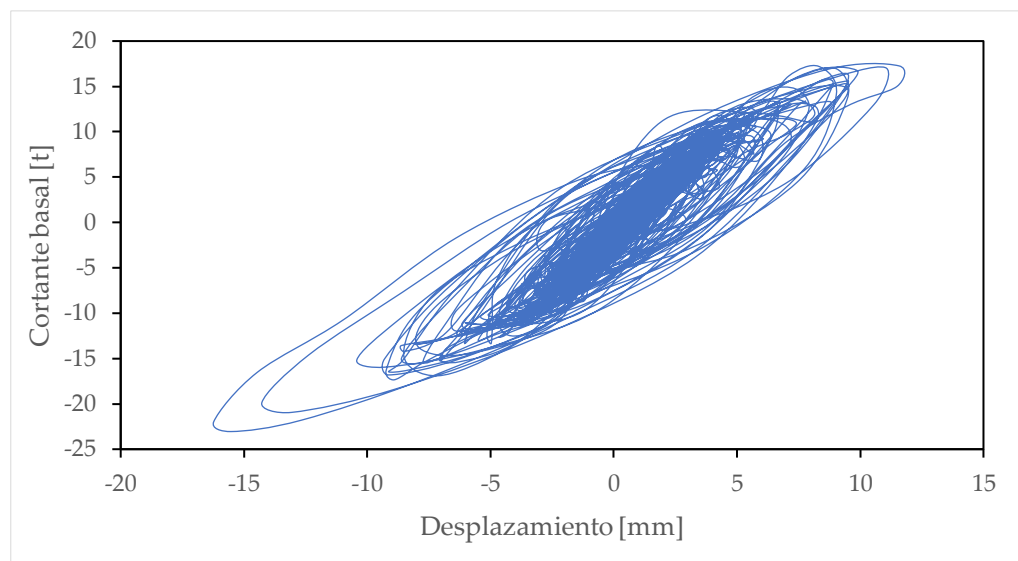


Figura 5.12. Curva de histéresis del tercer nivel para intensidad registrada.

La curva de histéresis del desplazamiento del primer nivel contra el cortante basal con la intensidad aumentada (Figura 5.13) muestra un comportamiento lineal en los primeros ciclos de carga, así como una disipación de energía considerable con ciclos estables. Tuvo un desplazamiento máximo de 16.5 mm y un cortante basal de 35.16 t. La distorsión de entrepiso máxima fue de 0.0066.

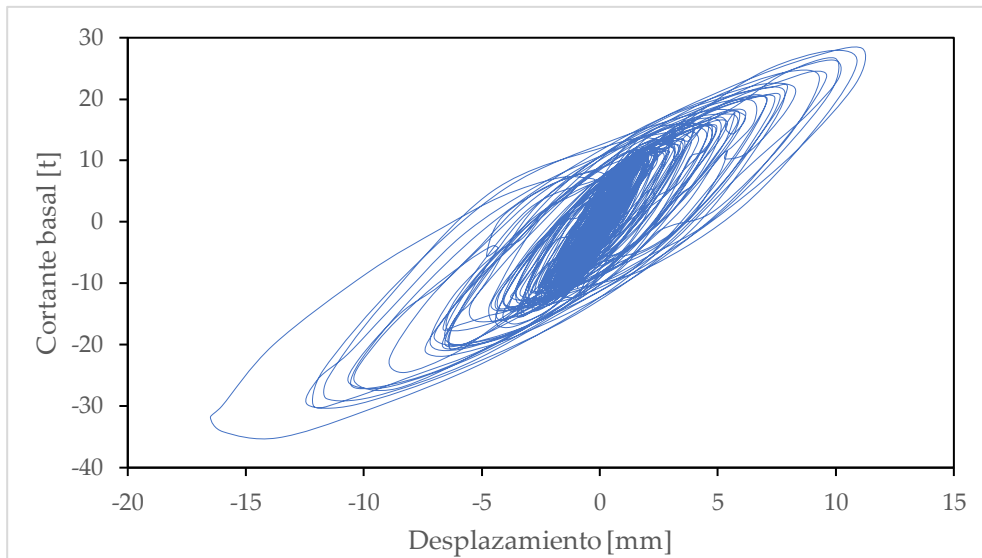


Figura 5.13. Curva de histéresis del primer nivel para intensidad aumentada.

La curva de histéresis del tercer nivel con intensidad aumentada (Figura 5.14) conserva la forma deseada; sin embargo, se observaron movimientos particulares dentro de la curva, los cuales amplían la misma. Es importante observar que conserva el comportamiento lineal al centro de la curva, no obstante, conforme aumentan las cargas, los lazos de histéresis se amplían. Se obtuvo un desplazamiento máximo de 35.46 mm y cortante basal de 35.16 t.

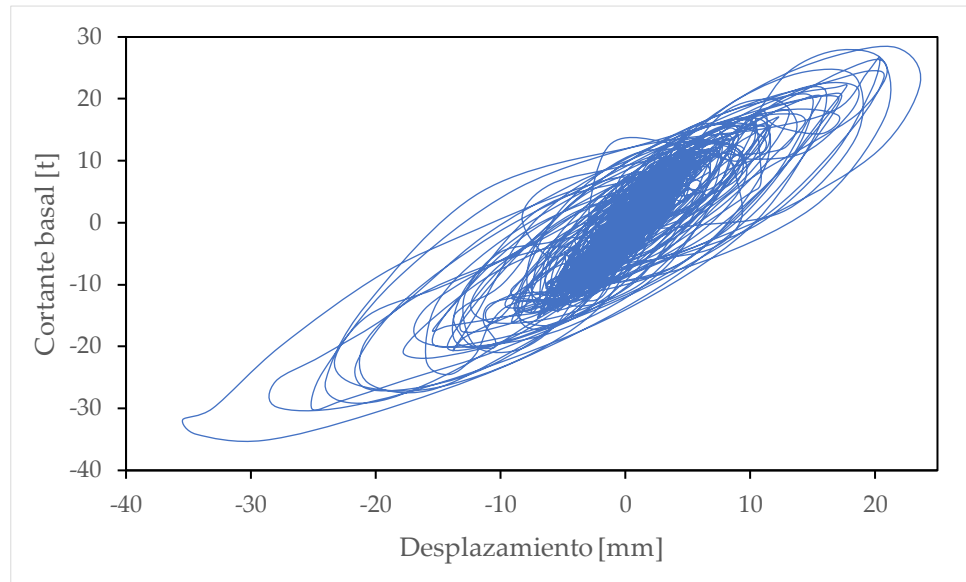


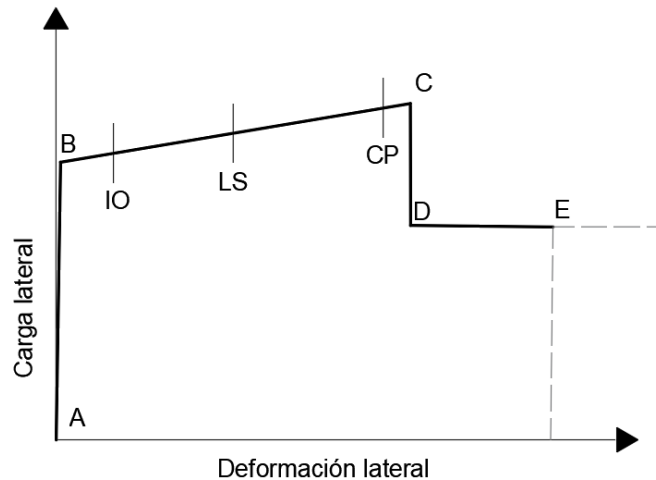
Figura 5.14. Curva de histéresis del tercer nivel para intensidad aumentada.

El programa SAP2000 planteó una escala de valores por colores con la finalidad de facilitar y categorizar el nivel de comportamiento no lineal de las articulaciones plásticas, tomándola como un criterio de aceptación. En la Figura 5.15 se ubicaron los puntos B, C, D y E como referencias dentro del comportamiento inelástico, donde B representa el inicio de la no linealidad, C el punto para la carga máxima, mientras D y E determinan la pérdida de resistencia.

Entre los puntos B y C se encuentran cuatro zonas, la primera de color magenta entre B e IO (ocupación inmediata) la cual marca una intervención reducida al plano inelástico. La segunda zona, de color azul oscuro entre IO y LS (seguridad de vida) determina una introducción considerable a la no linealidad. La tercera zona de color cian, entre LS y CP (prevención de colapso) señala un desarrollo severo de las articulaciones de la estructura dentro del campo inelástico. Finalmente, la cuarta y última zona de color verde, entre CP y el punto C, destaca la carga última antes de la pérdida considerable de resistencia de las articulaciones.



a) Escala de colores.



b) Gráfica de localización.

Figura 5.15. Clasificación de comportamiento inelástico en articulaciones (adaptada de [30]).

En la Figura 5.16 se observaron las articulaciones plásticas que se formaron para el modelo donde se utilizó la intensidad correspondiente al movimiento sísmico. Las articulaciones se desarrollaron solamente para ambos muros anchos del primer y segundo nivel, mientras que para el tercer nivel solo se visualizó una articulación para el muro central.

Estas articulaciones plásticas por cortante se formaron en el segundo 38.64 para la deformación máxima de la edificación y permanecieron hasta el final del modelo. La deformación máxima registrada para el tercer nivel de la estructura, azotea, fue de 16.2 milímetros, hacia el lado negativo de referencia.

Ya que estas articulaciones son de color magenta y se encuentran en la primera zona de inelasticidad, entre los puntos B e IO (ocupación inmediata), se determinó una incursión al comportamiento no lineal, sin embargo, de características no tan severas.

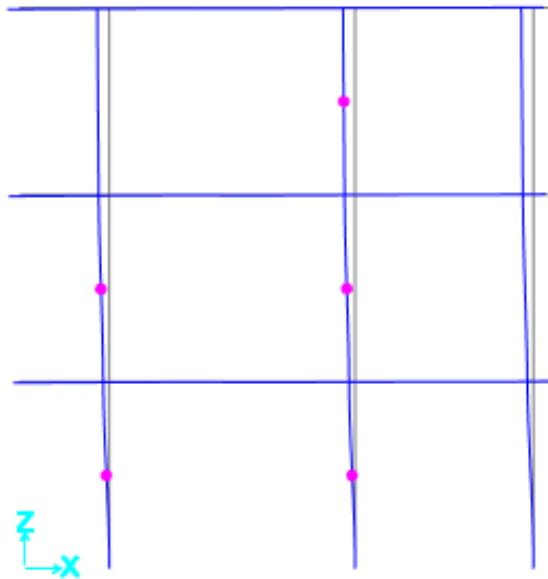


Figura 5.16. Articulaciones plásticas finales para modelo con intensidad registrada.

En la Figura 5.17 se observaron las articulaciones plásticas que se formaron para el modelo donde se utilizó la intensidad aumentada del movimiento sísmico. Las articulaciones se desarrollaron solamente para ambos muros de los tres niveles, mientras que las articulaciones de los muros angostos de todos los niveles no mostraron a comportamiento plástico.

Estas articulaciones plásticas por cortante se formaron en el segundo 38.66 para la deformación máxima de la edificación y permanecieron hasta el final del modelo. La deformación máxima registrada para el tercer nivel de la estructura, azotea, fue de 35.40 milímetros, hacia el lado negativo de referencia.

Ambas articulaciones del primer nivel fueron de color amarillo, por lo que se encuentran en la quinta zona entre los puntos C y D, perdiendo resistencia. La articulación del muro central del segundo nivel fue de color azul oscuro, entre IO y LS, lo cual determinó que desarrolló un comportamiento inelástico considerable. La articulación restante del segundo nivel, así como las dos del

tercer nivel, fueron de color magenta y se encontraron entre los puntos B e IO, por lo que solo incurrieron incipientemente a la zona inelástica.

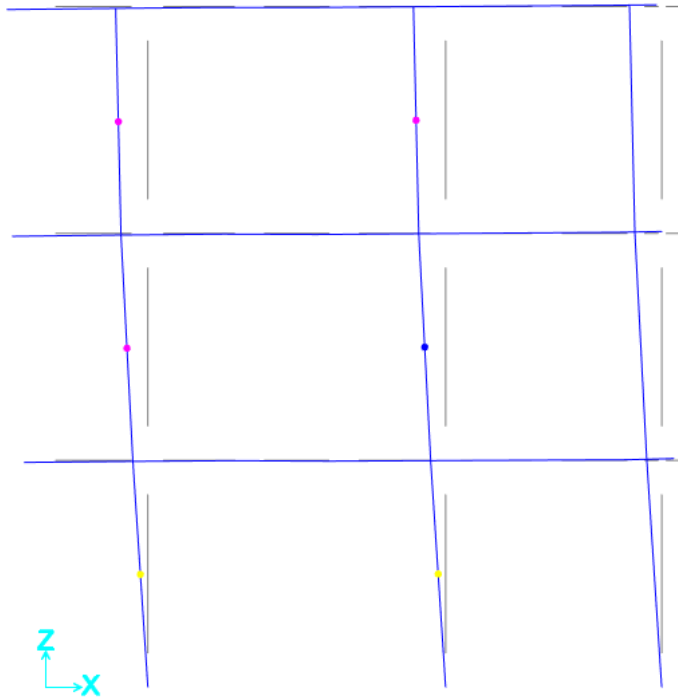


Figura 5.17. Articulaciones plásticas finales para modelo con intensidad amplificada.

Capítulo 6 Conclusiones y recomendaciones

6.1 Conclusiones

A través de los métodos propuestos y desarrollados en este trabajo se obtuvieron diferentes resultados de análisis estructural con programas computacionales para edificaciones de mampostería, los cuales fueron calibrados con ensayos experimentales realizados en el laboratorio de CENAPRED.

Se concluyó que los análisis lineales no representan apropiadamente el comportamiento de los ensayos experimentales, ya que no representan apropiadamente la pérdida de rigidez. Asimismo, no toman en consideración el comportamiento inelástico de los materiales, lo cual puede llegar a incrementar los daños de manera severa.

De los cinco modelos numéricos realizados, tres de ellos, el de muro y los discretizados, presentaron una rigidez similar; sin embargo, se encontró muy por encima de la que realmente se observó en el ensayo experimental, una vez realizados varios ciclos de carga.

Dentro de estos tres modelos numéricos, el más utilizado por despachos de estructuristas es aquel que hace uso de un solo elemento tipo cascarón. A través de los resultados obtenidos, se concluyó que este modelo es el que menos se acerca a los resultados experimentales. Con lo anterior, se determinó que a mayor grado de discretización se obtienen desplazamientos y distorsiones mayores, permitiendo diseñar estructuras de manera más conservadora.

De la misma forma, se concluyó que los modelos de diagonal y tres diagonales presentaron un comportamiento con menor rigidez que los tres anteriores; sin embargo, estas rigideces son las más cercanas a los resultados experimentales después de tomar en consideración la pérdida de la misma. Por lo anterior, estos diseños son menos conservadores y es necesario tener especial atención en estos tipos de modelado.

Debido a lo anterior, los análisis lineales suponen valores diferentes a los que desarrollan las estructuras después de varios ciclos de carga, generando un porcentaje elevado de error y, finalmente, riesgo. Se recomienda tener en consideración estas diferencias, ya que pueden llegar a ser significativas.

Asimismo, se concluyó que los análisis no lineales tienen la ventaja de brindar información más precisa sobre el comportamiento de cada uno de los elementos estructurales. Esto da la oportunidad al diseñador de conocer mejor el comportamiento esperado de la estructura en diferentes momentos y poder hacer un diseño eficiente.

Los desplazamientos obtenidos a través del método modal espectral y el análisis estático lineal fueron semejantes, para el primero se obtuvo un valor en el tercer nivel de 5.25 mm, mientras que para el segundo fue de 5.83 mm, por lo que se concluye que ambos son similares.

Comparando los desplazamientos máximos obtenidos con ambos análisis lineales y los no lineales, los segundos presentaron desplazamientos de más del doble que los primeros. Esto se debe a que incursionan en la zona inelástica de los materiales, generando, para este caso en particular, desplazamientos mayores. Esto representa un comportamiento más cercano al que sufren las

estructuras al verse afectadas por cargas cíclicas propias de los sismos, para después perder rigidez y resistencia, llegando a desplazamientos mayores.

Tomando en consideración el comportamiento inelástico de las articulaciones para la intensidad registrada se concluyó que la estructura desarrolló un comportamiento no lineal en la mayoría de las articulaciones, sin embargo, no tan severo. Tomando en consideración que se simuló un movimiento sísmico severo, la edificación se encontró dentro de los límites de seguridad favorables, contando todavía con la posibilidad de comportarse de manera confiable.

Como se pudo observar a través de las articulaciones para el movimiento sísmico amplificado, aquellas desarrolladas en el primer nivel fueron las más severas, por lo cual se puede concluir que los daños mayores registrados, al menos en edificaciones de baja altura, ocurren en los primeros niveles, ya que en ellos se concentra mayor fuerza cortante.

Conforme se alcanzan mayores alturas, en niveles superiores, las articulaciones desarrollaron menor comportamiento inelástico.

Se observó que los análisis dinámicos no lineales representan una carga mayor de trabajo, capacitación, tiempo de cómputo y conocimiento de conceptos más avanzados; sin embargo, dan la oportunidad de representar mejor lo observado en experimentos, con la idea de predecir la respuesta de una manera más racional. Por lo cual es necesario valorar cuáles son las necesidades principales del proyecto para determinar el diseño sísmico más apropiado.

6.2 Recomendaciones

Para trabajos futuros se recomienda estudiar el método y calibración por medio de fibras y articulaciones aplicado en estructuras de diferentes alturas y

configuraciones para poder comprobar su efectividad y analizar su comportamiento.

Asimismo, se recomienda hacer un análisis tridimensional, ya que toma en consideración fuerzas fuera del plano y torsión, así como tomar en cuenta la interacción suelo-estructura. Estos efectos podrían resultar importantes para los elementos estructurales.

Referencias

- [1] Alcocer, S. (1997). Comportamiento Sísmico de Estructuras de Mampostería. Memoria del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. Congreso llevado a cabo en Veracruz, México.

- [2] Bazán, E. & Meli, R. (2004). Diseño sísmico de edificios. Editorial Limusa. México.

- [3] Chávez-Cano, M., Arnau, O., Guerrero-Bobadilla, H., Jaimes-Téllez, M. & Pozos-Estrada, A. (2019). Damages observed in locations of Oaxaca due to the Tehuantepec Mw8.2 earthquake, Mexico. *Natural Hazards*, 97 (2), 623-641 pp.

- [4] Chopra, A. (2014). Dinámica de estructuras. Pearson Education, México, 4ª edición.

- [5] Comité de Mampostería (2008). Guía para el Análisis de Estructuras de Mampostería. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE).

- [6] Crisafulli, F. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with infill frames* (tesis doctoral). University of Canterbury, New Zeland.

- [7] Dowell R., Seible F. & Wilson E. (1998). Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, 95, 607-617 pp.
- [8] ETABS (Versión 18). Programa de cómputo para el análisis y diseño de edificios. (2018). Computers and Structures, Inc. Estados Unidos de Norteamérica.
- [9] Fernández, L., Marín, F., Varela, J. & Vargas, G. (2009). Determinación de la resistencia a compresión diagonal y el módulo de cortante de la mampostería de bloques huecos de concreto. *Ingeniería Revista Académica de la Facultad de Ingeniería Universidad Autónoma de Yucatán*, 13 (2), 41-50.
- [10] Gallegos, H., Vasconcelos, D., Sánchez, T., De la Torre, O., Miranda, E., Hernández, O., Jean, R., Pérez, J., Ruiz, J., Faradji, M., Alcocer, S., Eibenschutz, R. & Duarte, S. (2003). *Edificaciones de mampostería para vivienda*. (3ª ed.). México, DF. Fundación ICA.
- [11] Godínez, E., Tena, A., Archundia, H., Gómez, A., Ruíz, R. & Escamilla, J. (2019). Daños en viviendas localizadas en el sureste de México ocasionados por el sismo de Tehuantepec del 7 de septiembre de 2017, Mw=8.2. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24 (2), 223-258.
- [12] Instituto de Ingeniería (2017). *Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería (RAII-UNAM)*. Distribuidos a través del Sistema de Base de Datos Acelerográficos en web: <http://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/>. Consultado el: 20/11/2020.

-
- [13] Krawinkler, H. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20, 452-464.
- [14] López, J., Oller, S. & Oñate, E. (1998). *Cálculo del Comportamiento de la Mampostería Mediante Elementos Finitos*. (1ª ed.). España, Barcelona. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.
- [15] CDS-MDOC-CFE-2015 (2015). Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño por Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.
- [16] Martínez, J. & Nieto A. (1990) Efectos geológicos de la tectónica reciente en la parte central de México. *Instituto de Geología*. (9) 1, 33-50.
- [17] Meli, R. (1994). Mampostería estructural. La práctica, la investigación y el comportamiento sísmico observado en México. Centro Nacional de Prevención de Desastres, Cuaderno de Investigación No. 17, México, CDMX.
- [18] Meli, R. (1979). Comportamiento sísmico de muros de mampostería. 2ª edición, *Informe No. 352*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- [19] Mora, M., Villalba, J. & Maldonado, E. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista ingenierías Universidad de Medellín*, 5 (9).
- [20] Moses, F. (1974). *Reliability of Structural Systems*. Journal of structural Division, ASCE, 100 (9).
- [21] NTC-Concreto (2020). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 210 pp.

- [22] NTC-Criterios (2020). Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- [23] NTC-Mampostería (2020). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- [24] NTC-Sismo (2020). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- [25] Papadopoulos, V. & Fragiadakis, M. (2014). Plastic Hinge and Plastic Zone Seismic Analysis of Frames. Institute of Structural analysis and Seismic research, School of Civil Engineering, National Technical University of Athens (N.T.U.A), Athens, Greece.
- [26] Paredes, M. (2016). *Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal pushover* (tesis licenciatura). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Perú.
- [27] Pérez, I. (2018). Cinturón de Fuego, zona de sismos y volcanes. *Ciencia UNAM*. Recuperado el 9 de febrero de 2021 de <http://ciencia.unam.mx/leer/807/cinturon-de-fuego-zona-de-sismos-y-volcanes->. Consultado el: 06/02/2021.
- [28] PRODISIS (Versión 4.1). Programa de cómputo para la obtención de aceleraciones de terreno y espectros de diseño. (2017). Estados Unidos Mexicanos: Comisión Federal de Electricidad.

-
- [29] Sánchez, T. (1995). Diseño y construcción de estructuras de mampostería. Centro Nacional de Prevención de Desastres. Curso sobre seguridad sísmica de las construcciones para directores responsables de obra, México, CDMX.
- [30] SAP2000 (Versión 21). Programa de cómputo para el análisis y diseño de estructuras. (2021). Computers and Structures, Inc. Estados Unidos de América.
- [31] Scaramelli, F. (2017). *Efecto de la sobrerresistencia y el nivel de ductilidad sobre la probabilidad de falla ante la ocurrencia de sismos* (tesis licenciatura). Universidad de Chile, Santiago de Chile.
- [32] SolidWorks Corps (2011). Comprensión del análisis no lineal. <https://www.solidworks.com/es/media/understanding-nonlinear-analysis>. Consultado el: 25/02/2021.
- [33] Taucer, F., Spacone, E. & Filippou, F. (1991). *A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures*. (Reporte de Investigación No UCB/EERC-91/17). Colegio de Ingeniería, Universidad de California, Berkeley.
- [34] Takeda, T., Sozen, M. & Nielse, N. (1970). *Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes*. J. Struc. Engrg. Div., ASCE, V. 96, No. 12, 2257-2573 pp.
- [35] Vargas, Y. (2013). *Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño* (tesis doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

- [36] Villalba, P. (2015). *Comparación del análisis modal espectral, lineal y no lineal* (tesis maestría). Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
- [37] Zúñiga, O. & Terán, A. (2008). Evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería confinada. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 79, 25-48 pp.