



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS  
DE HIDALGO

---

MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

FRAGILIDAD BASADA EN DESPLAZAMIENTO PARA  
EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

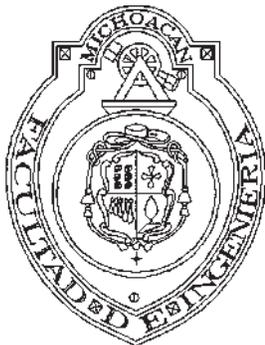
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

PRESENTA

JAVIER SIETE VALDOVINOS

DIRECTORES DE TESIS:

DR. JOSÉ DE JESÚS ÁLVAREZ SERENO  
DR. JORGE RUIZ GARCÍA



MORELIA, MICHOACÁN, MAYO DE 2011

*A mis padres,  
Hermila y José  
por su apoyo y formación.*

*A mis hermanos,  
José, Martha, Daniel, Mireya,  
Manuel, Alonso y Gerardo  
por transmitirme motivación.*

*A Edith, por su amor,  
comprensión y apoyo incondicional.*

## Agradecimientos

---

En la conclusión de este trabajo, quiero expresar mi gratitud y reconocimientos a las personas e instituciones que de alguna manera permitieron el desarrollo de esta tesis.

En primer lugar, agradezco a los Doctores José de Jesús Álvarez Sereno y Jorge Ruiz García por su valioso apoyo durante la elaboración de este trabajo y por la confianza puesta en mí para llevar a cabo este proyecto. En especial quiero reconocer el profesionalismo y la gran calidad humana que los distingue.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por el apoyo económico otorgado durante el tiempo del desarrollo de mis estudios de maestría.

A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo por ofrecer educación de calidad que me ha permitido crecer profesionalmente.

A Germán Hernández García por haber otorgado su tiempo de servicio social para colaborar en la elaboración de esta tesis.

Por último a mis compañeros de maestría por compartir sus vivencias y conocimientos en el área de ingeniería civil que sirvieron para enriquecer los míos.

# ÍNDICE

<b>Lista de Figuras</b> .....	<b>VI</b>
<b>Lista de Tablas</b> .....	<b>XI</b>
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
1.1 ANTECEDENTES .....	1
1.2 MOTIVACIÓN .....	3
1.3 VULNERABILIDAD Y FRAGILIDAD .....	6
1.4 OBJETIVOS Y ALCANCE .....	9
1.5 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS .....	9
<b>CAPÍTULO 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO</b> .....	<b>12</b>
2.1 INTRODUCCIÓN .....	12
2.2 ESTUDIOS SOBRE VULNERABILIDAD EN EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA .....	12
2.3 TÉCNICAS PARA MODELAR EL COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA .....	20
2.3.1 Micro-modelado (Método de elementos finitos) .....	20
2.3.2 Macro-modelado .....	22
2.3.2.1 Método de puntales a compresión .....	23
2.3.2.2 Método de la columna ancha .....	28
2.3.2.3 Método modificado de la columna ancha .....	32
2.3.3 Comportamiento histerético .....	35
2.4 CONCLUSIONES .....	39
<b>CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA PARA OBTENER CURVAS DE FRAGILIDAD</b> .....	<b>40</b>
3.1 INTRODUCCIÓN .....	40
3.2 METODOLOGÍA PROPUESTA .....	41
3.3 PASO 1: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL .....	42
3.3.1 Modelo de análisis .....	44
3.3.2 Método de igual energía .....	44
3.4 PASO 2: SISTEMA EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD .....	45
3.5 PASO 3: ESTADOS DE DAÑO Y MEDIDA DE INTENSIDAD SÍSMICA .....	48
3.5.1 Estados de daño en edificaciones de mampostería .....	48
3.5.2 Medida de intensidad basada en la aceleración máxima del terreno .....	53

3.5.3 Medida de intensidad basada en desplazamiento lateral .....	53
3.6 PASO 4: DESARROLLO DE CURVAS DE FRAGILIDAD.....	57
3.6.1 Curvas de fragilidad basadas en la aceleración máxima del terreno .....	58
3.6.2 Curvas de fragilidad basadas en distorsión lateral.....	59
3.7 CONCLUSIONES .....	60
<b>CAPÍTULO 4. EJEMPLOS DE APLICACIÓN .....</b>	<b>61</b>
4.1 INTRODUCCIÓN .....	61
4.2 DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS ESTUDIADAS .....	62
4.2.1 Estructura M3.....	62
4.2.2 Estructuras M4 y M5 .....	67
4.3 MODELADO ANALÍTICO DE LAS ESTRUCTURAS .....	68
4.4 DESARROLLO DE SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD EQUIVALENTE.....	72
4.4.1 SE1GL del modelo M3.....	73
4.4.2 SE1GL de la estructura M4.....	76
4.4.3 SE1GL de la estructura M5.....	78
4.5 REGISTROS SÍSMICOS EMPLEADOS .....	80
4.6 ESTADOS DE DAÑO PROPUESTOS .....	82
4.7 CURVAS DE FRAGILIDAD BASADAS EN LA ACELERACIÓN MÁXIMA DEL TERRENO .....	83
4.7.1 Curvas de fragilidad del modelo M3.....	84
4.7.2 Curvas de fragilidad de la estructura M4 .....	85
4.7.3 Curvas de fragilidad de la estructura M5 .....	86
4.7.4 Efecto de la variación de la altura en las curvas de fragilidad.....	86
4.7.5 Efecto de la variación de la densidad de muros en las curvas de fragilidad .....	88
4.8 CURVAS DE FRAGILIDAD BASADAS EN LA DISTORSIÓN LATERAL .....	90
4.8.1 Curvas de fragilidad del modelo M3 .....	90
4.8.2 Efecto de la variación de la densidad de muros.....	91
4.9 CONCLUSIONES .....	92
<b>CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>94</b>
5.1 CONCLUSIONES .....	94
5.2 RECOMENDACIONES .....	96
<b>APÉNDICE A. CALIBRACIÓN .....</b>	<b>97</b>
A.1 INTRODUCCIÓN .....	97

A.2 MODELOS CALIBRADOS .....	99
A.2.1 Modelo M0 .....	99
A.2.1.1 Calibración de modelo M0 .....	101
A.2.2 Modelo WBW .....	103
A.2.2.1 Calibración de modelo WBW .....	104
A.2.3 Modelo 3D .....	106
A.2.3.1 Calibración de modelo 3D .....	107
A.2.4 Modelo MV1 .....	109
A.2.4.1 Calibración de modelo MV1 .....	110
A.2.5 Modelo MV2 .....	112
A.2.5.1 Calibración de modelo MV2 .....	113
A.3 RESUMEN DE DATOS CALIBRADOS.....	115
<b>APÉNDICE B. CÁLCULO DE RIGIDEZ .....</b>	<b>116</b>
B.1 CÁLCULO DE RIGIDEZ EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.....	116
<b>Referencias Bibliográficas .....</b>	<b>119</b>

## Lista de Figuras

---

Figura 1.1 Templo de Poseidón, Grecia .....	2
Figura 1.2 Pirámides de Giza, Egipto .....	2
Figura 1.3 Daño generalizado y formación de piso suave en planta baja de una edificación de tres niveles .....	4
Figura 1.4 Patrón de agrietamiento típico debido a cortante observado en viviendas dañadas por el sismo de Tecomán del 21 de enero de 2003 .....	5
Figura 1.5 Ausencia de confinamiento en los extremos de los castillos .....	5
Figura 2.1 Sistema equivalente (SDOF) .....	14
Figura 2.2 Curva de capacidad de un muro .....	14
Figura 2.3 Evolución del daño y degradación estructural con respecto a la distorsión lateral .....	16
Figura 2.4 Curvas de fragilidad basada en distorsión de muros de mampostería confinada construidos con tres distintos tipos de ladrillos considerando dos estados de daño .....	16
Figura 2.5 Estructura de mampostería ubicada en Sichuan, China, a) Modelo 3D de elementos finitos con elementos panel y barras, b) Curvas de vulnerabilidad para el edificio de mampostería confinada con muros de cortante de la región de Sichuan .....	17
Figura 2.6 Modelo de resortes con comportamiento no lineal representativo de la estructura .....	18
Figura 2.7 Comparación de curvas de fragilidad .....	18
Figura 2.8 Modelo 3D del edificio analizado .....	19
Figura 2.9 Curvas de fragilidad analíticas obtenidas para la edificación estudiada por Rota y otros .....	20
Figura 2.10 Patrón de deformación ante carga lateral y su correspondiente resultado analítico .....	21
Figura 2.11 Espécimen ensayado y su modelo en elementos finitos .....	22
Figura 2.12 Modelo de diagonal equivalente: a) idealización de la respuesta de un muro diafragma de mampostería; b) modelo idealizado con elementos barra .....	23
Figura 2.13 Modelo de puntales de compresión .....	23
Figura 2.14 Diagonal equivalente propuesta por Kadir .....	25
Figura 2.15 Modelo de tres diagonales propuesto por Chrysostomou .....	25
Figura 2.16 Idealización del muro de mampostería de acuerdo a Crisafulli; a) mecanismo de los puntales de compresión y b) transmisión de cortante través del muro .....	26
Figura 2.17 Modelo equivalente de puntales para muros de mampostería propuesto por Madan .....	27

Figura 2.18 Modelo histerético con degradación tipo “Pinching” analizado por Madan.....	27
Figura 2.19 Obtención del ancho de la diagonal equivalente representativa del muro diafragma, de acuerdo a Tomazevic.....	28
Figura 2.20 Modelado a través de la columna.....	29
Figura 2.21 Porción de losa considerada en la rigidez a flexión de la viga .....	29
Figura 2.22 Factor de condiciones de apoyo ( $\beta$ ) .....	30
Figura 2.23 Secuencia para obtener el modelo por medio de la analogía de la columna ancha .....	31
Figura 2.24 Consideraciones para la modelación matemática del espécimen 3D .....	32
Figura 2.25 Modelado a través del método modificado de la columna ancha.....	32
Figura 2.26 Criterio para construir las ramas ascendentes y descendentes a partir de una curva histerética, de acuerdo a Flores y Alcocer .....	33
Figura 2.27 Cálculo de la rigidez de ciclo para el método modificado de la columna ancha.....	34
Figura 2.28 Transformación del muro de concreto reforzado en “U” al modelo de la columna ancha .....	35
Figura 2.29 Relación de carga-deformación propuesta por Meli .....	36
Figura 2.30 Relación de carga-deformación con degradación de rigidez a corte propuesta por Moroni.....	36
Figura 2.31 Calibración realizada por Ruiz y colaboradores del modelo 3D por medio del modelo de tres parámetros, a) respuesta experimental, b) respuesta analítica y c) comparación de la carga lateral.....	38
Figura 3.1 Etapas de la metodología para obtener curvas de fragilidad de estructuras de mampostería confinada.....	42
Figura 3.2 Estados límites de desplazamiento global utilizados en FEMA 306.....	43
Figura 3.3 Obtención de la curva de capacidad a través del análisis estático no lineal, pushover.....	43
Figura 3.4 Transformación a una curva simplificada por medio del MIE .....	45
Figura 3.5 Simplificación a una curva bilineal.....	45
Figura 3.6 Conversión de un SMGL a un SE1GL.....	46
Figura 3.7 Curva de comportamiento del SE1GL resultante .....	47
Figura 3.8 Identificación de los estados de daño en las curvas de histéresis de un muro de mampostería confinada .....	49
Figura 3.9 Identificación de los estados de daño de un muro de mampostería confinada considerados por Ruiz-García y Negrete .....	50
Figura 3.10 a) Localización del desplazamiento de fluencia en la curva de capacidad, y b) estados de daño con sus distorsiones asociadas.....	54
Figura 3.11 Desplazamiento de fluencia y los factores por los que se debe multiplicar para alcanzar los estados de daño propuestos .....	56
Figura 3.12 Curvas de fragilidad. ....	58

Figura 3.13 Puntos que conforman la curva de fragilidad basada en la aceleración máxima del terreno.....	59
Figura 3.14 Distorsiones obtenidas del análisis para el EDi y su curva de fragilidad ajustada.....	60
Figura 4.1 Vista en tres dimensiones de la edificación de mampostería estudiada por Arias .....	63
Figura 4.2 Planta del edificio de tres niveles .....	63
Figura 4.3 Modelo al término de su elaboración.....	65
Figura 4.4 Modelo analítico M3 a través de la columna ancha modificada en SAP2000.....	68
Figura 4.5 Comparación de la curva de capacidad del primer nivel del modelo M3 a través de IDARC-2D, columna ancha y datos experimentales .....	69
Figura 4.6 Curva de capacidad del modelo analítico M3.....	70
Figura 4.7 Etapas de daño del modelo analítico M3 .....	71
Figura 4.8 Curvas de capacidad de las estructuras M4 y M5 a través de la columna ancha modificada en SAP2000 .....	72
Figura 4.9 Curva de capacidad y simplificación bilineal del modelo M3.....	73
Figura 4.10 Curva desplazamiento ( $S_d$ ) y pseudo-aceleración ( $S_a$ ) del SE1GL del modelo M3 .....	75
Figura 4.11 Curvas de capacidad y simplificación bilineal de los modelos M3-2 y M3-3.....	76
Figura 4.12 Curvas de desplazamiento ( $S_d$ ) y pseudo-aceleración ( $S_a$ ) de los SE1GL de los modelos M3-2 y M3-3 .....	76
Figura 4.13 Curva de capacidad y simplificación bilineal de los modelos analíticos M4, M4-2 y M4-3.....	77
Figura 4.14 Curvas $S_d$ - $S_a$ de los SE1GL de la estructura M4 y sus variaciones .....	78
Figura 4.15 Curva de capacidad y simplificación bilineal de los modelos analíticos M5, M5-2 y M5-3.....	79
Figura 4.16 Curvas $S_d$ - $S_a$ de los SE1GL de la estructura M5 y sus variaciones .....	80
Figura 4.17 Espectros de respuesta de los registros: a) desplazamiento ( $S_d$ ), y b) pseudo-aceleración ( $S_a$ ) .....	82
Figura 4.18 Interface del software Resin V1.0.....	83
Figura 4.19 Curvas de fragilidad del modelo M3 en función de la aceleración máxima del terreno: a) modelo original, b) modelo sin dos muros, y c) modelo sin tres muros en la planta baja .....	84
Figura 4.20 Curvas de fragilidad de la estructura M4 en función de la aceleración máxima del terreno: a) modelo original, b) modelo sin dos muros, y c) modelo sin tres muros en la planta baja .....	85
Figura 4.21 Curvas de fragilidad de la estructura M5 en función de la aceleración máxima del terreno: a) modelo original, b) modelo sin dos muros, y c) modelo sin tres muros en la planta baja .....	86

Figura 4.22 Curvas de fragilidad de las tres estructuras considerando fijo el estado de daño y variando únicamente la altura: a) estructuras con densidad de muros de 4.49%, b) estructuras con densidad de muros de 2.82, en dirección X de la planta baja.....	87
Figura 4.23 Curvas de fragilidad de dos estructuras considerando fijo el estado de daño y variando únicamente la densidad de muros: a) estructura M3, b) estructura M5.....	89
Figura 4.24 Curvas de fragilidad del modelo M3 con distorsión lateral como medida de intensidad: a) modelo original, b) modelo sin dos muros, y c) modelo sin tres muros en la planta baja.....	91
Figura 4.25 Curvas de fragilidad del modelo M3 considerando fijo el estado de daño y variando únicamente la densidad de muros.....	92
Figura A.1 Modelo constitutivo para muros de mampostería confinada, incorporado en IDARC-2D .....	98
Figura A.2 Modelo de Bouc-Wen para la respuesta histerética de muros de mampostería, incorporado en IDARC-2D .....	99
Figura A.3 Dimensiones de modelo M0 .....	100
Figura A.4 Refuerzo de modelo M0: a) refuerzo de elementos confinantes, b) refuerzo de losa.....	101
Figura A.5 Historia de distorsiones empleadas para calibrar el modelo M0 .....	101
Figura A.6 Comparación de distorsión y cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el modelo M0 .....	102
Figura A.7 Comparación del cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el modelo M0 .....	102
Figura A.8 Dimensiones de modelo WBW .....	103
Figura A.9 Refuerzo de modelo WBW: a) refuerzo de elementos confinantes, b) refuerzo de losa.....	104
Figura A.10 Historia de distorsiones empleadas para calibrar el modelo WBW .....	104
Figura A.11 Comparación de distorsión y cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el modelo WBW .....	105
Figura A.12 Comparación del cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el modelo WBW .....	105
Figura A.13 Dimensiones de modelo 3D .....	106
Figura A.14 Refuerzo de modelo 3D: a) refuerzo de elementos confinantes longitudinales, b) refuerzo de castillos y dalas transversales, c) refuerzo de las losas.....	107
Figura A.15 Historia de distorsiones empleadas para calibrar el primer nivel del modelo 3D .....	107
Figura A.16 Comparación de distorsión y cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el primer nivel del modelo 3D.....	108

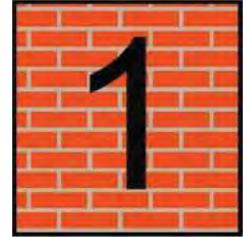
Figura A.17 Comparación del cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el primer nivel del modelo 3D .....	108
Figura A.18 Dimensiones de modelo MV1 .....	109
Figura A.19 Refuerzo de modelo MV1: a) refuerzo de dala y castillos, b) refuerzo de losa .....	110
Figura A.20 Historia de distorsiones empleadas para calibrar el modelo MV1. ....	110
Figura A.21 Comparación de distorsión y cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el modelo MV1 .....	111
Figura A.22 Comparación del cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el modelo MV1 .....	111
Figura A.23 Dimensiones de modelo MV2 .....	112
Figura A.24 Refuerzo de modelo MV2: a) refuerzo de dalas y castillos, b) refuerzo de losa .....	113
Figura A.25 Historia de distorsiones empleadas para calibrar el modelo MV2 .....	113
Figura A.26 Comparación de distorsión y cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el modelo MV2 .....	114
Figura A.27 Comparación del cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el modelo MV2 .....	114
Figura B.1 Subdivisión de muro con abertura para calcular su rigidez.....	117
Figura B.2 Subdivisión de los muros de los ejes A y C del modelo M3 para calcular su rigidez .....	118
Figura B.3 Subdivisión de los muros del eje B del modelo M3 para calcular su rigidez .....	118

## Lista de Tablas

---

Tabla 2.1 Parámetros utilizados en el modelo analítico propuesto por Flores y Alcocer .....	37
Tabla 2.2 Parámetros para reproducir el comportamiento histerético de la mampostería propuestos por Ruiz-García y Miranda .....	38
Tabla 3.1 Estados de daño planteados por Astroza y Schmidt .....	49
Tabla 3.2 Estados de daño planteados por Ruiz-García y Negrete .....	50
Tabla 3.3 Comportamiento del modelo 3D en función de la distorsión de azotea y entrepiso .....	51
Tabla 3.4 Comportamiento del modelo M3 en función de la distorsión de azotea .....	52
Tabla 4.1 Características físicas y mecánicas del prototipo y modelo estudiado por Arias .....	64
Tabla 4.2 Características observada durante el estudio experimental del modelo M3 escalado.....	66
Tabla 4.3 Densidad de muros de la estructuras estudiadas.....	67
Tabla 4.4 Periodos de las estructuras estudiadas.....	72
Tabla 4.5 Pesos y masas concentradas del modelo M3 .....	74
Tabla 4.6 Rigideces laterales y factores de condición de apoyo de cada nivel del modelo M3 .....	74
Tabla 4.7 Formas modales del modelo M3 .....	74
Tabla 4.8 Factores de participación del cortante basal ( $\alpha_j$ ) y factores de participación modal ( $PF_{ij}$ ) del modelo M3.....	75
Tabla 4.9 Formas modales de la estructura M4 .....	77
Tabla 4.10 Factores de participación del cortante basal ( $\alpha_j$ ) y factores de participación modal ( $PF_{ij}$ ) de la estructura M4 .....	78
Tabla 4.11 Formas modales de la estructura M5 .....	79
Tabla 4.12 Factores de participación del cortante basal ( $\alpha_j$ ) y factores de participación modal ( $PF_{ij}$ ) de la estructura M5 .....	80
Tabla 4.13 Familia de registros sísmicos empleados para el desarrollo de las curvas de fragilidad.....	81
Tabla 4.14 Estados de daño considerados para la obtención de las curvas de fragilidad .....	82
Tabla A.1 Resumen de parámetros empleados en la calibración de los modelos ...	115

# CAPÍTULO



## INTRODUCCIÓN

---

### 1.1 ANTECEDENTES

En el transcurso de la historia de la humanidad, la mampostería tuvo, y sigue teniendo, un papel sobresaliente en el desarrollo de las civilizaciones, ya que con ayuda de este material los seres humanos pueden realizar construcciones variadas.

La historia nos muestra que las primeras estructuras elaboradas con mampostería fueron para uso de vivienda, en donde se refugiaban y protegían pequeñas comunidades. Posteriormente, se comenzaron a realizar otras estructuras con mayor complejidad e importancia, como el templo de Poseidón (Figura 1.1), que propiciaron el estudio de la estabilidad y la resistencia de los materiales empleados ante los efectos de las acciones externas y los agentes ambientales corrosivos.

La construcción con materiales cercanos a las comunidades fue primordial en la antigüedad, por lo que el tomar materia prima de la naturaleza fue una actividad rápidamente adquirida, y con ello, la técnica de recolectar los mejores y más resistentes materiales que encontraban en sus cercanías. Por ejemplo, tenemos las construcciones realizadas antes y después de nuestra era que aún siguen en pie y que para muchas civilizaciones antiguas simbolizaron la supremacía entre sí, como es el caso de las pirámides de Egipto (Figura 1.2).



**Figura 1.1** Templo de Poseidón, Grecia (tomada de [http://www.turismoenfotos.com/items/italia/pompeya/3761\\_temple-de-poseidon/](http://www.turismoenfotos.com/items/italia/pompeya/3761_temple-de-poseidon/)).



**Figura 1.2** Pirámides de Giza, Egipto (tomada de <http://www.fondosdepantalla.biz/wallpaper/Piramides-Egipto/>).

La importancia e indispensable uso de la mampostería a través del tiempo para el desarrollo de comunidades alrededor del planeta, es debido a sus muchas propiedades, como lo son su facilidad de construcción, su alta resistencia a la intemperie y la alta seguridad que brindan ante fenómenos naturales.

En el pasado las edificaciones de mampostería se elaboraban únicamente para uso unifamiliar de uno o dos niveles, pero actualmente representan más que eso, puesto que las exigencias solicitadas a este material van en aumento en funcionalidad, resistencia y tamaño.

En nuestros días los conjuntos habitacionales multifamiliares requieren de sistemas estructurales con el mejor diseño posible, resistente ante cargas verticales y las provocadas por algún evento sísmico, además de tener una adecuada concepción del comportamiento de la mampostería confinada como elemento estructural.

## **1.2 MOTIVACIÓN**

La práctica constructiva a base de muros de mampostería confinada como sistema estructural resistente ante cargas laterales y verticales no solo es predominante en la República Mexicana, sino también en varios países Latinoamericanos, como Colombia, Chile y Argentina.

Desafortunadamente, una gran población de edificaciones de mampostería se encuentran ubicadas en zonas con sismicidad moderada o alta. Por ello, en México y en otros países, se han registrado daños importantes en este tipo de edificaciones provocados por sismos históricos.

Por ejemplo, se ha documentado daño severo en edificaciones de mampostería confinada como consecuencia de los sismos de Tecomán, México, del 21 de enero de 2003 ( $M_w=7.6$ ) (<http://www.ssn.unam.mx>) y de Maule, Chile, del 27 de febrero de 2010 ( $M_w=8.8$ ) (<http://www.sismochile2010.cl>).

A partir de las inspecciones de campo, se aprecia que el proceso constructivo jugó un papel importante en el desempeño de las edificaciones de mampostería,

dado que los daños más severos se concentraron en edificaciones donde no se aplicaron las recomendaciones reglamentarias de construcción.

Las principales causas de daño en edificaciones de mampostería confinada son: 1) la baja densidad de muros en la planta baja, produciendo el mecanismo conocido como piso suave, 2) la deficiencia en la configuración estructural, y 3) la deficiencia en el detallado de los elementos de confinamiento.



**Figura 1.3** Daño generalizado y formación de piso suave en planta baja de una edificación de tres niveles (tomada de Brzev y otros, 2010).

En la Figura 1.3 se observa la formación del mecanismo de piso suave, provocando que el daño de la estructura se concentre en el primer piso. La deficiencia en la configuración estructural se presenta cuando no se tiene un adecuado conocimiento del comportamiento de la mampostería ante acciones dinámicas, produciendo que falle prematura y repentinamente (Figura 1.4).



**Figura 1.4** Patrón de agrietamiento típico debido a cortante observado en viviendas dañadas por el sismo de Tecomán del 21 de enero de 2003 (tomada de Klingner, 2004).

En la práctica constructiva es común encontrar construcciones en donde, por intentar ahorrarse material y mano de obra, no se detallan adecuadamente los elementos de confinamiento, lo que repercute en un inadecuado comportamiento de la mampostería confinada como elemento estructural (Figura 1.5).



**Figura 1.5** Ausencia de confinamiento en los extremos de los castillos (tomada de Brzev y otros, 2010)

Los daños provocados por sismos históricos han generado graves pérdidas, tanto humanas como económicas. Por ejemplo, los daños provocados por el sismo del 21 de enero de 2003 en Colima originaron pérdidas acumuladas en los estados de Colima, Jalisco y Michoacán por 1,300 millones de pesos y 21 pérdidas de vidas humanas en el estado de Colima (EERI, 2006). Asimismo, de las viviendas construidas con algún tipo de mampostería (confinada o sin refuerzo) que sufrieron daño, el 31.4% presentó daño ligero que requería reparaciones mínimas, el 53.7% mostró daño moderado con requerimientos mayores de reparación y el 14.9% de las viviendas dañadas colapsaron (EERI, 2006).

En nuestro país se registran eventos sísmicos de magnitud considerable constantemente y, de acuerdo con lo observado en los últimos años, las edificaciones donde el principal elemento estructural es la mampostería confinada presentan la mayor vulnerabilidad ante estos fenómenos.

Por lo que, el estudio de mampostería en nuestro país para conocer y aplicar un procedimiento, sencillo y adecuado, que permita evaluar la fragilidad de viviendas donde el principal elemento estructural sea la mampostería confinada, representa un motivo para elaborar el presente trabajo.

### 1.3 VULNERABILIDAD Y FRAGILIDAD

La vulnerabilidad de una estructura existente se puede calcular si se obtiene una estimación de su tasa media anual de alcanzar un estado de daño predefinido,  $ed_i$ , de acuerdo a la siguiente formulación (Ruiz-García y Miranda, 2007):

$$v(ed_i) = \int_0^{\infty} P(ED_i > ed_i | MIS = mis) \cdot v(mis) \quad (1.1)$$

Donde el primer término de la integral es la probabilidad condicional de exceder un estado de daño predefinido dada una medida de intensidad sísmica,  $mis$ , y  $v(mis)$  representan la tasa anual de excedencia de la medida de intensidad

sísmica, la cual representa el peligro sísmico en el sitio donde se ubica la edificación. Cabe notar que al primer término de la integral se le conoce como curva de fragilidad. Asimismo, para fines de evaluar la vulnerabilidad estructural, se ha propuesto emplear diversas medidas de intensidad sísmica, como la aceleración máxima del terreno (AMT), la aceleración espectral asociada al primer modo de vibración de la estructura ( $S_a(T_1)$ ), o la demanda de desplazamiento lateral.

Actualmente existe un consenso entre la comunidad enfocada a la ingeniería sísmica en que el daño en elementos estructurales y en algunos elementos no estructurales, es consecuencia de las demandas de desplazamiento lateral inducidas a la estructura cuando es expuesta a excitaciones sísmicas. En consecuencia, recientes metodologías para el diseño de nuevas estructuras y para la evaluación de estructuras existentes, se basan en la estimación de las demandas máximas de desplazamiento lateral. Sin embargo, varios de los procedimientos propuestos para evaluar la vulnerabilidad de edificaciones de mampostería se basan en una estimación de la aceleración máxima del terreno (Erberik, 2007) o bien en la estimación de la intensidad del movimiento sísmico, medida en términos de la Escala Macrosísmica Europea (Gómez y otros, 2005).

Por ello, existe la necesidad de contar con una metodología moderna para evaluar la vulnerabilidad de edificaciones de mampostería, basada en una consideración explícita de la capacidad de deformación lateral y en la demanda de desplazamiento lateral a que se verá expuesta la edificación durante sismos futuros. De esta manera, la ecuación 1.1 puede expresarse de la siguiente manera, para evaluar la vulnerabilidad de edificaciones de mampostería basada en desplazamiento ante posibles eventos sísmicos futuros (Ruiz-García y Miranda, 2007):

$$v(ed_i) = \int_0^{\infty} P(ED_i > ed_i | D = \delta) \cdot v(\delta) \quad (1.2)$$

Donde el primer término es la probabilidad condicional de exceder un estado de daño predefinido dada una demanda de desplazamientos,  $\delta$ , y  $v(\delta)$  representa la

tasa anual de excedencia de la demanda de desplazamientos. El primer término de la integral también se conoce como *curva de fragilidad*, mientras que el segundo se relaciona con la demanda de desplazamiento de interés, por ejemplo el desplazamiento inelástico de azotea o de entrepiso, que causa el daño estructural (Ruiz-García y Miranda, 2007).

Como puede notarse, un aspecto clave en la estimación de la vulnerabilidad sísmica consiste en contar con *curvas de fragilidad* basadas en desplazamientos. Dichas curvas pueden obtenerse mediante información empírica basada en un levantamiento de los daños después de un evento sísmico, mediante el uso de evidencia experimental, o bien mediante simulación numérica (Wen y Ellingwood, 2005).

Por ejemplo, Ruiz-García y Negrete (Ruiz-García y Negrete 2009, Ruiz-García, 2008) desarrollaron curvas de fragilidad basadas en desplazamiento para estimar la probabilidad de que muros de mampostería construidos con tres tipos de piezas (piezas artesanales, piezas de arcilla industrializadas y bloques de concreto) alcancen estados de daño correspondientes al primer agrietamiento y a la formación completa de grietas diagonales en la superficie del muro. A partir de este estudio se apreció que la fragilidad de muros de mampostería depende del tipo de pieza, de la inclusión de acero de refuerzo horizontal en los muros y de la carga de compresión que se aplica durante el ensaye.

Otro criterio consiste en desarrollar curvas de fragilidad basadas en desplazamiento para edificaciones de mampostería con distintas características (por ejemplo, número de niveles, densidad de muros en planta, tipo de pieza, entre otras) asociadas a diferentes estados de daño. Sin embargo, existen pocos ensayos de laboratorio de especímenes de mampostería confinada de varios niveles que permitan desarrollar dichas curvas de fragilidad. Por ello, es necesario emplear la simulación numérica de edificaciones de mampostería considerando una modelación

adecuada de los muros de mampostería para reducir su respuesta observada en laboratorio.

#### **1.4 OBJETIVOS Y ALCANCE**

El objetivo principal del trabajo que se presenta, consiste en proponer una metodología para determinar las curvas de fragilidad basadas en desplazamiento de edificaciones de mampostería confinada de varios niveles en zonas sísmicas. A continuación se presentan los objetivos particulares que abarca este trabajo de tesis:

1. Evaluar la respuesta inelástica de sistemas equivalentes de un grado de libertad correspondientes a sistemas de múltiples grados de libertad representativos de edificaciones de mampostería confinada, con diferentes características (número de niveles, densidad de muros, periodo de vibración, etc.), al ser excitados por un conjunto de acelerogramas registrados cerca de la fuente sísmica.
2. Desarrollar curvas de fragilidad basadas en aceleración máxima del terreno y en desplazamiento lateral para edificaciones de mampostería con diferentes características (número de niveles, resistencia lateral, etc.) asociadas a diferentes estados de daño.

La metodología que se plantea en este trabajo, para obtener la fragilidad de edificaciones de mampostería confinada, presenta como principal alcance el desarrollarla considerando cómo modo de falla sólo el cortante en el plano.

#### **1.5 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS**

En esta tesis se presenta el desarrollo de las curvas de fragilidad, en función de la aceleración máxima del terreno y del desplazamiento lateral, para edificaciones de mampostería confinada con diversas características estructurales, En principio, se revisaron metodologías y procedimientos propuestos recientemente para evaluar la

vulnerabilidad en edificaciones de mampostería. Posteriormente, se planteó la metodología a seguir para la obtención de las curvas de fragilidad, con base en diversas etapas. Como parte del desarrollo de este trabajo, se modelaron especímenes de mampostería confinada ensayados en laboratorio por medio del método de puntales a compresión y del método modificado de la columna ancha. Para fines ilustrativos, se aplicó la metodología para obtener las curvas de fragilidad de una vivienda típica de la práctica constructiva mexicana. A continuación se presenta una descripción detallada de la tesis:

En el *Capítulo 2* se presenta una recopilación literaria de las técnicas de simulación que pueden emplearse para modelar las estructuras de mampostería confinada, así como los trabajos más recientes enfocados a evaluar la vulnerabilidad en estructuras de mampostería. En particular, se describen las dos principales técnicas de modelado en mampostería confinada, que son el método de puntales a compresión y el método de la columna ancha.

En el *Capítulo 3* se plantea la metodología para obtener curvas de fragilidad basadas en desplazamientos. Para tal fin, se proponen los estados de daño considerando resultados experimentales del comportamiento de especímenes de mampostería confinada ensayados en laboratorio. Se describe el método empleado para obtener un sistema equivalente de un grado de libertad (SE1GL) a partir de un sistema de múltiples grados de libertad (SMGL). Asimismo, se describe el procedimiento para desarrollar las curvas de fragilidad basadas tanto en la aceleración máxima del terreno como en la capacidad de desplazamiento de la estructura.

En el *Capítulo 4* se presenta, como ejemplo ilustrativo, la obtención de las curvas de fragilidad de una estructura de mampostería confinada. La estructura es un modelo a escala 1:2 ensayado en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, el cual representa una edificación típica de mampostería confinada de tres niveles con planta regular. Con la finalidad de

evaluar el efecto de algunas características dinámicas y estructurales en las curvas de fragilidad, se modificó la planta del primer piso para obtener tres densidades de muros. Posteriormente, se consideró que el edificio en estudio contaba con cuatro y cinco niveles.

Finalmente, en el *Capítulo 5* se resumen las principales conclusiones y recomendaciones de este trabajo.

Esta tesis incluye dos apéndices. En el *Apéndice A* se presenta la calibración del elemento panel incorporado en el programa de análisis IDARC-2D (Valles y colaboradores, 1996) con la respuesta de especímenes ensayados en laboratorio. En el *Apéndice B* se muestra el procedimiento y las consideraciones seguidas para calcular la rigidez de entrepiso del modelo M3.

# CAPÍTULO



## **ESTADO DEL CONOCIMIENTO**

---

### **2.1 INTRODUCCIÓN**

La alta vulnerabilidad de las edificaciones de mampostería en zonas sísmicas registrada en los últimos años nos muestra que es necesario contar con técnicas que permitan evaluarla, a fin de plantear medidas preventivas ante futuros eventos sísmicos. En la literatura se presentan diversos estudios para conocer y analizar la vulnerabilidad en edificaciones de mampostería, que emplean diversas técnicas de modelado para representar su respuesta a través de un modelo matemático.

En este capítulo se presenta una recopilación de algunos estudios y metodologías propuestas recientemente para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de mampostería. Posteriormente se presentan las principales técnicas de modelado que pueden emplearse para analizar estructuras de mampostería confinada.

### **2.2 ESTUDIOS SOBRE VULNERABILIDAD EN EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA**

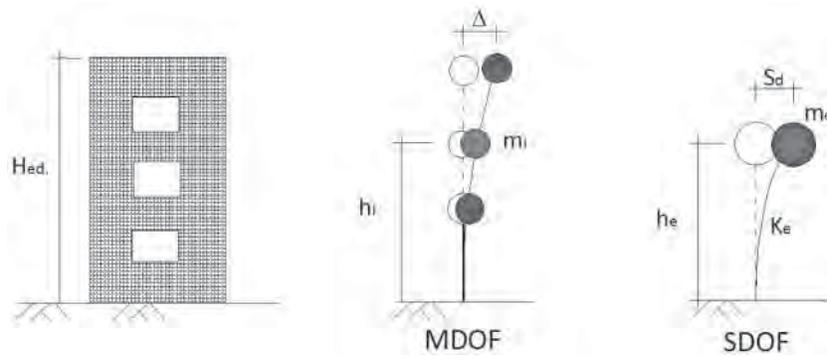
El empleo de muros de carga de mampostería, principalmente confinada, sigue siendo el principal método constructivo en nuestro país, tanto para viviendas unifamiliares como para edificaciones de varios niveles, por lo que el estudio del

comportamiento sísmico de este sistema constructivo es de gran importancia para la seguridad de sus ocupantes.

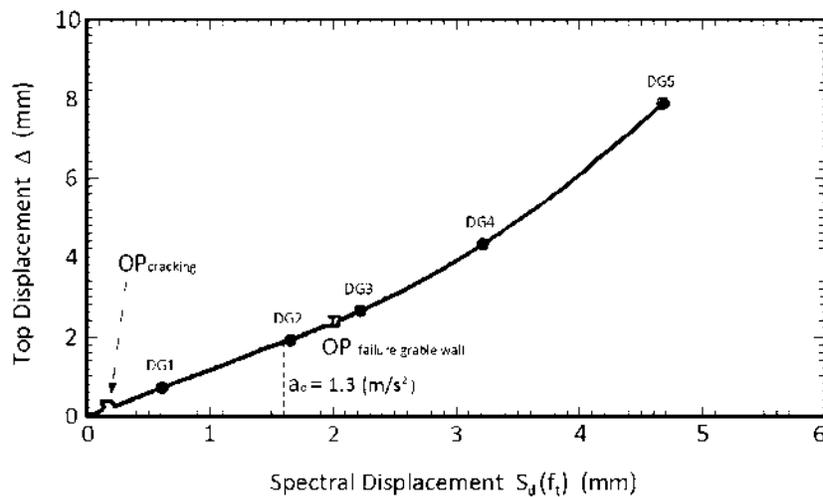
Los registros de daños recabados en eventos sísmicos históricos, muestran que este tipo de construcciones pueden ser propensas a sufrir daño moderado o grave, inclusive colapso, por lo que es necesario conocer su vulnerabilidad, o la probabilidad de falla o colapso de alguna edificación, a fin de implementar medidas preventivas ante eventos sísmicos futuros.

Recientemente se han publicado trabajos e investigaciones al respecto, con el fin de evaluar la vulnerabilidad con que cuentan las edificaciones de mampostería. A continuación se presentan algunas investigaciones orientadas a evaluar la vulnerabilidad de edificaciones de mampostería.

Lang y Bachmann (2003) presentaron un estudio sobre la vulnerabilidad de edificaciones de mampostería sin refuerzo ubicadas en Suiza. Para tal fin, los autores propusieron una metodología que consiste en comparar la curva de capacidad de una estructura específica con la demanda sísmica expresada en términos del desplazamiento espectral elástico correspondiente al periodo fundamental de vibración de la estructura,  $S_d(T_1)$ . Los autores proponen obtener la curva de capacidad mediante un análisis estático no lineal, donde se identifican diferentes estados de daño significativos, mientras que la demanda de desplazamiento elástico se obtiene a partir de un sistema de un grado de libertad equivalente (Figura 2.1). La metodología se aplicó para evaluar un modelo a escala natural que representaba un edificio de mampostería simple (sin refuerzo) de dos niveles, ensayado ante cargas laterales cíclicas reversibles y cuatro modelos a escala 1:2 representativos de edificios de dos niveles ensayados en mesa vibradora. En la Figura 2.2 se ilustra un ejemplo de una “función de vulnerabilidad” obtenida por los autores.



**Figura 2.1** Sistema equivalente (SDOF) (tomado de Lang y Bachmann, 2003).



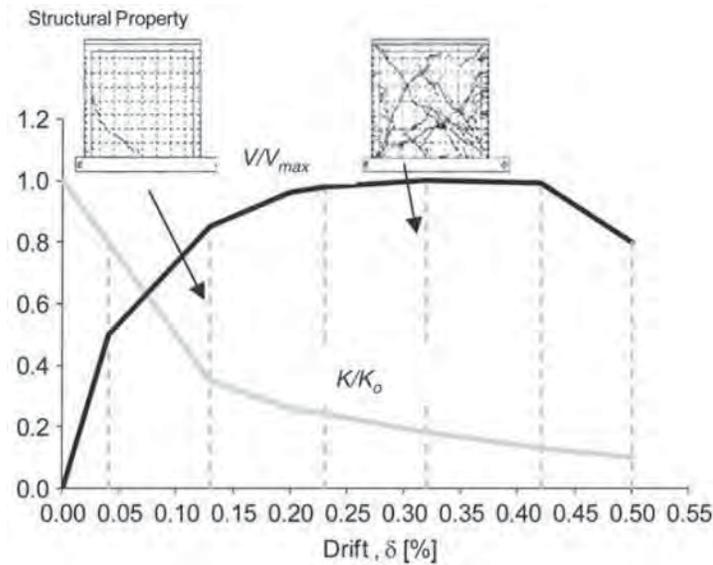
**Figura 2.2** Curva de capacidad de un muro (tomado de Lang y Bachmann, 2003).

A fin de evaluar viviendas de mampostería ubicadas en zonas sísmicas dentro de la República Mexicana, Rodríguez (2005) propuso una metodología en la que evaluó la demanda y capacidad de deformación de edificaciones de mampostería tomando en cuenta un enfoque alternativo de evaluación y diseño por sismo de este tipo de edificaciones. Por lo que utilizó siete acelerogramas de seis sismos presentados en Latinoamérica y uno en Japón de los últimos 25 años, que han propiciado daños o colapsos en edificaciones de mampostería. El criterio alternativo consistió en realizar el diseño sísmico por desempeño y no con base en la resistencia de la estructura.

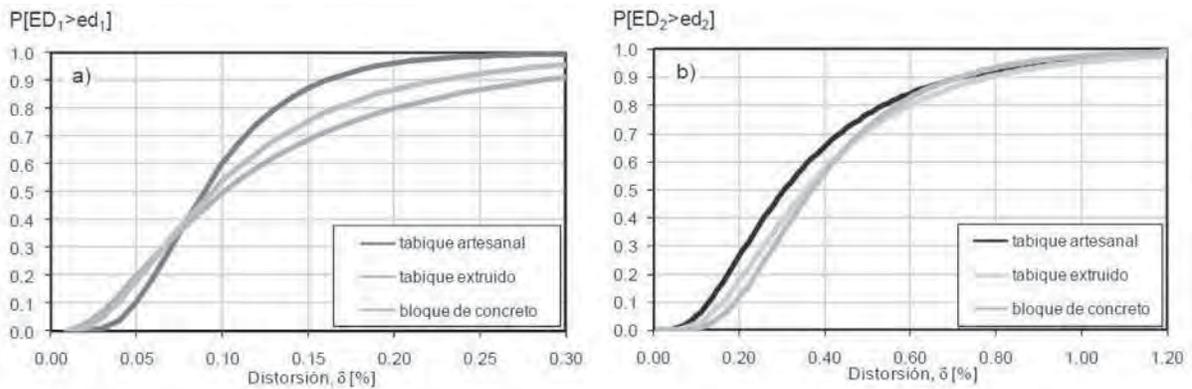
Para dicho diseño por desempeño, el autor propuso considerar dos niveles de comportamiento sísmico que están en función de seguridad de vida y de prevención de colapso, sugeridos por FEMA 273, ya que representan daños reparables. Desarrolló el análisis empleando los acelerogramas mencionados y resultados de especímenes ensayados en laboratorio, con lo que mostró que la capacidad de deformación de éstos es más pequeña que la sugerida por algunos códigos de construcción. Sugirió que el daño producido por un sismo no debe enfocarse únicamente a la magnitud de éste sino a otros factores que involucren el proceso constructivo, la calidad y el comportamiento de materiales.

Posteriormente, Ruiz-García y Negrete (2009) propusieron un procedimiento simplificado basado en distorsión, para edificios de baja a mediana altura, para lo cual realizan un estudio estático para conocer la relación de desplazamientos inelásticos de un sistema de un grado de libertad representativo de la edificación en cuestión (Figura 2.3). Los resultados mostraron que con esta aseveración se sobrestima la demanda de desplazamientos pico inelástico de estas estructuras.

Con base en los datos recabados se desarrollaron curvas de fragilidad basadas en desplazamientos para expresar la probabilidad de exceder un estado de daño definido (Figura 2.4), ya sea a la aparición de la primera grieta diagonal o al daño caracterizado por la aparición de una falla en forma de equis “X” en la superficie del muro; con ello desarrollaron funciones de fragilidad para estimar la probabilidad de que los muros confinados alcancen o excedan los niveles de daño ante carga sísmica, además de que se realizaron estimaciones basadas en la distorsión lateral impuesta a los muros. La probabilidad de exceder un estado de daño en muros de mampostería depende del tipo de pieza, de la inclusión de acero longitudinal de refuerzo y del nivel de carga axial de compresión actuante en el muro.



**Figura 2.3** Evolución del daño y degradación estructural con respecto a la distorsión lateral (tomado de Ruiz-García y Negrete, 2009).

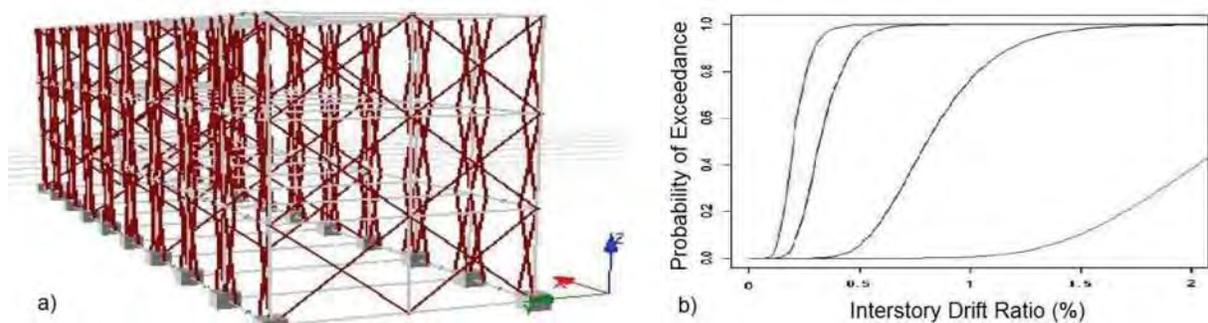


**Figura 2.4** Curvas de fragilidad basadas en distorsión de muros de mampostería confinada construidos con tres distintos tipos de ladrillos considerando dos estados de daño (tomada de Ruiz-García, 2009).

Recientemente, Jian y colaboradores (2009) presentaron una metodología para evaluar la fragilidad sísmica de edificaciones de mampostería dañadas durante el terremoto de Sichuan del 12 de mayo de 2008 ( $M_S=8.0$ ). En la cual se propone obtener una estructura equivalente de un grado de libertad que represente a la estructura original. Una vez establecidos los estados límite en función del daño que presentan las estructuras de mampostería ante fenómenos sísmicos, el sistema

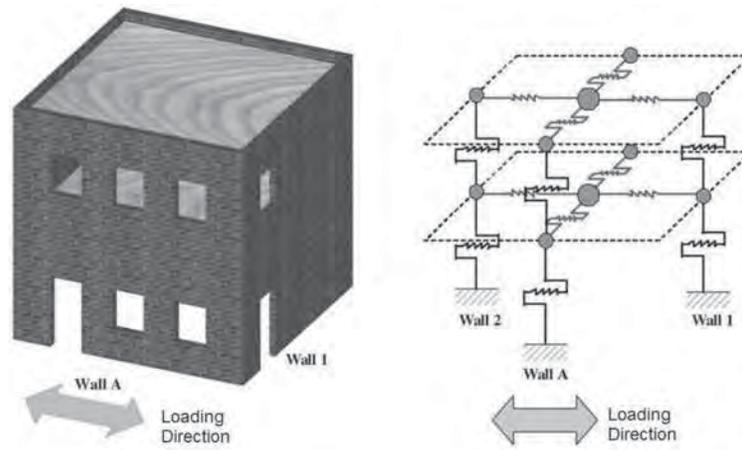
equivalente es sometido a registros sísmicos para obtener sus desplazamientos máximos.

Finalmente, se obtuvieron curvas de fragilidad en función de la aceleración espectral. Para ilustrar el procedimiento, consideraron una edificación de tres niveles, conformada por columnas de concreto reforzado y muros de mampostería, situada en Sichuan, China. El modelo analítico, que se muestra en la Figura 2.5a, estuvo conformado por puntales a compresión; en el estudio se consideraron tres estados de daño: ligero, moderado y completo. Para la obtención de las curvas de fragilidad (Figura 2.5b) se consideraron 40 registros estocásticos con diferente aceleración máxima de terreno.



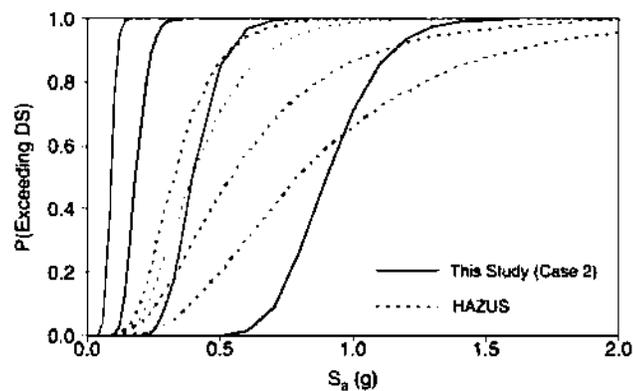
**Figura 2.5** Estructura de mampostería ubicada en Sichuan, China, a) Modelo 3D de elementos finitos con elementos panel y barras, b) Curvas de vulnerabilidad para el edificio de mampostería confinada con muros de cortante de la región de Sichuan (tomada de Jian y otros, 2009).

Park y colaboradores (2009) presentaron el estudio realizado a una estructura de mampostería sin refuerzo, para la cual se estimaron sus curvas de fragilidad y las compararon con la propuesta planteada por el National Institute of Building Science (HAZUS). Para el análisis se consideró estudiar la estructura en dos dimensiones, para simplificar el cálculo matemático. El modelo analítico se calibró con ayuda de resultados experimentales a través del programa DRAIN-2DX, como se muestra en la Figura 2.6. Para obtener las curvas de fragilidad se plantearon cuatro estados de daño: ligero, moderado, extenso y completo.



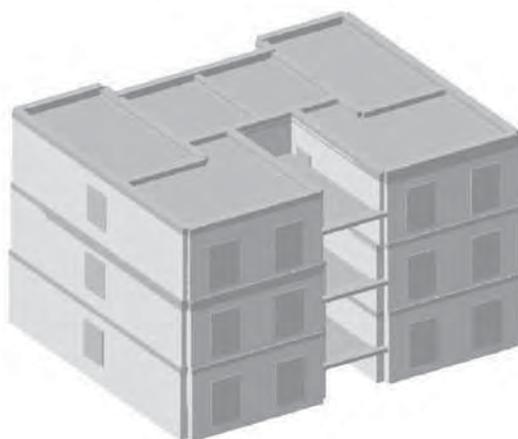
**Figura 2.6** Modelo de resortes con comportamiento no lineal representativo de la estructura (tomada de Park y otros, 2009).

Para calcular la probabilidad de excedencia se empleó la distribución log-normal y se escalaron los registros sísmicos en función de la aceleración máxima del terreno. La comparación de las curvas de fragilidad analíticas con las curvas HAZUS mostró que las curvas de fragilidad desarrolladas en este estudio tienen baja variabilidad en la respuesta sísmica en comparación a las obtenidas por HAZUS, como se observa en la Figura 2.7. La principal razón de la diferencia es porque una de las técnicas emplea datos experimentales y la otra se apoya en un modelo de estructura específico. La variación en la geometría y la incertidumbre de los materiales también influye en los resultados, ya que varían de una estructura a otra.



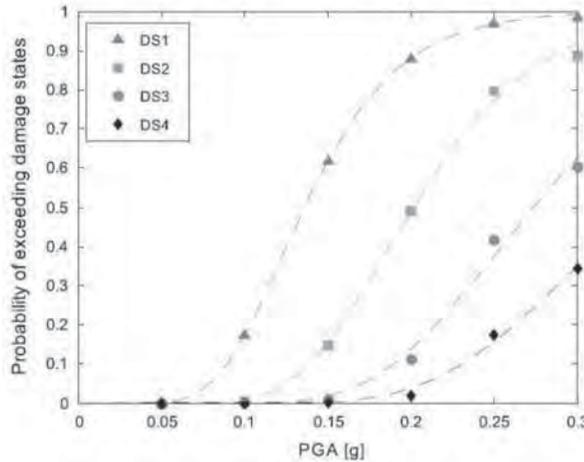
**Figura 2.7** Comparación de curvas de fragilidad (tomada de Park y otros, 2009).

Rota y colaboradores (2010) presentaron una metodología para calcular curvas de fragilidad analíticas de edificaciones de mampostería basada en análisis no lineales estocásticos. Para tal caso, plantearon cuatro estados de daño que estuvieron relacionados con el rango elástico, resistencia máxima y estado último del comportamiento de la mampostería. Para la aplicación del método, utilizaron una edificación de mampostería de tres niveles localizada en Italia. La modelación de la estructura se realizó en 3D a través del software TREMURI, como se muestra en la Figura 2.8, y se calibró con información recabada de resultados de laboratorio. Una vez calibrado el modelo, se le realizaron varios análisis pushover en dirección “X” y “Y” y se identificó la media de dichos datos.



**Figura 2.8** Modelo 3D del edificio analizado (tomada de Rota y otros, 2010).

Los registros considerados en el estudio fueron escalados en función de la aceleración máxima del terreno y con ellos se obtuvieron las curvas de fragilidad representativas de la edificación, las que se ilustran en la Figura 2.9. Como conclusiones, se tiene que la obtención de la distribución de probabilidad de los estados límite del desplazamiento global de la estructura es obtenida de análisis estáticos no lineales. Además, la calibración del modelo puede realizarse con cualquier software siempre y cuando tomando en cuenta de que la respuesta del modelo sea adecuada en comparación con la real. Por último, se observó que las características de los registros sísmicos si influyen en los resultados del análisis.



*Figura 2.9* Curvas de fragilidad analíticas obtenidas para la edificación estudiada por Rota y otros (2010).

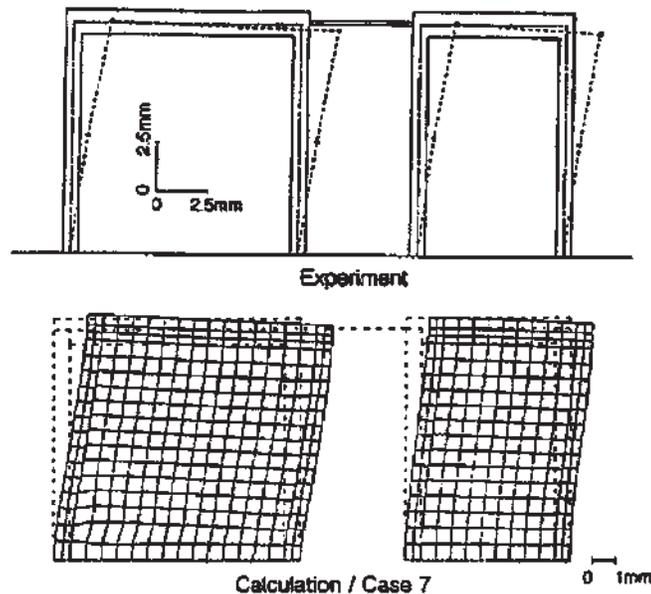
## 2.3 TÉCNICAS PARA MODELAR EL COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Dentro del estudio de la mampostería, la idealización del muro como un elemento estructural homogéneo, para ser utilizado en programas de diseño, se ha convertido en una forma adecuada para tratar de representar numéricamente la respuesta elástica e inelástica. Existe una gran variedad de propuestas al respecto; los métodos aquí mencionados se enfatizan en la aplicación a modelos de estructuras conformadas con mampostería confinada. Dentro de los métodos propuestos destacan tres, que son el micro-modelado, macro-modelado y la modelación a través del comportamiento histerético de la mampostería confinada.

### 2.3.1 Micro-modelado (Método de elementos finitos)

En los últimos años y con ayuda del avance de la tecnología, se ha venido facilitando el análisis de elementos estructurales, como la mampostería, en micro-modelos que pretenden descomponer un miembro en pequeños elementos, esto con la finalidad de tratar de representar con mayor exactitud su comportamiento; dentro de esta área se encuentran diversos trabajos como los que se mencionan a continuación.

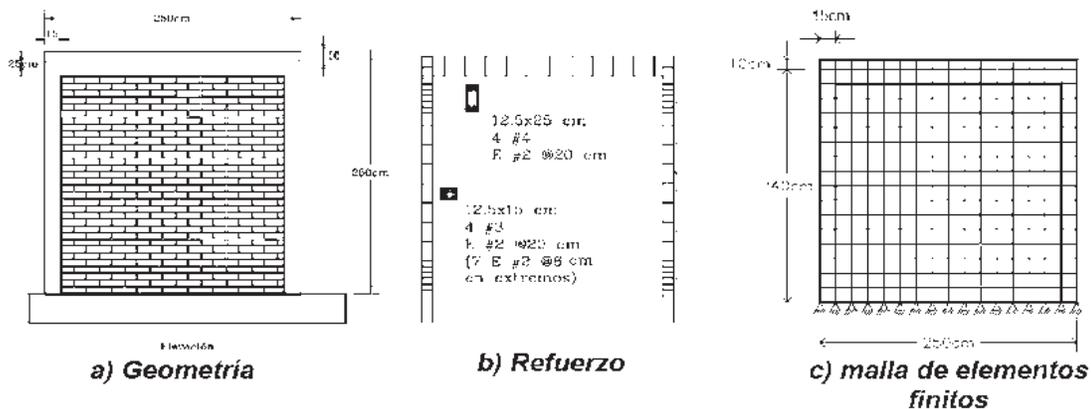
Ishibashi y Kastumata (1994), en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), desarrollaron un estudio usando elementos finitos con comportamiento no lineal para analizar muros de mampostería confinada, con lo que analizaron los resultados de cinco muros ensayados en laboratorio con distintas características para conocer sus modos de falla, como las relaciones carga-deflexión y el comportamiento histerético ante la aplicación de cargas horizontales y verticales (Figura 2.10). El punto más crítico de aplicar el método de elementos finitos a estructuras de mampostería confinada, fue la selección de modelos analíticos adecuados que representen las características mecánicas reales.



**Figura 2.10** Patrón de deformación ante carga lateral y su correspondiente resultado analítico (tomada de Ishibashi y Kastumata, 1994).

Álvarez y Alcocer (2008) desarrollaron un modelo no lineal para reproducir el comportamiento de dos especímenes de mampostería confinada, ensayados previamente en laboratorio, con el que evaluaron el comportamiento de muros con aberturas de tamaño y posición variable, simulando la colocación de ventanas, que se realiza cotidianamente.

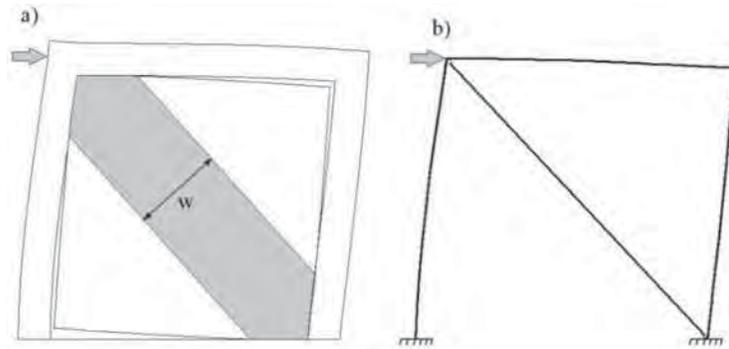
Con los resultados obtenidos plantearon algunas recomendaciones para el diseño de estructuras de mampostería confinada. Entre las que destacan: deberán existir castillos en los bordes verticales de una abertura, cuando se cumpla cualquiera de las siguientes condiciones: el área de la(s) abertura(s) es mayor que el 7% de la superficie total del muro, la dimensión horizontal de la abertura es mayor que el 25% de la longitud del muro, la dimensión vertical de la abertura es mayor que el 25% de la altura libre del muro, y la distancia entre la base del muro y el borde horizontal inferior de la abertura es menor que el 40% de la altura libre del muro. Puede despreciarse el efecto de aberturas cuando se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones: existe solamente una abertura en el muro considerado, la abertura se localiza justo debajo de la dala de cerramiento o losa, y las dimensiones de la abertura son iguales o menores que el 12.5% de las respectivas dimensiones del muro.



**Figura 2.11** *Especimen ensayado y su modelo en elementos finitos (tomada de Álvarez y Alcocer, 2008).*

### 2.3.2 Macro-modelado

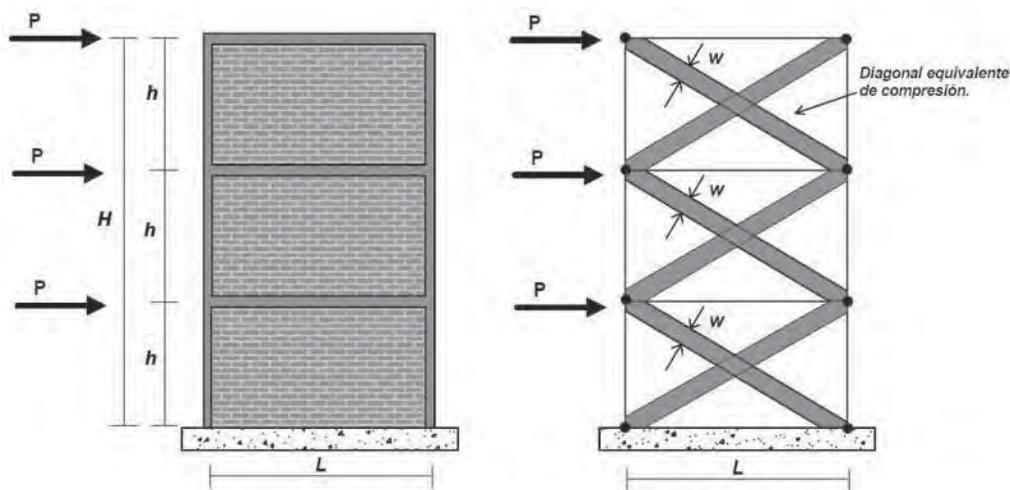
Para el análisis de muros de mampostería se han propuesto otros métodos enfocados a capturar su comportamiento mediante un macro-elemento. Entre los macro-modelos se destacan el método de las barras o puntales a compresión (Figura 2.12) y el método de la columna ancha. A continuación se describen los trabajos relevantes enfocados a proponer macro-modelos que permiten analizar muros de mampostería confinada.



**Figura 2.12** Modelo de diagonal equivalente: a) idealización de la respuesta de un muro diafragma de mampostería; b) modelo idealizado con elementos barra (tomado de Orduña, 1999).

### 2.3.2.1 Método de puntales a compresión

Este método es muy utilizado dentro de la modelación de estructuras de mampostería, debido a que en los últimos años se han desarrollado muchos estudios y simplificaciones al respecto, a tal grado que algunos programas computacionales, que al principio no tomaban en cuenta este tipo de modelación de mampostería, han venido incorporándolo. El método consiste en transformar una edificación de mampostería a otra que en vez de muros contenga puntales, en “X”, verticales y horizontales, que incluyen las características del muro, tanto en resistencia, rigidez, flexión y cortante, como se observa en la Figura 2.13.



**Figura 2.13** Modelo de puntales de compresión (adaptado de Zúñiga, 2005).

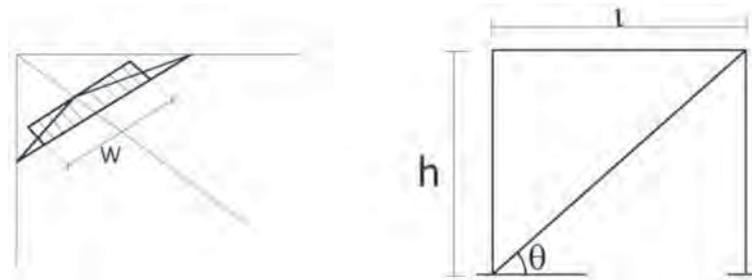
Las diagonales en “X” contienen las propiedades de la mampostería, cuentan con un ancho proporcional a la altura del muro y únicamente trabajan a compresión, mientras que los castillos y dalas, que confinan el muro, son modelados a través de los puntales horizontales y verticales, respectivamente, que adquieren las propiedades de estos elementos. A continuación se presentan algunos trabajos realizados al respecto.

Holmes (1961) realizó varios estudios enfocados al comportamiento de muros de mampostería y propuso idealizar el muro como un elemento diagonal con las mismas propiedades mecánicas de éste, para lo que sugiere tomar un ancho del elemento transformado igual a un tercio de la longitud del mismo; esta propuesta la realizó analizando muros diafragma. De los resultados obtenidos se concluyó que la diagonal propuesta predice la resistencia máxima con una gran aproximación, aunque no se concluyó lo mismo para los desplazamientos calculados comparados con los reales.

Stafford-Smith y Carter (1969) realizaron un análisis de estudios experimentales y teóricos realizados a muros diafragma, con lo que proporcionaron un parámetro adimensional para relacionar la rigidez relativa del muro con la del marco y así medir el comportamiento del conjunto. Con este parámetro, también proponen una expresión para conocer la longitud de contacto entre el muro y el marco, al igual que presentaron gráficas para calcular el ancho de la diagonal equivalente en función del nivel de carga aplicada a ésta.

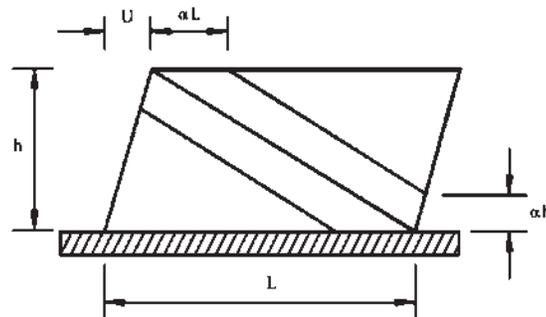
Por su parte, Schwaighofer y Microys (1969) presentaron un estudio en el cual mostraron que se puede realizar el modelado de estructuras de mampostería con ayuda de una simplificación a través de marcos equivalentes, dichos marcos constaban de columnas y vigas que adquirirían las propiedades de los elementos de mampostería.

Kadir (1974) realizó estudios a muros diafragma de mampostería y planteó ecuaciones para calcular la resistencia al aplastamiento y al agrietamiento de esquina, suponiendo una distribución de esfuerzos triangular en una diagonal equivalente, representativa del muro de mampostería, a la cual le propone un ancho  $w$ , como se observa en la Figura 2.14. La ecuación para el cálculo de la resistencia al agrietamiento está en función de la carga de agrietamiento y de la inclinación de la diagonal.



**Figura 2.14** Diagonal equivalente propuesta por Kadir (tomado de Araujo, 2000).

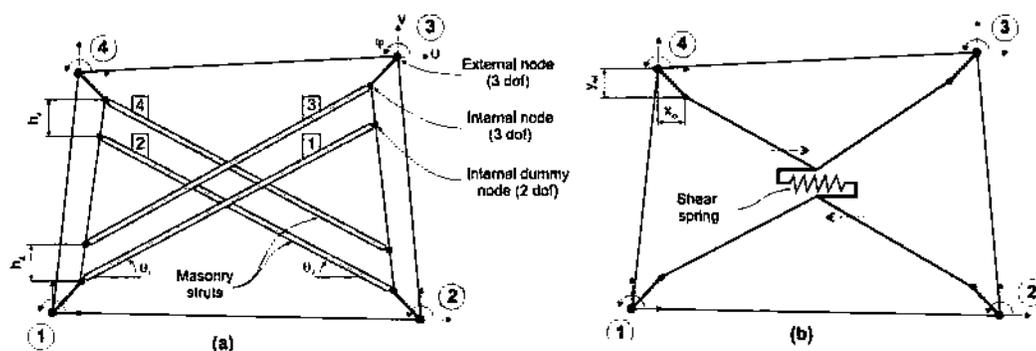
Chrysostomou y colaboradores (1992) proponen un modelo, para representar el comportamiento de muros diafragma de mampostería, utilizando tres diagonales paralelas localizadas en donde se espera la aparición de articulaciones plásticas de traveses y columnas del marco (Figura 2.15). Para modelar el comportamiento de las diagonales se utilizaron dos funciones que definen la envolvente de la curva carga-desplazamiento y la forma del lazo histerético del muro.



**Figura 2.15** Modelo de tres diagonales propuesto por Chrysostomou (tomado de Orduña, 1999).

Mosalam y colaboradores (1996) proponen un miembro diagonal, con comportamiento no lineal, unido al marco por medio de elementos de contacto discontinuos, con lo que se evita que el elemento diagonal trabaje en tensión y permite la modelación de muros diafragma con una separación entre el marco y el muro de mampostería.

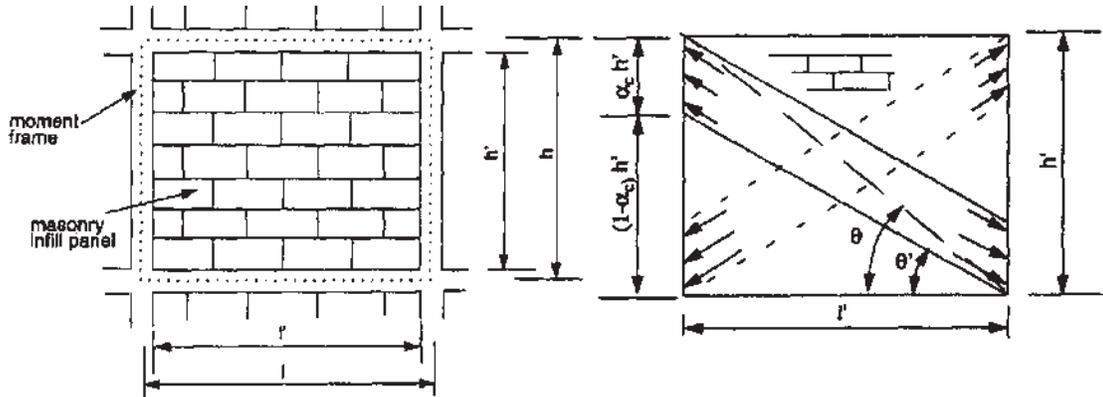
Por otro lado, Crisafulli (1997) desarrolló un modelo que idealiza el muro diafragma por medio de dos puntales paralelos en cada diagonal, para representar la resistencia a compresión, y de un resorte que toma en cuenta la resistencia a cortante del muro, con características histeréticas y degradación de rigidez, como se muestra en la Figura 2.16. El modelo requiere de los siguientes parámetros y factores para realizar el análisis: de la resistencia a cortante de unión del muro de mampostería con los elementos confinantes, del coeficiente de fricción que está en función del tipo de pieza y de la resistencia del mortero, del esfuerzo cortante máximo permisible en el muro de mampostería, del factor de esfuerzo cortante que depende del área del muro y la fuerza cortante actuante en el mismo, de la resistencia a compresión y a tensión de la mampostería, de las deformaciones en la máxima resistencia a compresión, última y de cierre de grietas y de factores de rigidez de descarga y de deformación de recarga.



**Figura 2.16** Idealización del muro de mampostería de acuerdo a Crisafulli; a) mecanismo de los puntales de compresión y b) transmisión de cortante a través del muro (tomado de Crisafulli, 1997).

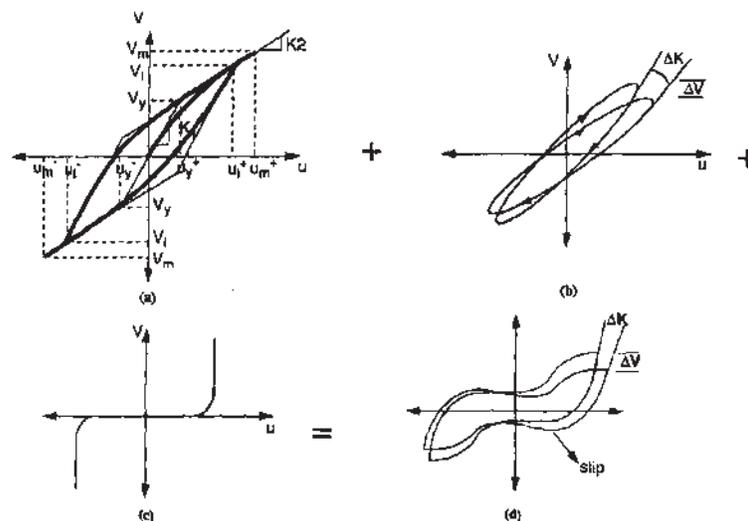
Madan y colaboradores (1997) desarrollaron un modelo que representa el muro diafragma con un elemento diagonal (Figura 2.17), que incluye comportamiento

no lineal, características histeréticas, degradación de rigidez y resistencia del marco y muro en conjunto, tomando en cuenta el modelo histerético que se muestra en la Figura 2.18.



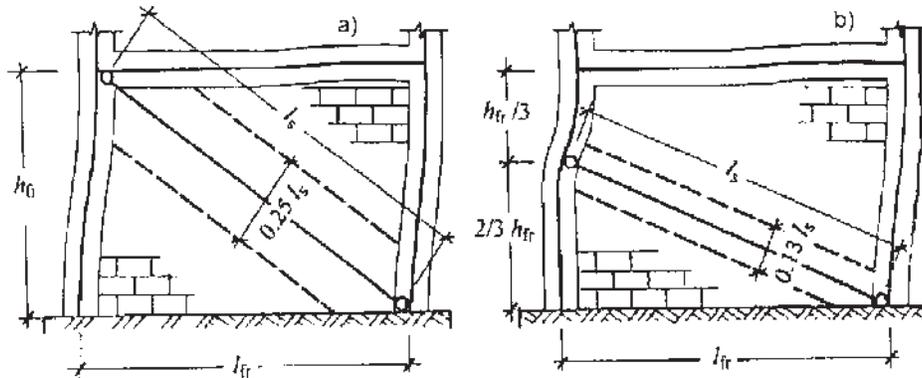
**Figura 2.17** Modelo equivalente de puntales para muros de mampostería propuesto por Madan (tomado de Madan y otros, 1997).

En dichos parámetros se agregó además el agrietamiento y deslizamiento en las juntas, así como el estrechamiento de los lazos histeréticos provocados por la apertura y cierre de las grietas de las interfaces entre el marco y el muro.



**Figura 2.18** Modelo histerético con degradación tipo "Pinching" analizado por Madan (tomado de Madan y otros, 1997).

Posteriormente, Tomazevic (1999) realizó estudios en muros diafragma de mampostería para conocer el ancho de la diagonal equivalente ( $l_s$ ) representativa del muro, en función de la rigidez relativa entre muro y marco y de la longitud de la diagonal, la cual varía del 13% al 25% de dicha longitud, como se muestra en la Figura 2.19.



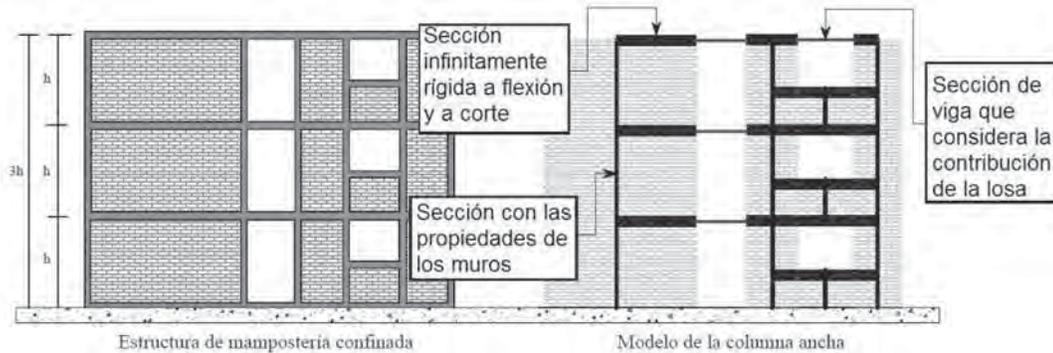
**Figura 2.19** Obtención del ancho de la diagonal equivalente representativa del muro diafragma, de acuerdo a Tomazevic (tomado de Araujo, 2000).

### 2.3.2.2 Método de la columna ancha

Este método es utilizado para realizar análisis elásticos de edificaciones de mampostería y consiste en transformar una estructura de muros de mampostería en otra conformada por marcos. Las columnas de la nueva estructura son colocadas en el centro geométrico de los muros de mampostería y cuentan con propiedades que representen el comportamiento a flexión y cortante del muro original. Con el fin de garantizar que la inercia de la sección de cada muro en el modelo sea equivalente a la real, el área de concreto de los elementos de confinamiento (castillos de concreto reforzado) se transforma a un área equivalente de mampostería, la cual se realiza a través de la relación modular de la mampostería y del concreto.

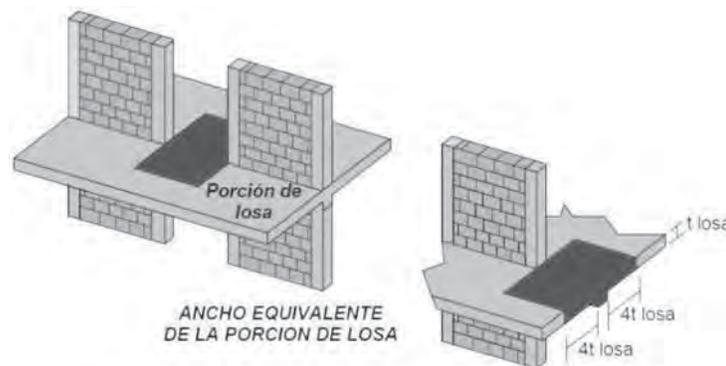
Las vigas de la nueva estructura se localizan en donde existan dadas que confinen a los muros, las cuales contarán con rigidez infinita en la sección donde coincidan con los muros. En el caso de aberturas, debe tomarse en cuenta el aporte tanto de la dala de acoplamiento como de la losa superior, como se muestra en la

Figura 2.20. Los pretiles de las ventanas se modelan como otro muro, respetando su geometría y las propiedades de los materiales.



**Figura 2.20** Modelado a través de la columna ancha (tomado de Terán y Zúñiga, 2007).

Para obtener las propiedades de las vigas, que unen los muros, se toma en cuenta la contribución de la proporción de losa tributaria que le corresponda a la viga (Figura 2.21), para lo que se puede consultar la sección 3.2.3.2 de las NTCM-2004.

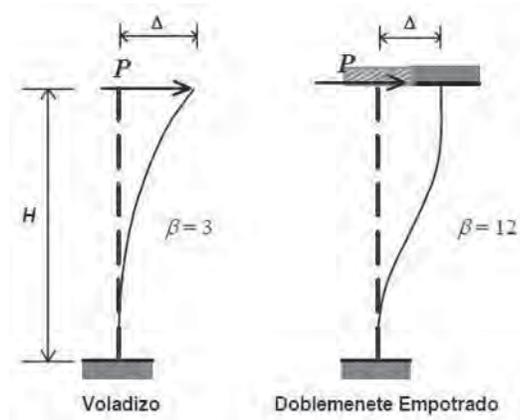


**Figura 2.21** Porción de losa considerada en la rigidez a flexión de la viga (tomado de Zúñiga, 2005).

La rigidez lateral elástica de los elementos barra es calculada a través de la fórmula 2.1, que involucra las principales características físicas y mecánicas de la mampostería.

$$K = \left( \frac{h^3}{\beta EI} + \frac{h}{GA} \right)^{-1} \quad (2.1)$$

Donde  $h$  es la altura del muro,  $A$  representa el área de corte de la sección de muro,  $I$  es el momento de inercia de la sección del muro,  $E$  y  $G$  son los módulos de elasticidad y de corte de la mampostería, respectivamente, y  $\beta$  es el factor de condiciones de apoyo (Figura 2.22).



**Figura 2.22** Factor de condiciones de apoyo ( $\beta$ ) (tomado de Zúñiga, 2005).

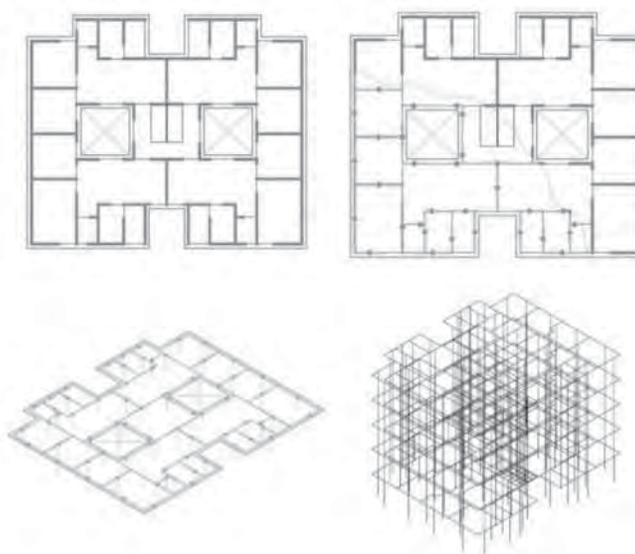
Debido a que la modelación con este método resulta más sencilla, comparada con el método de puntales a compresión, existen estudios realizados en mampostería empleando esta metodología, como los que se mencionan a continuación.

Stafford (1970) propuso un método para analizar muros de mampostería interconectados simétricamente, el cual consistía en transformar la estructura de mampostería por un marco con propiedades de rigidez, cortante y apoyo que produjeran un comportamiento similar al presentado por la estructura original; a la estructura modificada la nombró marco de columna ancha.

Bazán (1978) presentó un procedimiento para realizar el análisis sísmico de edificios con muros rigidizantes, en el que planteaba transformar los muros por columnas anchas, con longitud igual a la altura del muro y vigas infinitamente rígidas en donde coincidieran dadas y muros; por lo que, planteó diversas fórmulas y factores

que ayudaran a identificar las propiedades físicas y mecánicas de las columnas y vigas equivalentes.

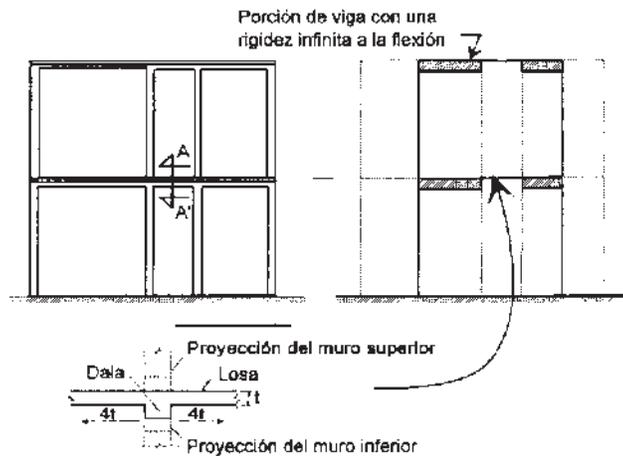
Jean y Cesín (2000) plantean recomendaciones para el diseño y análisis de estructuras de mampostería confinada y/o reforzada interiormente, las cuales consistían en emplear el método de la columna ancha para representar a la estructura de mampostería en otra conformada por marcos, con lo que se simplificaba en gran medida el análisis numérico, en la Figura 2.23 se muestra el ejemplo considerado. Dentro del trabajo, se tomaron en cuenta varios tipos de tabiques para estudiar el comportamiento del modelo, de acuerdo a la variación de las características y propiedades de cada tabique considerado.



**Figura 2.23** Secuencia para obtener el modelo por medio de la analogía de la columna ancha (tomado de Jean y Cesín, 2000).

Sánchez y colaboradores (2002) realizaron un estudio a una estructura de mampostería confinada construida a escala natural de dos niveles y sujeta a cargas laterales. Demostraron que comúnmente se subestima la rigidez de este tipo de estructuras y que el comportamiento de la edificación está altamente influenciado por las deformaciones de cortante a tal grado que sugirieron que la estructura, en el primer nivel, contaba con un comportamiento de piso suave. Para tal fin, se

obtuvieron ciclos histeréticos y con esta información calibraron un modelo matemático aplicable a estructuras con características similares a las del espécimen ensayado, por medio de la columna ancha, como se ilustra en la Figura 2.24.



**Figura 2.24** Consideraciones para la modelación matemática del espécimen 3D (tomada de Sánchez y otros, 2002).

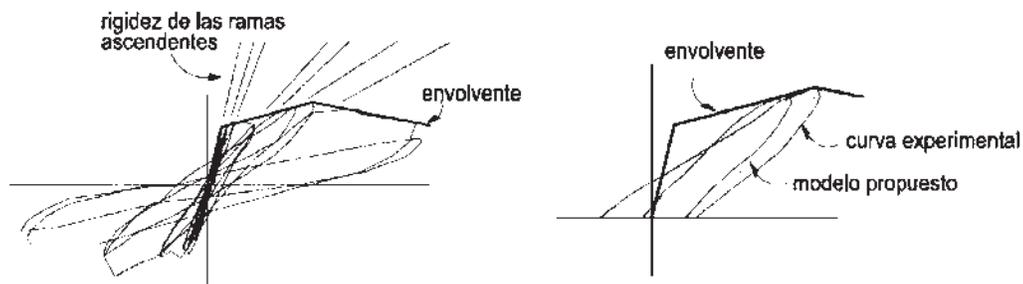
### 2.3.2.3 Método modificado de la columna ancha

El método modificado de la columna ancha, a diferencia del anterior, permite realizar análisis inelásticos de estructuras de mampostería. La metodología original es modificada para colocar articulaciones plásticas en la base de las columnas equivalentes, representativas del comportamiento no lineal a cortante (fuerza cortante-desplazamiento) y flexión (momento-curvatura) del muro (Figura 2.25).



**Figura 2.25** Modelado a través del método modificado de la columna ancha (adaptado de Zúñiga, 2005).

Para la definición de la articulación plástica a cortante del muro se adopta un modelo de comportamiento, fuerza cortante-desplazamiento lateral, de muros de mampostería confinada sujeto a carga lateral. Para tal fin, se puede considerar el trabajo realizado por Flores y Alcocer (1996) en el que propusieron una envolvente trilineal (Figura 2.26) obtenida de pruebas de laboratorio y que representa tres estados de daño de muros aislados de mampostería. El primer estado de daño está asociado al desplazamiento de agrietamiento,  $D_{agr}$ , del muro de mampostería y su respectivo cortante,  $V_{agr}$ , el segundo estado de daño pertenece al desplazamiento máximo,  $D_{máx}$ , y cortante máximo,  $V_{máx}$ , y el tercer estado de daño corresponde al desplazamiento último,  $D_{ult}$ , y cortante último,  $V_{ult}$ . En la Tabla 2.1 se presentan las fórmulas para su cálculo.



**Figura 2.26** Criterio para construir las ramas ascendentes y descendentes a partir de una curva histerética, de acuerdo a Flores y Alcocer (1996).

La definición de la articulación plástica a flexión del muro puede realizarse a través del diagrama momento-curvatura,  $M - \varphi$ , del muro. La articulación a flexión regularmente es idealizada como una curva bilineal, por lo que, los valores de curvatura de fluencia y último y de momento de fluencia y último del acero corresponde a los parámetros para definir dicha articulación plástica.

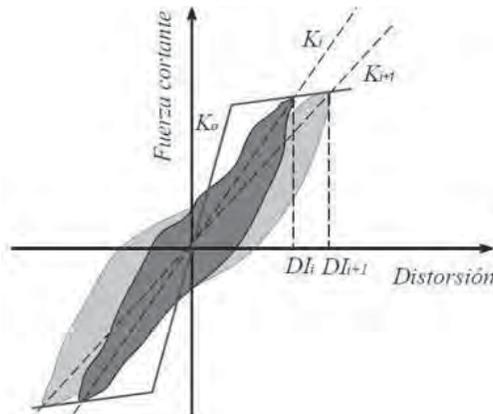
Con estas modificaciones, el cálculo de la rigidez lateral se ve también alterado, por lo que la fórmula ahora debe ser afectada por un factor que está en función de la degradación de rigidez del muro, como se muestra en la fórmula 2.2, donde  $k_i/k_0$  es el factor de degradación de la rigidez del muro.

$$K = \left( \frac{h^3}{\beta EI} + \frac{h}{GA(k_i/k_0)} \right)^{-1} \quad (2.2)$$

En la literatura existen ecuaciones para obtener el factor de degradación de rigidez que están en función de la distorsión lateral del muro de mampostería confinada, Ruiz y colaboradores (1998) proponen la ecuación 2.3 para calcularlo y Zúñiga (2005) propone la ecuación 2.4.

$$\frac{k_i}{k_0} = \left( \frac{1}{1+5300(DI_i-DI_{agr})^{1.2}} \right) \quad (2.3)$$

Donde  $k_i$  y  $k_0$  son las rigideces de ciclo y elástica, respectivamente,  $DI_i$  es la distorsión a la que corresponde la rigidez  $k_i$  (Figura 2.27), y  $DI_{agr}$  es la distorsión lateral asociada al agrietamiento diagonal de la mampostería.

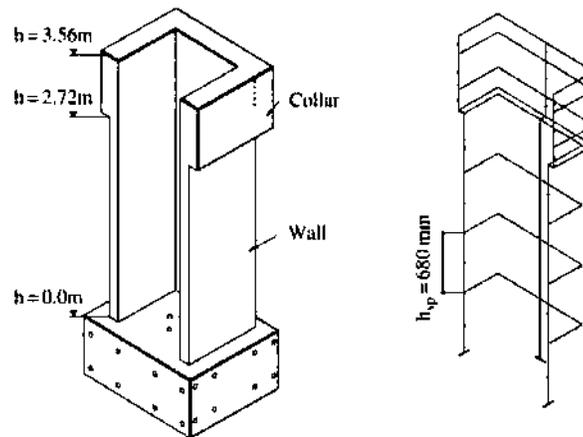


**Figura 2.27** Cálculo de la rigidez de ciclo para el método modificado de la columna ancha (tomado de Terán y Zúñiga, 2007).

$$\frac{k_i}{k_0} = \frac{DI_i^{-1.46}}{25000} \leq 1.0 \quad (2.4)$$

De la ecuación anterior se tiene que  $DI_i$  es la distorsión de entrepiso. Aplicando esta metodología se pueden encontrar algunos estudios, como el que se muestra a continuación.

Beyer y colaboradores (2008) presentaron modelos inelásticos de columna ancha aplicados a muros de concreto reforzado en “U” (Figura 2.28), en los cuales comparan los resultados, del comportamiento inelástico, de los modelos formados con la analogía de la columna ancha con los resultados obtenidos en laboratorio y plantean recomendaciones para el uso de esta metodología de modelado para este tipo de muros sujetos a grandes deformaciones inelásticas.

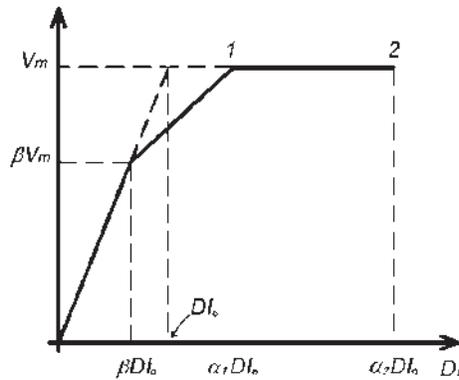


**Figura 2.28** Transformación del muro de concreto reforzado en “U” al modelo de la columna ancha (tomado de Beyer y otros, 2008).

### 2.3.3 Comportamiento histerético

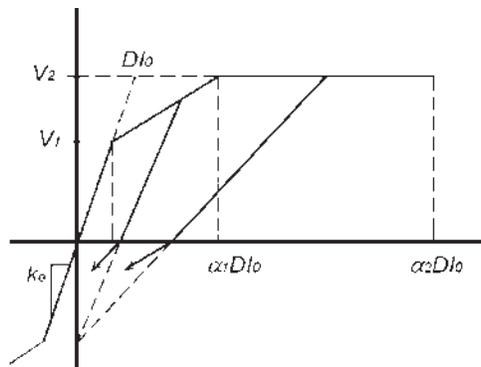
El modelado a través del comportamiento histerético es otra técnica para intentar representar la respuesta de la mampostería mediante un modelo analítico. Debido a que los ciclos histeréticos de la mampostería presentan degradación de rigidez y resistencia, en los últimos años se han presentado algunas propuestas de modelado que intentan representar analíticamente el comportamiento lineal y no lineal de la mampostería. A continuación se presentan algunas investigaciones realizadas al respecto.

Meli (1979) propuso un modelo histerético trilineal que involucraba 7 parámetros (Figura 2.29), los cuales se establecen en función del tipo de mampostería y de falla que pueda presentar. La relación trilineal está definida por la rigidez inicial hasta el agrietamiento, por el agrietamiento hasta la carga máxima y por un comportamiento constante hasta la falla.



**Figura 2.29** Relación de carga-deformación propuesta por Meli (tomada de Zúñiga, 2005).

Moroni y colaboradores (1994) propusieron un modelo para predecir la respuesta inelástica de muros de mampostería confinada, el cual consideró efectos de corte. El comportamiento se caracteriza por una curva trilineal y lazos de histéresis que consideran degradación de rigidez, definidos por valores de cortante, rigidez, distorsión y parámetros que representan el comportamiento de la mampostería, como se muestra en la Figura 2.30.



**Figura 2.30** Relación de carga-deformación con degradación de rigidez a corte propuesta por Moroni (tomada de Zúñiga, 2005).

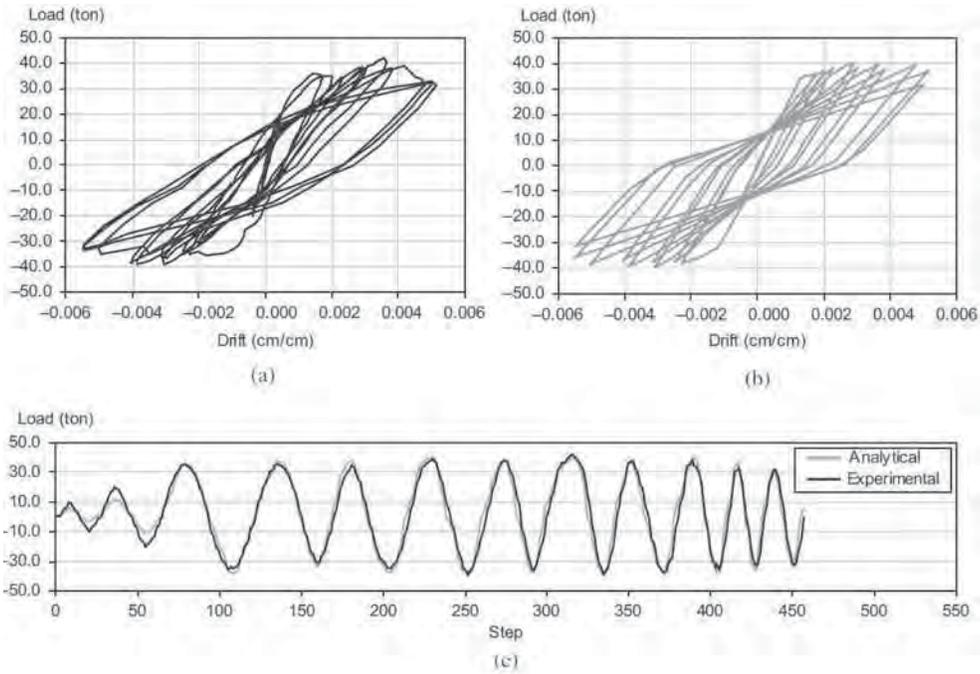
Flores y Alcocer (1996) propusieron un modelo trilineal para caracterizar la envolvente del comportamiento histerético de la mampostería confinada; el modelo fue elaborado con ayuda de ciclos histeréticos experimentales, como se observa en la Figura 2.26, las fórmulas para calcular los tres puntos del modelo se presentan en la Tabla 2.1. El modelo está definido por seis parámetros regidos por los requisitos establecidos por las NTCM-2004.

**Tabla 2.1** Parámetros utilizados en el modelo analítico propuesto por Flores y Alcocer (1996).

Mampostería Confinada sin refuerzo horizontal		Mampostería Confinada con refuerzo horizontal	
$V_{agr} = V_{RDF}$	$DI_{agr} = V_{agr} / [K_o H]$	$V_{agr} = V_{RDF}$	$DI_{agr} = V_{agr} / [K_o H]$
$V_{m\acute{a}x} = 1.25 V_{agr}$	$DI_{m\acute{a}x} = 0.003$	$V_{m\acute{a}x} = 1.5 V_{agr}$	$DI_{m\acute{a}x} = 0.006$
$V_{ult} = 0.8 V_{agr}$	$DI_{ult} = 0.005$	$V_{ult} = 1.1 V_{agr}$	$DI_{ult} = 0.01$

Donde, de acuerdo a las NTCM-2004,  $V_{RDF} = F_R (0.5V^*_m A_T + 0.3P) \leq 1.5F_{RV}^* m A_T$ ,  $V_{agr}$  o  $V_{RDF}$  es el cortante de agrietamiento de la mampostería, ecuación 4.1 de NTCM-2004,  $H$  es la altura de entrepiso,  $DI_{agr}$ ,  $DI_{max}$  y  $DI_{ult}$  son las distorsiones de entrepiso en el primer agrietamiento diagonal, en la resistencia máxima y última de la mampostería, respectivamente, y  $K_o$  es la rigidez elástica del sistema.

Ruiz y colaboradores (2003) realizaron una representación razonable del comportamiento de muros de mampostería (Figura 2.31), la cual consistía en la calibración del modelo de tres parámetros con ayuda de resultados de pruebas experimentales de mampostería con diferentes modalidades de refuerzo.



**Figura 2.31** Calibración realizada por Ruiz y colaboradores del modelo 3D por medio del modelo de tres parámetros, a) respuesta experimental, b) respuesta analítica y c) comparación de la carga lateral (tomado de Ruiz-García y Negrete, 2009).

El modelo incorporó los parámetros de degradación de rigidez (HC), deterioro de resistencia (HB), adelgazamiento de los lazos histeréticos cerca del origen (HS), disipación de energía (HBE) y de la deformación inelástica (HBD), como se muestra en la Tabla 2.2 (Zúñiga, 2005).

**Tabla 2.2** Parámetros para reproducir el comportamiento histerético de la mampostería propuestos por Ruiz-García y Miranda (2007).

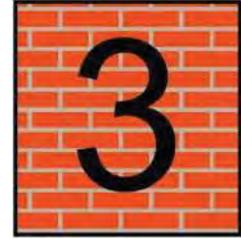
Tipo de mampostería	Parámetros del modelo analítico			
	HC	HBD	HBE	HS
Mampostería confinada	3.5	0.060	0.060	0.985
Mampostería con refuerzo interior	3.0	0.025	0.025	0.985
Mampostería con refuerzo exterior	2.4	0.040	0.040	0.970

## 2.4 CONCLUSIONES

En los últimos años se han realizado diversos estudios en cuestión de modelación de estructuras de mampostería confinada enfocados en tratar de representar de la mejor manera posible su comportamiento. Entre las principales técnicas de simulación se encuentran: el micro-modelado, el macro-modelado y a través del comportamiento histerético. La técnica del micro-modelado discretiza a un elemento o estructura en pequeños segmentos para mejorar los resultados. Debido a que la mampostería confinada es un elemento no homogéneo, esta técnica resulta muy laboriosa por lo que es utilizada principalmente para desarrollar trabajos de investigación.

La modelación a través de las técnicas del macro-modelado y del comportamiento histerético es una opción más sencilla de análisis, debido a que intentan representar el comportamiento de la mampostería confinada a través de la calibración de pocos elementos. Dentro del macro-modelado destacan el método modificado de la columna ancha y el método de puntales a compresión, de los cuales el primero destaca por contar con una calibración menos compleja.

# CAPÍTULO



## METODOLOGÍA PARA OBTENER CURVAS DE FRAGILIDAD

---

### 3.1 INTRODUCCIÓN

La alta vulnerabilidad de las estructuras de mampostería, ante acciones dinámicas, representa un campo de investigación muy importante en países con alta actividad sísmica y donde estas construcciones son el principal tipo de edificación, como es el caso de México. Por lo que, en los últimos años se han presentado metodologías que permiten estudiar el nivel de daño que sufren ante la presencia de sismos, solo que cuentan con el inconveniente de que se encuentran en función de medidas de intensidad que no relacionan directamente el daño que presentan las estructuras de mampostería, como la aceleración espectral.

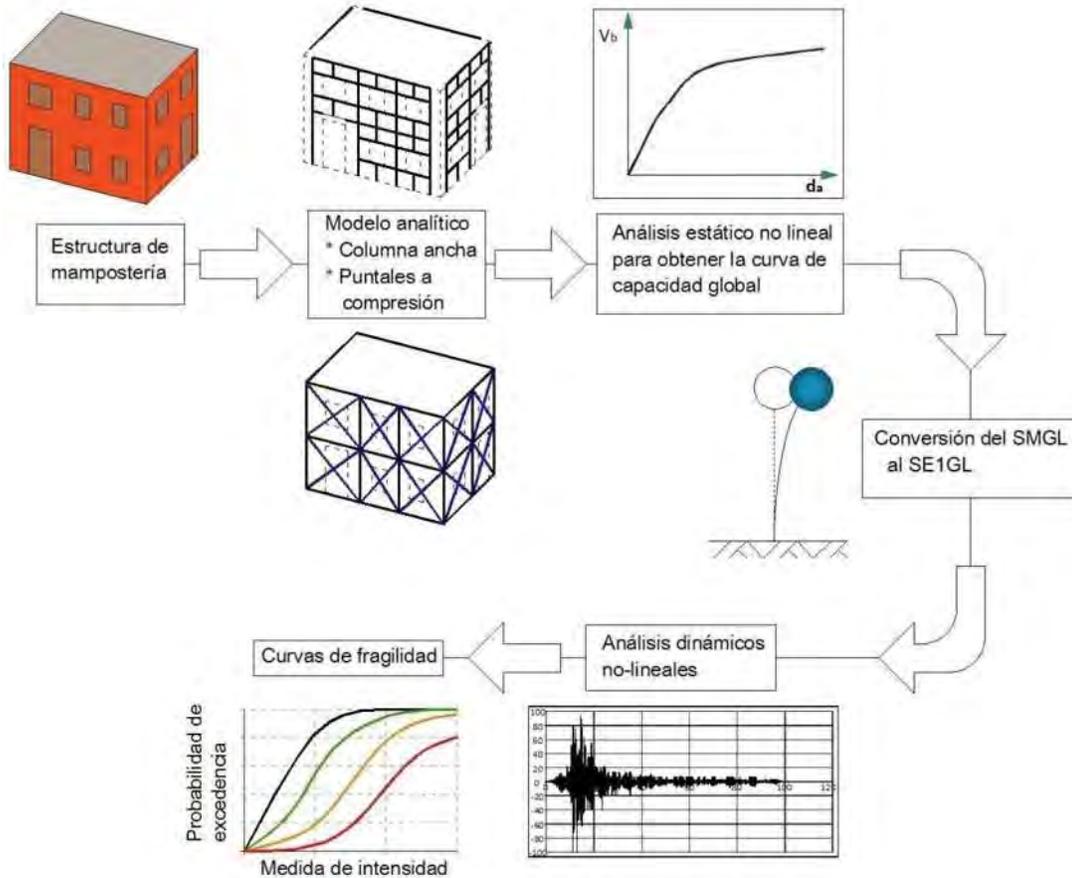
Por ello, implementar técnicas que permitan realizar análisis de estructuras de mampostería, basadas en medidas de intensidad relacionadas más directamente con el daño que sufren, como los desplazamientos inelásticos, resulta ser un camino adecuado para la comprensión de su respuesta ante fenómenos naturales. Para tal fin, en este capítulo se presenta una metodología para obtener curvas de fragilidad para estructuras de mampostería confinada, con medidas de intensidad basadas en la aceleración máxima del terreno y en los desplazamientos inelásticos de la estructura.

## 3.2 METODOLOGÍA PROPUESTA

Se presenta una metodología para obtener curvas de fragilidad para edificaciones de mampostería confinada. Cabe recordar que las curvas de fragilidad expresan la probabilidad de que una estructura alcance o exceda un estado de daño predefinido, dado un nivel de intensidad sísmica. La metodología se divide en cuatro etapas que consisten en:

- 1) Obtener la curva de capacidad (cortante basal-desplazamiento lateral de azotea) de un edificio en particular, mediante un análisis estático no lineal (denominado pushover en la literatura inglesa).
- 2) Transformar la curva de capacidad, obtenida de un sistema de varios grados de libertad, a una curva aceleración-desplazamiento ( $S_a - S_d$ ). La curva ( $S_a - S_d$ ) representa la envolvente de respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad.
- 3) Obtener la respuesta, en términos de la demanda máxima de desplazamiento, del sistema de un grado de libertad equivalente sujeto a un conjunto de acelerogramas representativos del peligro sísmico donde se ubica la estructura en estudio.
- 4) Procesar estadísticamente las respuestas de los sistemas equivalentes de un grado de libertad para desarrollar las curvas de fragilidad.

Para fines de ilustración, la metodología propuesta se presenta en la Figura 3.1. A continuación se describen las consideraciones para cada etapa.

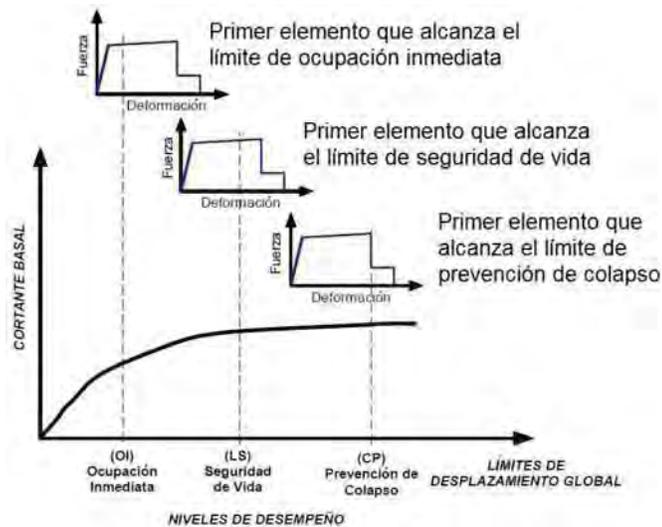


**Figura 3.1** Etapas de la metodología para obtener curvas de fragilidad de estructuras de mampostería confinada.

### 3.3 PASO 1: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

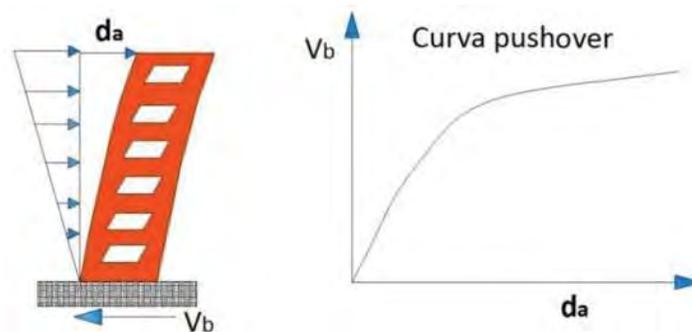
El objetivo del análisis estático no lineal es obtener la máxima capacidad de una estructura para soportar carga lateral, tomando en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales, también conocida como curva de capacidad. Para aplicar este análisis es necesario contar con un modelo analítico que represente adecuadamente el comportamiento de las estructuras de mampostería.

El análisis estático no lineal también puede emplearse para establecer el estado de daño que presenta una estructura ante alguna excitación sísmica, como se menciona en FEMA 273, 274 y 306 (Figura 3.2).



**Figura 3.2** Estados límites de desplazamiento global utilizados en FEMA 306.

En el ámbito de las estructuras de mampostería es muy frecuente realizar un análisis estático no lineal, análisis pushover, debido a que, considera el comportamiento no lineal de los elementos y se obtiene el máximo desplazamiento lateral que presentará una estructura, como se muestra en la Figura 3.3. Este análisis es generalmente representado por una gráfica, llamada curva de capacidad, que muestra el cortante basal y el desplazamiento de azotea, que es la capacidad de la estructura a resistir carga lateral antes de la falla.



**Figura 3.3** Obtención de la curva de capacidad a través del análisis estático no lineal, pushover.

El análisis pushover es altamente utilizado ya que, con sus resultados, el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos de la estructura son muy representativos a los reales, por lo que permite estimar el desempeño de una

estructura ante sismos severos. Para el caso de estructuras cuyo principal elemento es la mampostería confinada, la densidad de muros representa una gran variante en la respuesta, por lo que se debe tener presente al momento del diseño estructural.

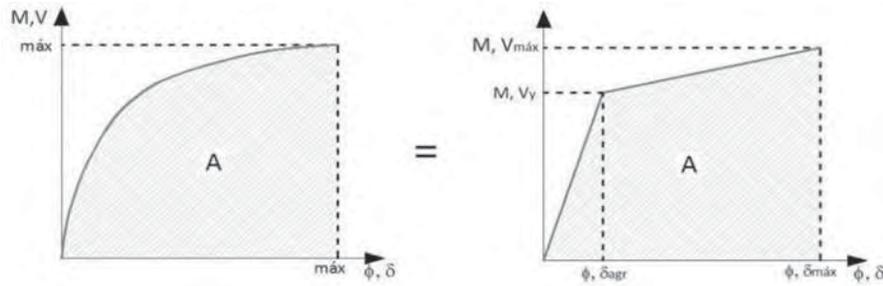
Debido a que la curva de capacidad no cuenta con una forma regular, comúnmente se transforma a una curva bilineal o trilineal, por lo que es necesario aplicar algún método que permita realizar este cambio sin alterar sus características, como lo son la rigidez inicial y los valores máximos; dentro de este ámbito se ha propuesto el método de igual energía (MIE), el cual se describe más adelante.

### **3.3.1 Modelo de análisis**

La modelación de estructuras de mampostería contempla diversas técnicas, como lo son el método de puntales a compresión y el método de la columna ancha, mencionados en el capítulo anterior, cuya finalidad es reproducir, de la mejor manera posible, el comportamiento de la estructura a través de un modelo analítico. El modelo consiste en un sistema de múltiples grados de libertad (SMGL) que debe representar las características mecánicas y dinámicas de los materiales que componen la estructura, incluyendo la respuesta que genera durante el desarrollo de daño. Una forma de medir el daño es a través de la determinación de estados de daño que definen el deterioro de la mampostería.

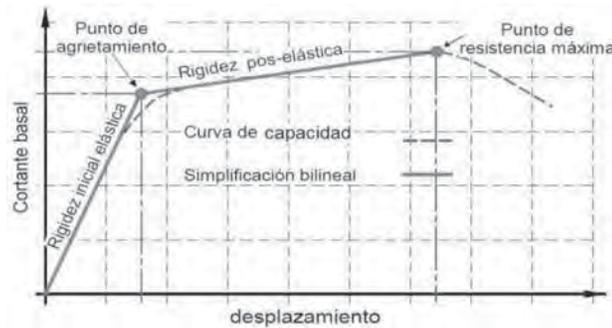
### **3.3.2 Método de igual energía**

El método de igual energía permite transformar una curva a otra simplificada, que puede ser bilineal o trilineal, que contenga la misma área bajo la curva e identifique las principales características de la inicial, con la finalidad de facilitar el análisis. En la Figura 3.4 se muestra la transformación de una curva cualquiera a otra simplificada bilineal.



**Figura 3.4** Transformación a una curva simplificada por medio del MIE.

La aplicación del método de igual energía, en la curva de capacidad, nos permite identificar los puntos más importantes del comportamiento de la estructura, como son el agrietamiento, la fluencia, el valor máximo que alcanza durante el análisis, la rigidez inicial elástica y la rigidez pos-elástica, en la Figura 3.5 se muestra una curva de capacidad y su simplificación bilineal, además de que se aprecian los puntos antes mencionados.

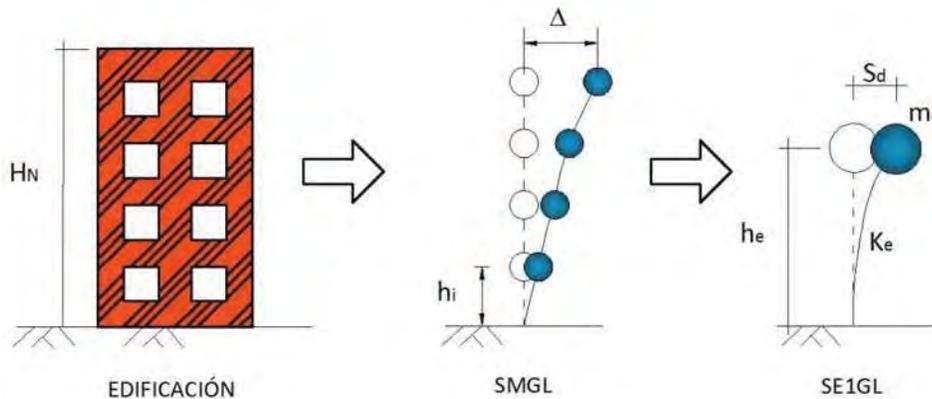


**Figura 3.5** Simplificación a una curva bilineal (adaptado de Zúñiga, 2005).

### 3.4 PASO 2: SISTEMA EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD

El Sistema Equivalente de un Grado de Libertad (SE1GL) es una técnica muy empleada para transformar un Sistema de Múltiples Grados de Libertad (SMGL) a un sistema de un solo grado de libertad, con el fin de simplificar los análisis y representar la planta baja de las edificaciones de mampostería, ya que en ésta es donde se concentra el mayor daño cuando a la estructura se le presentan acciones dinámicas.

Con base en la curva de capacidad de la estructura, y de análisis de dinámica estructural, es posible plantear una metodología que permita transformar un SMGL a un SE1GL. Las propiedades dinámicas del SE1GL dependen de las propiedades del SMGL, en la Figura 3.6 se muestra de forma esquemática la transformación de un SMGL, representativo de una estructura, a un SE1GL.



**Figura 3.6** Conversión de un SMGL a un SE1GL.

Debido a que la curva de capacidad, del análisis estático no lineal, está en función del desplazamiento, es posible transformarla a una curva en función de la pseudo-aceleración ( $S_a$ ) contra desplazamiento ( $S_d$ ). Ayala (2001) propuso un procedimiento para realizar esta conversión, la cual involucra, en primer término, realizar un análisis estático no lineal al SMGL hasta alcanzar un estado límite determinado, con lo que se obtiene la curva de capacidad del sistema, la cual se aproxima a otra más simple, que puede ser a una curva bilineal; esta curva simplificada es transformada, a través de ecuaciones de dinámica estructural, fórmulas 3.1, 3.2, 3.3 y 3.4, a un espacio espectral de  $S_a$  y  $S_d$ , convirtiéndose así en la curva de comportamiento del SE1GL representativo del SMGL.

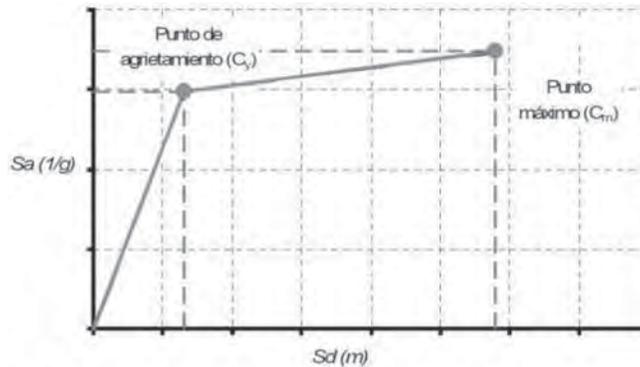
$$PF_{ij} = \left[ \frac{\sum_{k=1}^N m_k \Phi_{kj}}{\sum_{k=1}^N m_k \Phi_{kj}^2} \right] \Phi_{ij} \quad (3.1)$$

$$\alpha_j = \frac{[\sum_{k=1}^N m_k \Phi_{kj}]^2}{[\sum_{k=1}^N m_k] \sum_{k=1}^N m_k \Phi_{kj}^2} \quad (3.2)$$

$$S_a = \frac{V}{\alpha_j W} \quad (3.3)$$

$$S_d = \frac{\Delta_k}{PF_{ij}} \quad (3.4)$$

Donde  $N$  es el número de pisos,  $m_k$  es la masa correspondiente al piso  $k$ ,  $\Phi_{ij}$  es el valor de forma modal  $j$  correspondiente al piso  $i$ ,  $PF_{ij}$  y  $\alpha_j$  son los factores de participación modal para el piso  $i$  en el modo  $j$  y de participación del cortante basal para el modo  $j$ , respectivamente,  $W$  es el peso total de la estructura,  $V$  es el cortante basal obtenido de la curva cortante basal contra desplazamiento lateral,  $\Delta_k$  es el desplazamiento lateral del entrepiso de interés obtenido de la curva cortante basal contra desplazamiento lateral,  $S_a$  y  $S_d$  son la pseudo-aceleración y el desplazamiento, respectivamente.



**Figura 3.7** Curva de comportamiento del SE1GL resultante (adaptado de Zúñiga, 2005).

En la Figura 3.7, se muestra la curva  $S_d$ - $S_a$  característica del SE1GL, en la que se muestran los puntos de agrietamiento ( $C_y$ ) y máximo ( $C_m$ ) que están fuertemente relacionados con la densidad de muros de la estructura inicial.

### 3.5 PASO 3: ESTADOS DE DAÑO Y MEDIDA DE INTENSIDAD SÍSMICA

El análisis dinámico se realiza con ayuda de registros cercanos a fuentes sísmicas, que están en función a la aceleración máxima del terreno horizontal y vertical, que son representativos del peligro sísmico que puede influir en la estructura. El conjunto de acelerogramas se relacionan entre sí a través de una medida de intensidad, que puede ser la aceleración máxima del terreno, la aceleración espectral o el desplazamiento de fluencia.

Para considerar intensidades mayores a las que representan los acelerogramas reales, se procede a emplear algún criterio de escalamiento. Existen varias técnicas de escalamiento utilizadas para realizar algún análisis estructural, entre las que destacan las que se basan en el escalamiento en función de la aceleración máxima del terreno y las que están en función del desplazamiento de fluencia de la estructura.

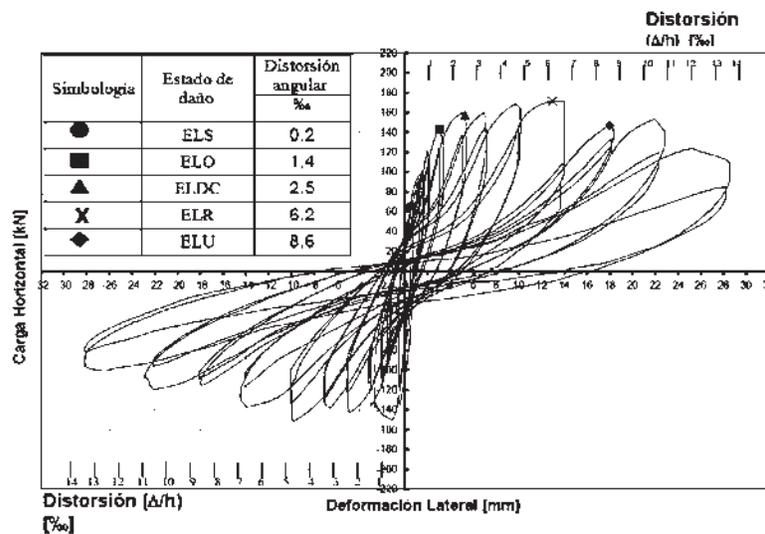
#### 3.5.1 Estados de daño en edificaciones de mampostería

Los estados de daño caracterizan el comportamiento de la mampostería para medir el nivel de deterioro que ésta presenta. En la literatura existen diversas propuestas para identificar estos estados límite, que están caracterizados por la medición de la distorsión o por la simple observación del daño físico en el elemento, aunque es claro que siempre estarán ligados entre sí.

Una propuesta de estados de daño es la presentada por Astroza y Schmidt (2004), los cuales plantean cinco niveles de daño que están representados por el grado de deterioro que presenta la mampostería confinada ante carga cíclica. En la Tabla 3.1 se presentan los estados de daño que plantearon y en la Figura 3.8 se muestran las curvas de histéresis de un muro considerado para la determinación de dichos estados de daño.

**Tabla 3.1** Estados de daño planteados por Astroza y Schmidt (2004).

Estado de daño	Distorsión angular (%)	Descripción
<i>Servicio (ELS)</i>	0.02	Estado en el cual se presenta el inicio de agrietamiento visible del muro y corresponde al nivel donde se produce el término del intervalo elástico de respuesta del muro.
<i>Operacional (ELO)</i>	0.14	Estado en el cual se presenta el inicio del agrietamiento diagonal. El daño del muro es muy limitado, conservando toda su capacidad resistente y parte importante de su rigidez; el riesgo para los habitantes como resultado de este daño es nulo.
<i>Daño controlado (ELDC)</i>	0.25	Estado en el cual se presenta la formación de un patrón estable de agrietamiento diagonal. El estado del muro permite repararlo en un tiempo razonable y no hay ningún riesgo para las personas y los contenidos.
<i>Resistencia (ELR)</i>	0.62	Estado en el cual el muro alcanza la máxima capacidad de carga. El muro presenta un daño importante pero tiene un margen razonable de seguridad contra el colapso parcial o total.
<i>Último nominal (ELU)</i>	0.86	Estado más allá del cual no queda asegurado que no se producirá el colapso. Para efectos prácticos se ha considerado que este estado se alcanza cuando el muro ha experimentado un deterioro del 20% de la fuerza máxima resistida durante el ensayo. Para este estado, los daños del muro son apreciables, observándose grietas de gran ancho (10 mm o más) y difíciles de reparar. Además de la degradación de la resistencia (20%) se presenta un importante deterioro de la rigidez.



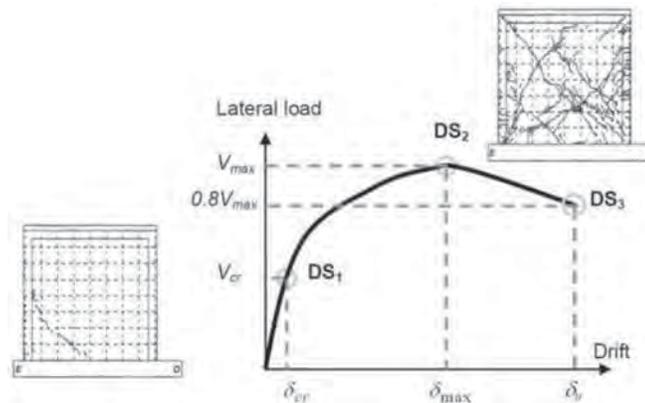
**Figura 3.8** Identificación de los estados de daño en las curvas de histéresis de un muro de mampostería confinada (tomada de Astroza y Schmidt, 2004).

Otra propuesta, para el estudio del comportamiento de la mampostería a través de la identificación los estados de daño, es la plasmada en el trabajo de Ruiz-García y Negrete (2009), que plantean el manejo de tres estados de daño que relacionan los tres puntos más importantes del comportamiento de la mampostería confinada, como lo son el punto de agrietamiento, el punto máximo y el punto último.

**Tabla 3.2** Estados de daño planteados por Ruiz-García y Negrete (2009).

Estado de daño	Distorsión de entrepiso ( $\delta$ ) (%)	Descripción
DS1	0.09	Estado en el que comienzan las grietas diagonales en la superficie del muro, de espesor aproximado a 0.1 mm.
DS2	0.31	Estado caracterizado por la formación de grietas en forma de "X" en la superficie del muro de aproximadamente 5 mm de espesor y el concreto de los extremos de los castillos presenta agrietamiento; este estado de daño es caracterizado por que el espécimen alcanza su máxima capacidad ante carga lateral.
DS3	0.50	Estado correspondiente a la capacidad última del muro de mampostería confinada.

En la Tabla 3.2 se muestran los tres estados de daño planteados por Ruiz-García y Negrete (2009), obtenidos para muros aislados de estudios estadísticos con base en resultados experimentales y en la Figura 3.9 se presenta la representación gráfica de los tres estados de daño propuestos.



**Figura 3.9** Identificación de los estados de daño de un muro de mampostería confinada considerados por Ruiz-García y Negrete (2009).

Para del desarrollo del presente trabajo, se consideró la información obtenida de dos estructuras de mampostería confinada ensayadas en laboratorio. La primera de ellas es la reportada por Ruiz (1995), la cual es una edificación de dos niveles, nombrada 3D, que fue estudiada para análisis dinámicos a escala natural y de la que se obtuvo el comportamiento mostrado en la Tabla 3.3, que está en función de la distorsión de azotea y de entrepiso. De los datos obtenidos, se pueden apreciar tres puntos importantes en el comportamiento de la mampostería confinada, que son el agrietamiento, el punto máximo y el de la resistencia última.

**Tabla 3.3** Comportamiento de la estructura 3D en función de la distorsión de azotea y de entrepiso (tomada de Ruiz, 1995).

Distorsión azotea (%)	Distorsión N1 (%)	Descripción
0.02	0.02	Pequeñas fisuras horizontales en los castillos extremos de los muros del N2.
0.05	0.04	Fisuras horizontales por flexión, en castillos del N1, aparición de grietas por flexión en dalas del N1.
0.14	0.14	<i>Primeras fisuras por tensión diagonal en las esquinas de los paneles.</i>
0.17	0.20	Aparición de fisuras inclinadas que se propagan y comienzan a penetrar los extremos de los castillos.
0.21	0.23	Muros del N2 comienzan a presentar daño.
0.25	0.29	<i>Las grietas inclinadas de los paneles comienzan a incursionar en los extremos de los castillos.</i>
0.27	0.32	Fluencia en los deformímetros de los castillos, las fisuras atraviesan los bloques o siguen las juntas de mortero.
0.30	0.36	Formación completa de las grietas inclinadas que penetran los castillos.
0.34	0.42	Daño en los extremos de los castillos por penetración completa de las grietas inclinadas y descorchamiento del concreto en recubrimiento y parte del núcleo.
0.35	0.50	<i>Falla del modelo con cizallamiento de castillos.</i>

La segunda estructura es la presentada por Arias (2005), la cual es una edificación de mampostería confinada de tres niveles ensayada en mesa vibradora a escala 1:2, nombrada M3. En la Tabla 3.4 se presentan las distorsiones de azotea

obtenidas de análisis dinámicos aplicados al modelo. De acuerdo a la descripción de la ocurrencia de las distorsiones, se pueden identificar las relacionadas a los tres principales estados de comportamiento de la mampostería confinada: agrietamiento, capacidad máxima y capacidad última.

**Tabla 3.4** Comportamiento de la estructura M3 en función de la distorsión de azotea (tomada de Arias, 2005).

Magnitud (M <sub>w</sub> )	Distorsión azotea (%)	Descripción
7.6	0.118	No se presentó daño.
7.8	0.17	No se presentó daño.
8.0 (60%)	0.186	<i>Aparición de las primeras grietas en los muros de la planta baja. Aparición de grietas horizontales en la base de los muros 2Y y 3Y. Formación de algunas fisuras inclinadas con espesor máximo de 0.15 mm.</i>
8.3 (60%)	0.249	Grietas inclinadas en los muros robustos del primer piso que se originaron en el centro del muro y se extendieron hacia los castillos extremos y la porción central de la dala de cimentación. Para el segundo piso se formaron algunas fisuras horizontales en la base de los muros robustos. El espesor máximo medido de grietas fue de 0.60 mm.
8.0 (90%)	0.23	Aparición de fisuras horizontales en los muros cabeceros del segundo piso y el incremento en longitud y espesor de las grietas existentes. El ancho máximo de grieta medido después de las pruebas fue de 0.68 mm.
8.3 (90%)	0.247	No se presentan nuevos daños.
8.3 (100%)	0.24	<i>Aparición de nuevas grietas inclinadas orientadas en la dirección opuesta a las ya formadas. Se detectaron fisuras en los castillos del primer piso y grietas en los vértices superiores de las puertas al nivel de los dinteles. El tamaño máximo de grieta medido fue de 0.70 mm.</i>
8.3 (125%)	0.256	Formación de grietas en todos los muros del primer piso. Para los muros robustos el agrietamiento se concentró en la mitad inferior dando lugar a los primeros aplastamientos de la mampostería. En esta prueba se detectaron las primeras grietas a nivel de las losas; el espesor máximo de grieta medido fue de 0.80 mm.
7.6	0.407	Se originaron nuevas grietas inclinadas en los muros del primer piso. Formación de dos grandes grietas diagonales, con forma de “X” en los muros robustos 1X y 8X que se extendieron hacia las esquinas dañando los extremos de los castillos. El muro central 6X sufrió daños severos en la base. Se registraron grietas de hasta 10 mm.

7.8	0.322	Leve incremento en el número de grietas, aparición de nuevas fisuras horizontales en los castillos y la degradación de la mampostería y el concreto. Para la mampostería, el deterioro fue por el aplastamiento y desprendimiento de trozos de tabique originados por la fricción en la superficie de las grietas y el deterioro de los elementos de concreto se debió a la pérdida del recubrimiento y al plegamiento del acero (efecto de dovela) en las zonas extremas de los castillos o la unión dala-castillo a nivel de ventana y entrepiso. Los espesores máximos de grieta fueron de 13 mm.
8	0.315	No se presentan nuevos daños.
8.3	0.389	<i>Deslizamiento relativo entre las distintas partes en que las grietas dividieron a los muros de la planta baja. Se incrementó el aplastamiento de la mampostería en las zonas de la unión castillo-dala y el desprendimiento del recubrimiento de concreto en las zonas extremas de los castillos. El agrietamiento excesivo de la planta baja y el daño severo en los elementos de concreto reforzado ocurridos durante esta prueba, llevaron a finalizar del programa de ensayos y se tomó la respuesta como la asociada con el estado límite último. El tamaño máximo de grieta fue de 55 mm en el muro 6X, que sufrió aplastamiento y de 15 mm en los demás muros.</i>

### 3.5.2 Medida de intensidad basada en la aceleración máxima del terreno

En los últimos estudios al respecto, destacan los trabajos de Bachman (2003), Park (2009) y Rota (2010), los cuales han aplicado esta técnica de escalamiento a diversos estudios realizados a estructuras de mampostería. El método consiste en establecer un valor fijo, en función de la aceleración máxima del terreno, para escalar los acelerogramas que se utilizarán en el estudio y así lograr que el máximo valor que presenten éstos sea el valor fijado previamente.

Esta técnica es muy utilizada debido a la facilidad que presenta al momento de realizar el escalamiento, ya que lo único que se debe hacer es identificar el factor por el que se multiplicará el registro para que la máxima aceleración sea el límite establecido.

### 3.5.3 Medida de intensidad basada en desplazamiento lateral

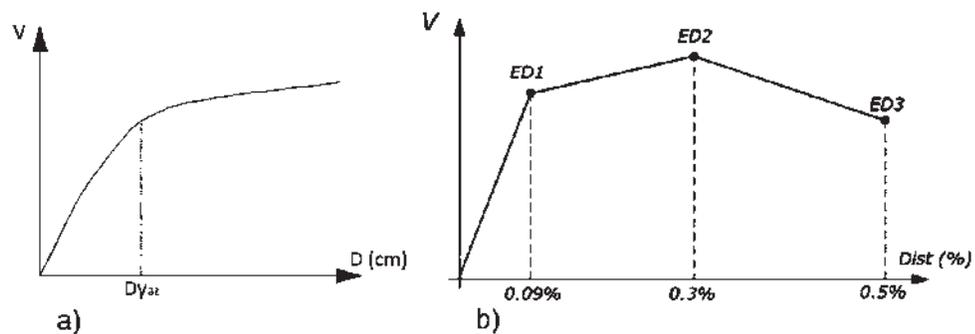
Este tipo de escalamiento es poco frecuente encontrarlo en trabajos de investigación pero sin embargo es bueno emplearlo, ya que está íntimamente relacionado con la capacidad de la estructura, a diferencia del método anterior. Esta técnica se utilizó en

el reciente trabajo de Ruiz-García y Negrete (2009). El método consiste en identificar el desplazamiento de fluencia de la estructura; esta identificación puede hacerse a través de alguna simplificación de la curva de capacidad, después se obtienen múltiplos de este valor que provoquen los estados de daño planteados, y por último se multiplica el registro por factores que provoquen el desplazamiento de fluencia y los estados de daño; este último paso es iterativo.

Debido a lo laborioso del procedimiento resulta su complicación al momento de emplearlo y relacionarlo con la estructura, ya que es poco frecuente identificar su daño en función del desplazamiento de fluencia.

En el siguiente ejemplo se plasma la metodología utilizada para escalar un acelerograma en función del desplazamiento de fluencia.

1. Con ayuda de la siguiente curva de capacidad se localiza el desplazamiento de fluencia (Figura 3.10a), para el ejemplo se considera de 0.243 cm. De la curva de comportamiento se proponen tres estados de daño, como se observa en la Figura 3.10b.



**Figura 3.10** a) Localización del desplazamiento de fluencia en la curva de capacidad, y b) estados de daño con sus distorsiones asociadas.

Los estados límite están asociados a los siguientes daños:

- ED1, corresponde al comienzo de grietas diagonales, menores a 0.1 mm.

- ED2, caracterizado por la formación de grietas en “X” en la superficie del muro con 5 mm de espaciamiento.
  - ED3, corresponde a la capacidad última del muro de mampostería.
2. Como el ED1 está asociado al desplazamiento de fluencia, se busca de manera iterativa un factor, que multiplique al registro sísmico, para obtener el desplazamiento del ED1. Cabe recordar que, cada estado de daño está asociado a una distorsión, por lo que para conocer el desplazamiento del siguiente estado de daño, es necesario calcular el cociente de la distorsión del siguiente estado de daño entre la distorsión de fluencia, y así identificar las veces que se debe de aumentar el desplazamiento de fluencia para alcanzar un estado de daño específico. El procedimiento es el mismo para los subsecuentes estados de daño. Para este ejemplo se tomó en cuenta una altura de estructura de 2.7 m.
3. A continuación se presentan las distorsiones asociadas a cada estado de daño, los factores y desplazamientos para lograr los ED2 y ED3.

$$\text{Dist. para ED1 (\%)} = 0.09\%$$

$$\text{Dist. para ED2 (\%)} = 0.3\%$$

$$\text{Dist. para ED3 (\%)} = 0.5\%$$

$$\text{Factor para ED2} = 0.3/0.09 = 3.33$$

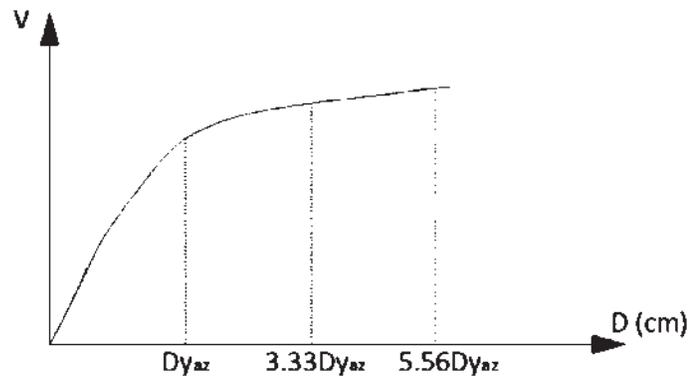
$$\text{Desplazamiento para ED2} = 3.33 * 0.243 = 0.81 \text{ cm}$$

$$\text{Factor para ED3} = 0.5/0.09 = 5.56$$

$$\text{Desplazamiento para ED3} = 5.56 * 0.243 = 1.35 \text{ cm}$$

4. El registro se multiplicará por factores que provoquen en la estructura, desplazamientos de 3.33 y 5.56, veces el desplazamiento de fluencia, que producirán los ED2 y ED3. Los factores se obtendrán de manera iterativa; en

la Figura 3.11 se muestra de manera esquemática los desplazamientos que producirán los tres estados de daño.



**Figura 3.11** Desplazamiento de fluencia y los factores por los que se debe multiplicar para alcanzar los estados de daño propuestos.

5. Los factores de escalamiento, para el registro de Caleta de Campos, Michoacán, de 1997 con coordenadas S00E, para obtener los desplazamientos que provocarán los tres estados de daño fueron:
  - Para lograr el ED1, con desplazamiento de fluencia de 0.243 cm, el acelerograma debe multiplicarse por un factor de 3.226.
  - Para lograr el ED2, con desplazamiento de 0.81 cm, el acelerograma debe multiplicarse por un factor de 7.711.
  - Para lograr el ED3, con desplazamiento de 1.35 cm, el acelerograma debe multiplicarse por un factor de 9.165.

Como puede observarse, el factor de escalamiento no es proporcional al desplazamiento ya que, como es lógico, la estructura después de la fluencia entra en rango inelástico, por lo que necesita menor fuerza para lograr un mayor desplazamiento.

### 3.6 PASO 4: DESARROLLO DE CURVAS DE FRAGILIDAD

Las curvas de fragilidad se definen como una función de distribución acumulada de la probabilidad condicional de alcanzar a exceder un estado de daño, en función de alguna estimación de acción sísmica. El parámetro que caracteriza la acción sísmica, comúnmente, está en relación de la aceleración máxima del terreno, de la velocidad máxima del terreno, del desplazamiento espectral, de la aceleración espectral o del desplazamiento de fluencia de la estructura.

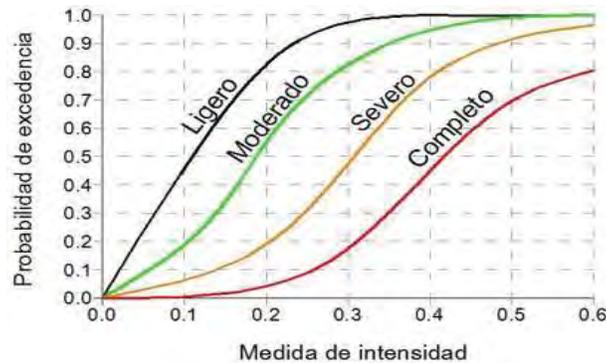
Las curvas de fragilidad, generalmente en el estudio de mampostería, se expresan por función de distribución log-normal, debido a que incorpora los parámetros estadísticos de tendencia central y dispersión de una muestra que sólo incluye valores positivos. Por lo tanto, la probabilidad condicional de alcanzar o exceder un estado de daño predefinido dado un parámetro que caracteriza la acción sísmica se expresa como se muestra en la ecuación 3.5 (Ruiz-García y Negrete, 2009).

$$P(ED_i > ed_i | MIS = mis) = 1 - \Phi \left( \frac{\ln(mis) - \mu_{\ln(mis)_i}}{\beta} \right) \quad (3.5)$$

Donde  $P(ED_i > ed_i | MIS = mis)$  es la probabilidad condicional de exceder un estado de daño,  $ed_i$ , para un parámetro que caracteriza la acción sísmica,  $mis$ ,  $\mu_{\ln(mis)_i}$  es el parámetro de tendencia central,  $\beta$  es el parámetro de dispersión correspondiente a cada estado de daño,  $ed_i$ , y  $\Phi$  es la distribución acumulada normal estándar.

El parámetro de dispersión representa la variabilidad total, el cual debe incluir la incertidumbre aleatoria ( $\beta_a$ ) y la incertidumbre epistémica ( $\beta_e$ ). Para nuestro trabajo se consideró únicamente la incertidumbre aleatoria generada por los registros sísmicos. En la Figura 3.12, se muestra el ejemplo de curvas de fragilidad en donde el eje vertical representa la probabilidad de excedencia y en el eje horizontal la

medida de intensidad considerada. Cada curva representa un estado de daño, que para este caso son cuatro: ligero para el momento en que surge la primera grieta, moderado para el instante en que se generan pequeñas grietas en los elementos de confinamiento, severo cuando se llega a la resistencia máxima y completo cuando se ha alcanzado la resistencia última.



**Figura 3.12** Curvas de fragilidad.

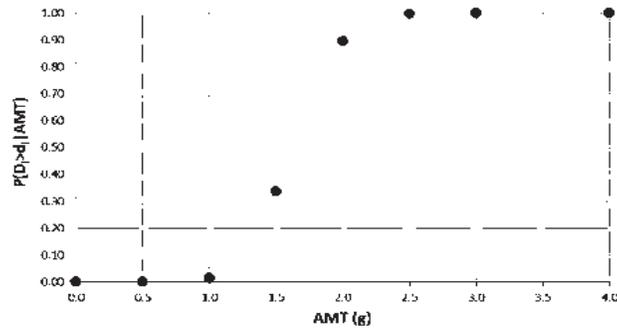
### 3.6.1 Curvas de fragilidad basadas en la aceleración máxima del terreno

Para el desarrollo de estas curvas de fragilidad se obtienen puntos que representan la curva, los cuales emplean probabilidad condicional, con distribución log-normal, de exceder una distorsión de azotea. Los registros sísmicos a emplear en el análisis son escalados para que todos alcancen el mismo valor de aceleración máxima, y se obtienen las distorsiones de azotea que generan en la estructura. Aplicando probabilidad a las distorsiones calculadas, se obtiene un punto de la curva de fragilidad, el cual representa que para una aceleración máxima de terreno dada tenemos un porcentaje de probabilidad de exceder una distorsión de azotea.

$$P(D_i > d_i | AMT = amt) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(d_i) - \mu_{\ln(D_i)}}{\beta}\right) \quad (3.6)$$

En la ecuación 3.6 (Park y colaboradores, 2009) se presenta la formulación para el cálculo de la probabilidad condicional, donde  $P(D_i > d_i | AMT = amt)$  es la probabilidad condicional de exceder una distorsión de azotea,  $d_i$  dada una aceleración máxima del terreno,  $amt$ ,  $\beta$  y  $\mu_{\ln(D_i)}$  son la desviación estándar y la

mediana log-normal de los datos. En la Figura 3.13 se muestran un ejemplo de puntos que conforman la curva de fragilidad en función de la aceleración máxima del terreno.



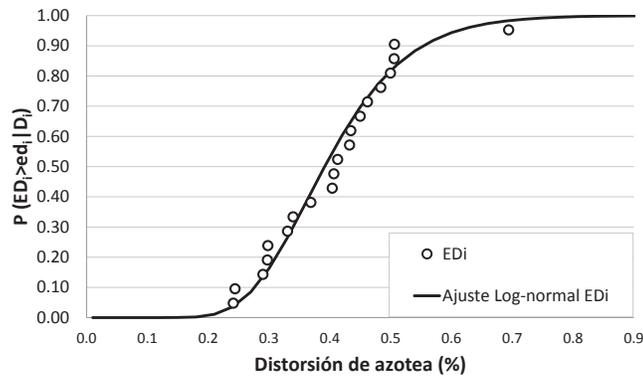
**Figura 3.13** Puntos que conforman la curva de fragilidad basada en la aceleración máxima del terreno.

### 3.6.2 Curvas de fragilidad basadas en distorsión lateral

El cálculo de las curvas de fragilidad basadas en la distorsión lateral, se desarrolla a través de un ajuste de probabilidad de los datos, en función de una distribución log-normal. Similar al caso anterior, se obtienen los desplazamientos inelásticos que generan la familia de registros sísmicos, previamente escalados en función a un estado de daño relacionado a una distorsión de azotea de la estructura. El ajuste se realiza a través de la probabilidad condicional de exceder un estado de daño dada una distorsión de azotea, como se presenta en la siguiente ecuación (Ruiz-García, 2009):

$$P(ED_i > ed_i | D_i = d_i) = 1 - \Phi \left( \frac{\ln(d_i) - \mu \ln(d_i)}{\beta} \right) \quad (3.7)$$

En donde  $P(ED_i > ed_i | D_i = d_i)$  es la probabilidad condicional de exceder un estado de daño,  $ed_i$  dada una distorsión de azotea,  $d_i$ ;  $\beta$  y  $\mu \ln(d_i)$  son la desviación estándar y la media log-normal de los datos. En la Figura 3.14, se presenta una curva de fragilidad basada en desplazamiento lateral, ajustada de las distorsiones obtenidas del análisis de la estructura con los registros sísmicos.

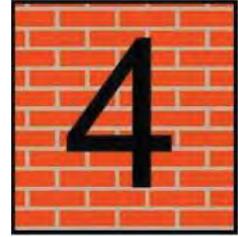


**Figura 3.14** Distorsiones obtenidas del análisis para el EDi y su curva de fragilidad ajustada.

### 3.7 CONCLUSIONES

La alta sismicidad con la que cuenta nuestro país nos permite apreciar la gran vulnerabilidad que presentan las estructuras de mampostería confinada, por lo que es necesario contar con técnicas que nos permitan evaluarla para plantear soluciones a los problemas que ésta genera. La metodología que se plantea en este capítulo nos permite obtener la fragilidad de estructuras de mampostería confinada de manera sencilla a través de cuatro pasos: 1) obtención de la curva de capacidad global de la estructura, 2) transformación de la curva de capacidad correspondiente al SMGL a una curva  $S_a-S_d$  representativa a la envolvente de respuesta de un SE1GL, 3) obtención de la respuesta del SE1GL en función de la demanda máxima de desplazamientos, y 4) obtención de las curvas de fragilidad a través de procesar estadísticamente las respuestas de los SE1GL.

# CAPÍTULO



## EJEMPLOS DE APLICACIÓN

---

### 4.1 INTRODUCCIÓN

Para fines de ilustrar la metodología planteada en esta tesis, en el presente capítulo se desarrolla un ejemplo para obtener las curvas de fragilidad de una estructura regular de mampostería confinada representativa de la práctica constructiva mexicana. Las curvas de fragilidad se obtuvieron para dos medidas de intensidad sísmica: la aceleración máxima del terreno y la distorsión máxima de azotea (es decir, el desplazamiento máximo de azotea de la estructura normalizado con respecto a la altura total de la estructura). En particular, las curvas de fragilidad obtenidas en función de la distorsión máxima de azotea se denominan curvas de fragilidad basadas en desplazamiento.

Con la finalidad de estudiar la influencia de la densidad de muros y del periodo de vibración en las curvas de fragilidad, se consideraron tres variantes de configuración de la planta baja y tres alturas diferentes para la misma estructura. Los estados de daño, considerados para obtener las curvas de fragilidad del ejemplo, se propusieron con base en el comportamiento que presenta la mampostería confinada ante acciones dinámicas, obtenida de resultados experimentales.

La familia de registros utilizados en el análisis es representativa del peligro sísmico de la zona de subducción del pacífico mexicano. Cabe recordar que los

temblores de subducción han provocado daños severos en estructuras de mampostería confinada.

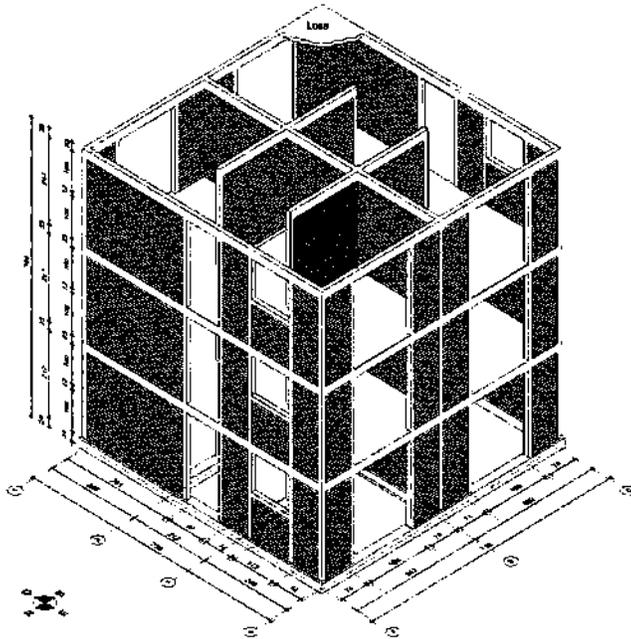
## **4.2 DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS ESTUDIADAS**

Con la finalidad de estudiar la influencia del número de niveles y, en consecuencia, del periodo fundamental de vibración, se consideraron tres estructuras de tres, cuatro y cinco niveles con la misma distribución de muros en planta. Así mismo, para estudiar el efecto de la densidad de muros, para cada estructura, se modificó el área de muros en planta a fin de considerar tres densidades de muros. A continuación se describen las estructuras consideradas.

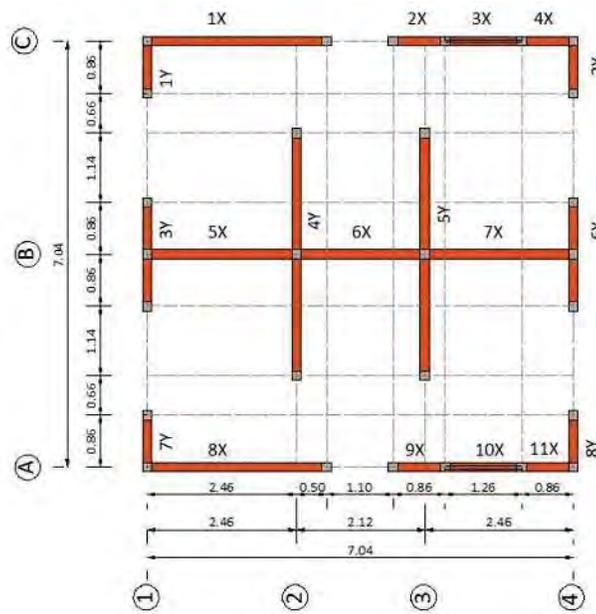
### **4.2.1 Estructura M3**

La primera estructura es el modelo M3, obtenido del trabajo de tesis realizado por Arias (2005). El enfoque que tiene este trabajo es estudiar el efecto de la flexión en las capacidades resistentes y de deformación de un edificio de tres niveles de mampostería confinada a escala 1:2. El prototipo de la edificación fue de vivienda de interés social de tres niveles, que cuenta con regularidad en planta, y que está formada por dos viviendas colindantes. En la Figura 4.1, se muestra el prototipo de la edificación considerada.

Las dimensiones en planta, sin escalar el modelo, son de 7.16 m x 7.16 m, con área por vivienda de 25.6 m<sup>2</sup> y altura de entrepisos de 2.40 m (Figura 4.2). El sistema estructural está conformado por muros de mampostería de tabique de barro rojo recocido, con dimensiones nominales de 6 x 12 x 24 cm confinados por castillos y dalas, y una losa maciza de concreto reforzado de 12 cm de espesor.



**Figura 4.1** Vista en tres dimensiones de la edificación de mampostería estudiada por Arias (2005).



**Figura 4.2** Planta del edificio de tres niveles.

La resistencia para todos los elementos de concreto reforzado fue tomada igual a  $200 \text{ kg/cm}^2$ , el refuerzo principal para castillos, dalas y losas estuvo formado por barras de acero corrugado del n° 3 (0.95 cm de diámetro) y contó con una resistencia nominal de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ . El refuerzo transversal estuvo compuesto por

estribos cerrados elaborados con alambrión del nº 2 (0.64 cm de diámetro) con esfuerzo de fluencia nominal de 2500 kg/cm<sup>2</sup>.

Una vez definidas las propiedades físicas y mecánicas se procedió a realizar el escalado del modelo, apoyándose en leyes de similitud para poder proporcionarle una reducción del 50% del tamaño real. Las propiedades del modelo final se presentan en la Tabla 4.1.

**Tabla 4.1** Características físicas y mecánicas del prototipo y modelo estudiado por Arias (2005).

Propiedad	Prototipo	Modelo
Área de planta (m <sup>2</sup> )	51.28	12.82
Abertura para puerta (cm)	97 x 217	48.5 x 108.5
Abertura para ventana (cm)	112 x 100	56 x 50
Altura de piso (cm)	240	120
Tabique (cm)	6 x 12 x 24	3 x 6 x 12
Junta de mortero (cm)	1	0.5
Sección de castillos (cm)	12 x 12	6 x 6
Sección de dalas (cm)	23 x 12	11.5 x 6
Espesor de losa (cm)	12	6
Dala de cimentación (cm)	24 x 24	12 x 12
Diámetro de acero longitudinal (mm)	3/8" (9.5)	3/16" (4.76)
Diámetro de acero transversal (mm)	1/4" (6.4)	1/8" (3.2)
Tamaño máximo de grava (mm)	3/4" (19)	3/8" (9.5)
Tamaño máximo de arena (mm)	4.76	2.38
Resistencia nominal de concreto (kg/cm <sup>2</sup> )	200	200
Resistencia nominal del mortero (kg/cm <sup>2</sup> )	125	125
Resistencia nominal del acero (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
Resistencia nominal de los estribos (kg/cm <sup>2</sup> )	2500	2500

El sistema de piso estuvo constituido por medio de losas macizas de concreto reforzado, coladas monolíticamente con las dalas de cerramiento, y el sistema estructural, como ya se mencionó anteriormente, estuvo compuesto por muros de mampostería de tabique rojo recocido, tipo artesanal, confinados con dalas y

castillos. El diseño, tanto de losas como de dalas y castillos, se realizó de acuerdo a lo estipulado por las NTC-2004.

Dentro del análisis elástico se realizaron tres estudios con distintos métodos, con el objetivo de conocer la rigidez inicial, los periodos de vibración, las formas modales de la estructura y comparar los resultados con los del modelo a escala. Los métodos de análisis consistieron en: la analogía de la columna ancha, los elementos tipo barras y tableros y los elementos finitos.

Para evaluar las características dinámicas del modelo y su degradación se aplicaron tres tipos de prueba: ensayos de vibración ambiental, ensayos dinámicos (destructivos) y de ruido blanco en mesa vibradora. En la Figura 4.3, se muestra el modelo al término de su construcción.



**Figura 4.3** Modelo al término de su elaboración (tomada de Arias, 2005).

Para el análisis en mesa vibradora se aplicaron los sismos de Acapulco, Guerrero, del 25 de abril de 1989 ( $M_w= 6.9$ ) y el de Manzanillo, Colima, del 10 de octubre de 1995 ( $M_w= 8.0$ ), pero debido a la alta resistencia lateral y rigidez del modelo, hubo la necesidad de modificar la configuración del modelo en la planta baja eliminando dos muros, con ello además se involucró otro aspecto que sucede

continuamente en este tipo de viviendas, que es la demolición indistinta de muros para adecuar la estructura a los intereses de los propietarios, sin que les importe las modificaciones estructurales que esto acarrea.

Una vez realizado el ensaye se obtuvieron los desplazamientos y aceleraciones de la estructura, así como los ciclos histeréticos que presentó durante las prueba hasta la falla total de la planta baja, que fue donde se concentraron los mayores daños además de que este nivel fue el que controló la respuesta sísmica del modelo. Las curvas histeréticas se obtuvieron en función del cortante basal y de la distorsión de la edificación. También se describieron los daños graduales presentados en todos los elementos estructurales. En la Tabla 4.2, se presentan las etapas y características observadas durante el ensaye.

**Tabla 4.2** Características observadas durante el estudio experimental del modelo M3 escalado.

Estructura	Desplazamiento máximo (cm)	Magnitud (Mw)	AMT (g)	Duración (seg)	Observaciones
Original	1.57	7.6	1.49	15.9	
Original	2.99	7.8	1.66	24.2	
Original	3.12	8.0 (60%)	1.54	29.3	Primera grieta significativa. El nivel de daño está asociado al límite elástico (operación inmediata)
Original	5.61	8.3 (60%)	1.89	39.1	
Original	3.07	8.0 (90%)	1.69	29.3	
Original	5.51	8.3 (90%)	1.97	39.3	
Original	5.52	8.3 (100%)	2.07	29.6	
Original	6.87	8.3 (125%)	2.00	39.4	El edificio fue considerado hasta llegar a su resistencia lateral máxima. El nivel de daño está asociado a la vida segura
Modificada	1.36	7.6	1.36	15.9	Formación de dos grietas diagonales, en "X", dañando los extremos de los castillos.
Modificada	3.05	7.8	1.47	24.0	
Modificada	3.14	8.0	2.20	29.9	

Modificada	5.41	8.3	2.87	40.2	<i>Aplastamiento de la mampostería en la unión castillo-dala, desprendimiento del recubrimiento de concreto en los extremos de castillos, agrietamiento excesivo de la planta baja y daño severo en elementos de concreto reforzado.</i>
------------	------	-----	------	------	--

Para el presente trabajo se consideraron tres variantes de este modelo: 1) configuración inicial del modelo, 2) eliminar los muros 5X y 7X de la planta baja (Figura 4.2), 3) omitir los muros 5X, 6X y 7X de la configuración original de la planta baja. Para la primera configuración, la densidad de muros se estimó en 4.49% en la dirección X y 3.52% en la dirección Y. Por otra parte, en la segunda configuración se contaba con una densidad de muros de 3.31% en la dirección X y 3.52% en la dirección Y. Finalmente, la tercera configuración consideraba una densidad de muros de 2.82% y 3.52% en las direcciones X y Y.

#### 4.2.2 Estructuras M4 y M5

Las estructuras M4 y M5 son dos casos de modificación del modelo M3, las cuales consisten en aumentar el número de niveles de la edificación sin alterar la configuración en planta. Para el caso de la estructura M4 se consideró aumentar un nivel al modelo M3 y para el caso de la estructura M5 se aumentaron dos niveles. Para estos dos casos también se consideraron las variantes relacionadas con la variación de la densidad de muros de la planta baja, la primera consideración es omitir los muros 5X y 7X de la planta baja y la segunda es desprestigiar los muros 5X, 6X y 7X de la planta baja para cada estructura propuesta. En la Tabla 4.3 se presenta un resumen de la densidad de muros de las estructuras.

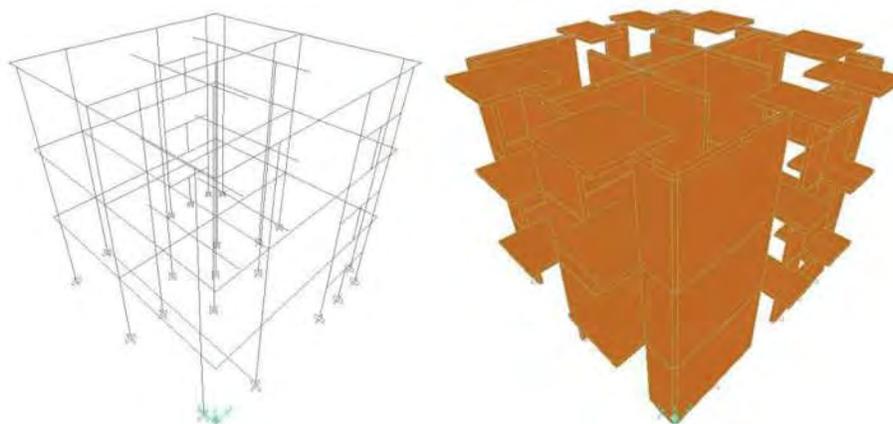
**Tabla 4.3** Densidad de muros de la estructuras estudiadas.

Estructura	Densidad de muros de la planta baja (%)					
	Original		-2 Muros		-3 Muros	
	X	Y	X	Y	X	Y
M3, M4 y M5	4.49	3.52	3.31	3.52	2.82	3.52

### 4.3 MODELADO ANALÍTICO DE LAS ESTRUCTURAS

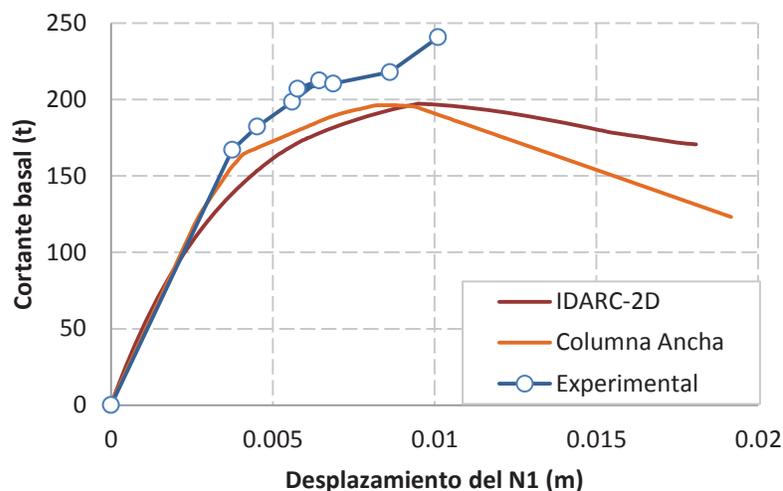
La obtención de los modelos analíticos se realizó con ayuda de algún método de modelado de estructuras de mampostería, para nuestro caso se optó por considerar los métodos de puntales a compresión y el de la columna ancha modificada, los cuales se mencionaron y describieron en el capítulo 2. Para el caso de puntales a compresión se decidió realizar el modelado a través del software IDARC-2D (Valles y otros, 1996) y para el caso de la columna ancha se utilizó SAP2000© (CSI, 2009). Cabe aclarar que la calibración o la obtención del modelo analítico puede realizarse con ayuda de cualquier técnica o software y no es necesariamente obligatorio realizarlo por alguna de estas dos opciones para seguir la metodología planteada.

La calibración del modelo analítico se llevó a cabo utilizando las dos metodologías, para el caso del método de puntales a compresión primero se calibraron algunos muros individuales ensayados en laboratorio, mencionados en el apéndice A, que fueron el modelo M0, el modelo WBW, el modelo 3D, el modelo MV1 y el modelo MV2. Para el caso del método modificado de la columna ancha se calibró siguiendo la metodología mencionada en el apartado 2.3.2.3. En la Figura 4.4, se muestra el modelo M3 a través del método modificado de la columna ancha.



**Figura 4.4** Modelo analítico M3 a través del método de la columna ancha modificada en SAP2000.

La calibración del modelo M3 se realizó a través de los dos métodos y se compararon para definir por cuál de ellos calibrar las estructuras M4 y M5, debido a que para éstas no se cuenta con información experimental se decidió considerar la información de la calibración de la estructura M3. Así mismo, considerando los resultados de los métodos se decidió desarrollar los modelos analíticos de la estructuras a través de la columna ancha modificada. De las calibraciones se obtuvieron las curvas de capacidad del modelo analítico M3 en función del desplazamiento de la planta baja y del cortante basal y se compararon con los resultados experimentales (Figura 4.5).



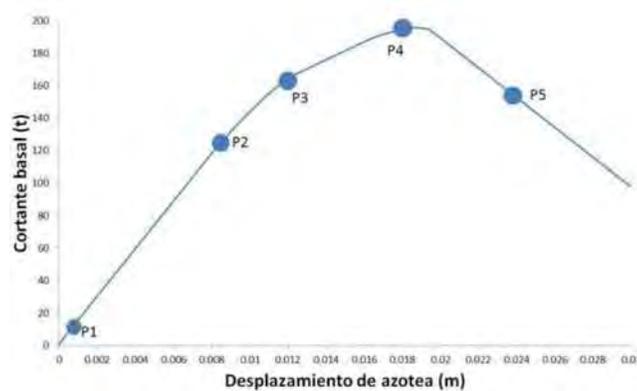
**Figura 4.5** Comparación de la curva de capacidad de la planta baja del modelo M3 a través de IDARC-2D, columna ancha y datos experimentales.

Los círculos, de la curva experimental, representan la mayor demanda de desplazamientos y su correspondiente cortante basal asociados a los ocho movimientos considerados en el análisis para la estructura original. De las calibraciones, se puede observar que las curvas capturan adecuadamente el comportamiento inicial, tanto de rigidez como de resistencia hasta niveles del cortante basal del orden de 140 t, aunque después del agrietamiento las curvas calibradas se separan de la experimental se considera que representan aceptablemente el comportamiento experimental.

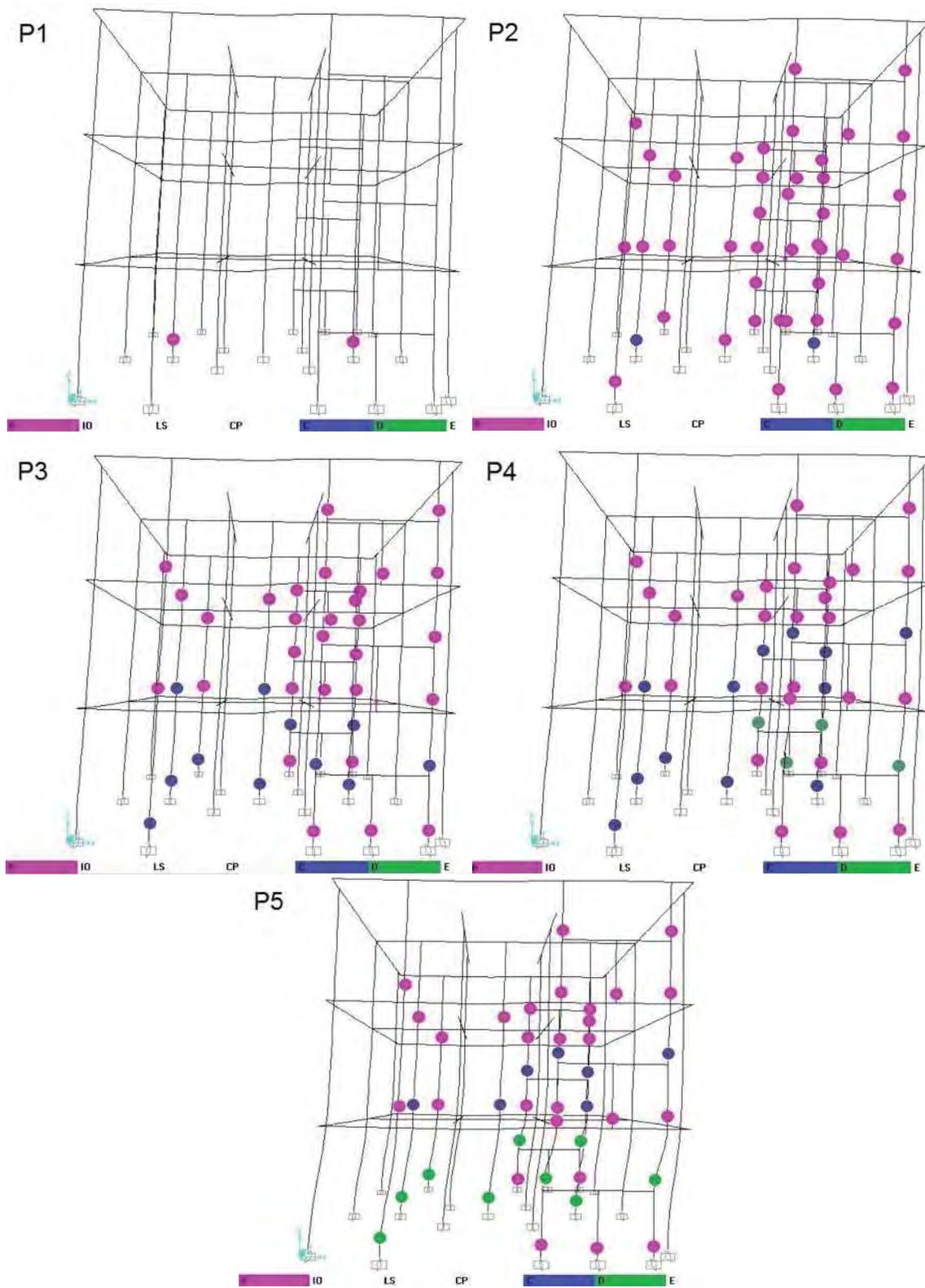
Como se puede apreciar, el modelado a través del método de la columna ancha modificada representa una técnica muy útil, debido a que no involucra muchos parámetros de calibración como otros métodos, como es el caso del método de puntales a compresión (apéndice A), además de que como se observa en la Figura 4.5 se ajusta de una mejor manera a los datos experimentales, por lo que se optó por modelar las otras estructuras empleando esta técnica.

El comportamiento general del modelo es un aspecto importante que no se debe de dejar de lado, ya que de acuerdo a la respuesta que presentan las estructuras de mampostería confinada ante la presencia de algún fenómeno sísmico, la planta baja rige el comportamiento global de la edificación.

De acuerdo a lo anterior y como comprobación de este comportamiento, la Figura 4.6 muestra la curva de capacidad del modelo analítico de la estructura M3 y en la Figura 4.7 se presenta la evolución del daño en el modelo, en función de las articulaciones plásticas. El color rosa representa un comportamiento elástico en las articulaciones plásticas, mientras que el azul va del agrietamiento a la capacidad máxima y el color verde envuelve el comportamiento de la capacidad máxima hasta la última. El colapso del modelo se rigió por el deterioro de la planta baja, de la misma manera que sucedió con la estructura escalada ensayada en laboratorio por Arias (2005).

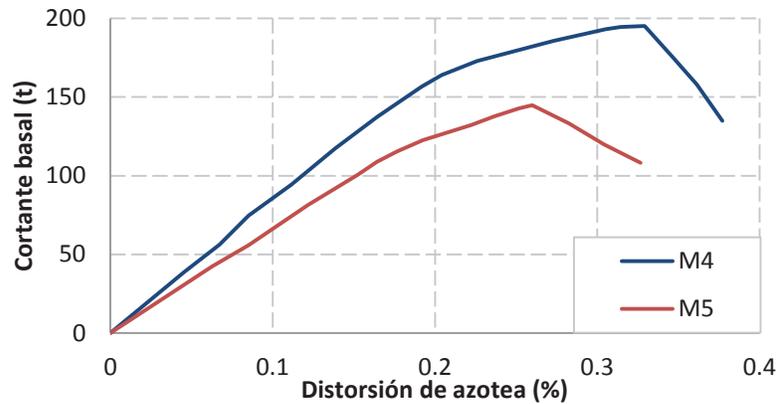


**Figura 4.6** Curva de capacidad del modelo analítico M3.



**Figura 4.7** Etapas de daño del modelo analítico M3.

Para el caso de las estructuras M4 y M5, los modelos analíticos fueron desarrollados únicamente con ayuda del método de la columna ancha. En la Figura 4.8 se muestran las curvas de capacidad, de las estructuras M4 y M5, que están en función de la distorsión de azotea y del cortante basal de los modelos. En la Tabla 4.4 se presentan los periodos obtenidos de los modelos analíticos de las estructuras.



**Figura 4.8** Curvas de capacidad de las estructuras M4 y M5 a través de la columna ancha modificada en SAP2000.

**Tabla 4.4** Periodos de las estructuras estudiadas.

Estructura	Periodo (s)		
	Original	-2 Muros	-3 Muros
M3	0.09581	0.11027	0.11406
M4	0.14457	0.16095	0.16406
M5	0.20752	0.22619	0.22874

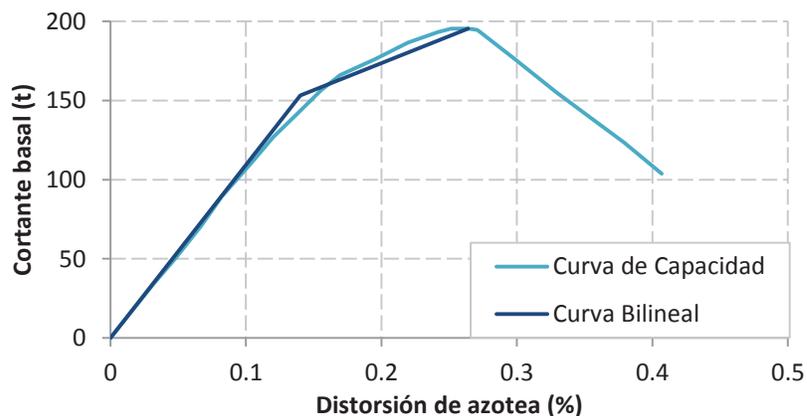
#### 4.4 DESARROLLO DE SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD EQUIVALENTE

Para contar con una mayor facilidad de análisis, y de acuerdo a la metodología que se plantea en el presente trabajo, se transformarán los modelos analíticos, considerándolos como SMGL, a SE1GL que dependerán de las características de los sistemas iniciales.

#### 4.4.1 SE1GL del modelo M3

Este es el modelo analizado en laboratorio, considerando primero la configuración inicial de la planta baja, que de acuerdo a los resultados de laboratorio, este modelo resistió sin sufrir ningún daño los ensayos dinámicos aplicados. Por lo que, dentro del estudio del presente trabajo se consideraron dos variantes en el modelo, respectivas a la variación de densidad de muros en la planta baja. La nomenclatura del modelo con sus variantes está definida como: M3 para el modelo original, M3-2 para el modelo modificado sin dos muros y M3-3 para el modelo modificado sin tres muros.

Para obtener el SE1GL del modelo M3 original, se utilizó una simplificación de la curva de capacidad de azotea del modelo. Para obtener la simplificación de la curva de capacidad se utilizó el método de igual energía. En la Figura 4.9 se muestra la curva de capacidad del modelo analítico M3 y su simplificación bilineal.



**Figura 4.9** Curva de capacidad y simplificación bilineal del modelo M3.

La curva simplificada bilineal nos sirve para identificar los puntos de agrietamiento y máximo de la curva, los cuales se utilizarán para obtener el SE1GL; además de esta información, se requieren el peso, la masa, la rigidez lateral de entrepiso y las formas modales del SMGL, las cuales se presentan en las Tablas 4.5, 4.6 y 4.7, respectivamente. El cálculo de la rigidez de entrepiso se obtuvo considerando el procedimiento planteado en el apéndice B.

**Tabla 4.5** Pesos y masas concentradas del modelo M3.

	N1	N2	N3
Muros confinados y pretilas (kg)	16,149.80	16,149.80	8,074.90
Peso propio (kg)	13,534.12	13,534.12	13,534.12
Carga Viva y adicionales (kg)	7,689.84	7,689.84	11,278.43
Peso Total (kg)	37,373.76	37,373.76	32,887.45
Masa (ton-s <sup>2</sup> /m)	3.81	3.81	3.35

**Tabla 4.6** Rigideces laterales y factores de condición de apoyo de cada nivel del modelo M3.

Nivel	Rigidez (ton/m)	Condición de apoyo ( $\beta$ )
N1	61729.54	9.0
N2	60381.31	8.5
N3	58936.62	8.0

Con base en los datos de masa, rigidez y de análisis dinámicos se obtuvieron las formas modales de entrepiso del SMGL del modelo analítico, empleando el software Matlab.

**Tabla 4.7** Formas modales del modelo M3.

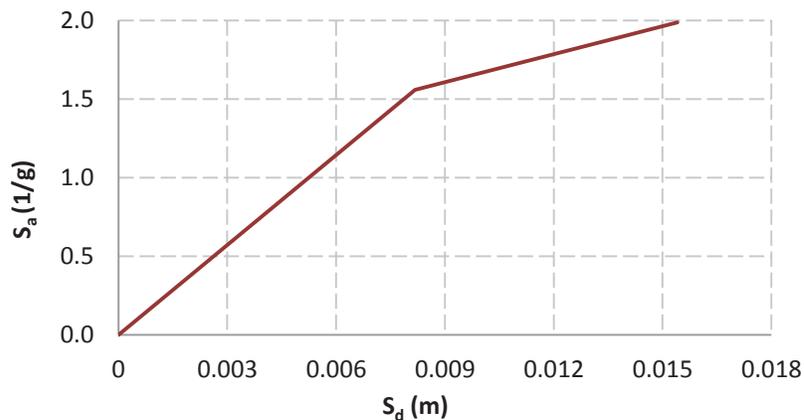
Nivel	Modo 1 ( $\varphi_1$ )	Modo 2 ( $\varphi_2$ )	Modo 3 ( $\varphi_3$ )
N1	0.1739	-0.3778	0.2992
N2	0.3144	-0.1521	-0.3748
N3	0.3895	0.3315	0.1922

Utilizando las fórmulas 3.1 a 3.4, se obtuvo la curva de desplazamiento ( $S_d$ ) y pseudo-aceleración ( $S_a$ ) que caracteriza al SE1GL del SMGL del modelo M3. En la Tabla 4.8 se muestran los factores de participación del cortante basal ( $\alpha_j$ ) y los factores de participación modal ( $PF_{ij}$ ) del modelo.

**Tabla 4.8** Factores de participación del cortante basal ( $\alpha_j$ ) y factores de participación modal ( $PF_{ij}$ ) del modelo M3.

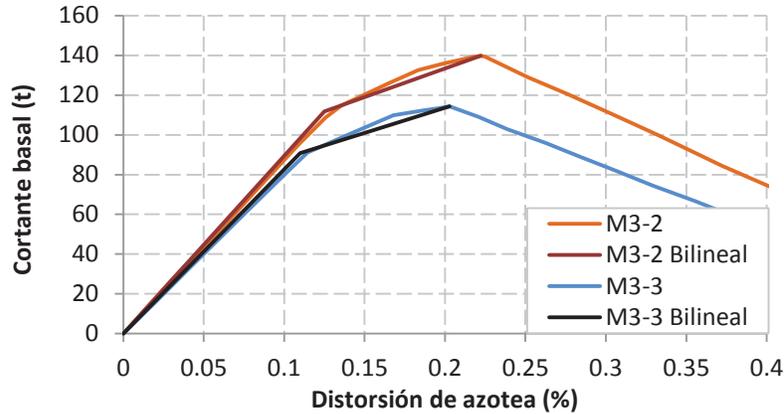
		Modo 1 ( $\varphi_1$ )	Modo 2 ( $\varphi_2$ )	Modo 3 ( $\varphi_3$ )
$\alpha_j$		0.9132	0.0750	0.0116
$PF_{ij}$	N1	0.5504	0.3427	0.1066
	N2	0.9950	0.1380	-0.1335
	N3	1.2327	-0.3007	0.0685

En la Figura 4.10, se muestra la curva  $S_d$ - $S_a$  del sistema equivalente representativo del sistema de múltiples grados de libertad del modelo M3, en la que se puede observar que la densidad de muros influye directamente en la resistencia de la estructura, ya que el valor  $S_a$  que está relacionado a la densidad de muros de la planta baja.



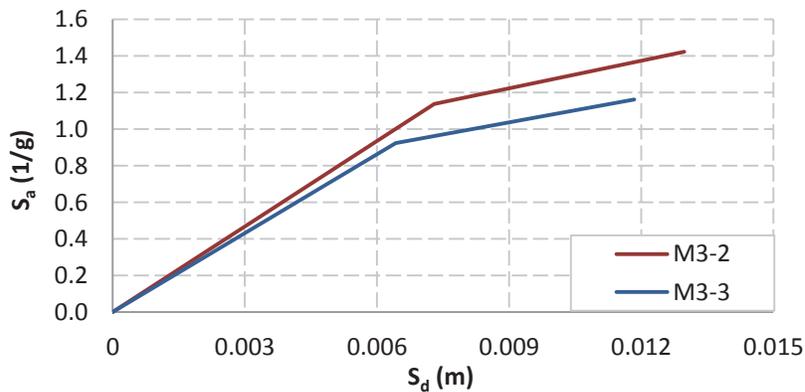
**Figura 4.10** Curva desplazamiento ( $S_d$ ) y pseudo-aceleración ( $S_a$ ) del SE1GL del modelo M3.

Para el caso de los modelos modificados de la estructura original M3, a los cuales, se le extrajeron 2 y 3 muros de la planta baja con el fin de hacer la estructura más débil, los SE1GL también serán obtenidos de las curvas de capacidad de azotea de los modelos analíticos. En la Figura 4.11, se presentan las curvas de capacidad de los modelos analíticos M3-2 y M3-3.



**Figura 4.11** Curvas de capacidad y simplificación bilineal de los modelos M3-2 y M3-3.

Tomando el mismo procedimiento, que para el modelo M3, se calculan las curvas  $S_d$ - $S_a$  de los SE1GL (Figura 4.12).

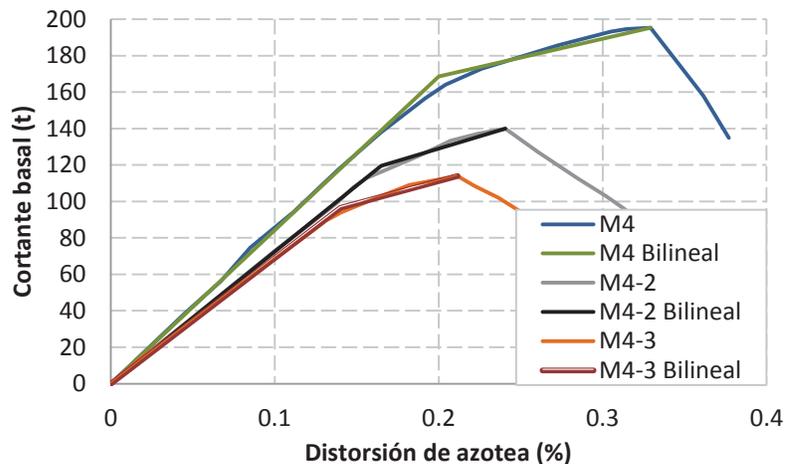


**Figura 4.12** Curvas de desplazamiento ( $S_d$ ) y pseudo-aceleración ( $S_a$ ) de los SE1GL de los modelos M3-2 y M3-3.

#### 4.4.2 SE1GL de la estructura M4

La estructura M4 es el primer caso de modificación que se considera del modelo M3, dentro de este caso también se tomarán en cuenta las variantes de la planta baja, que consisten en disminuir la densidad de muros. Al igual que en el caso anterior, el modelo analítico sin modificación en la planta baja será nombrado M4, el modelo sin dos muros será el M4-2 y el modelo sin tres muros se describirá como M4-3.

En la Figura 4.13, se ilustran las curvas de capacidad de los modelos analíticos M4, M4-2 y M4-3, en función de la distorsión de azotea y del cortante basal, en las cuales se observa que conforme disminuye la densidad de muros también disminuye tanto la distorsión alcanzada como el cortante basal generado por el modelo. En la Tabla 4.9 se muestran las formas modales del SMGL y los factores de participación del cortante basal ( $\alpha_j$ ) y los factores de participación modal ( $PF_{ij}$ ) se muestran en la Tabla 4.10.



**Figura 4.13** Curva de capacidad y simplificación bilineal de los modelos analíticos M4, M4-2 y M4-3.

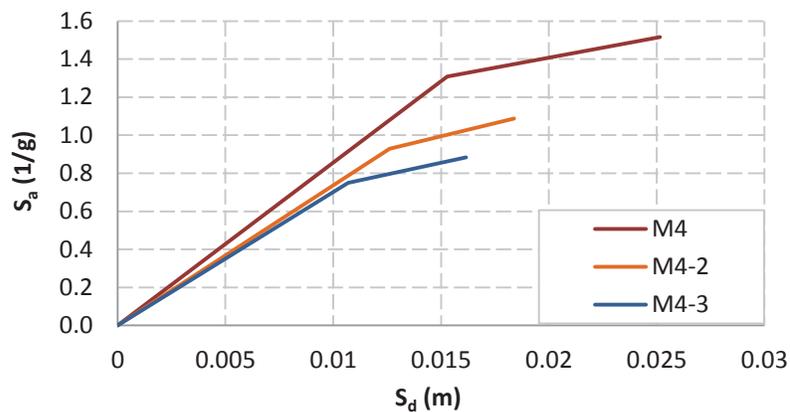
**Tabla 4.9** Formas modales de la estructura M4.

Nivel	Modo 1 ( $\varphi_1$ )	Modo 2 ( $\varphi_2$ )	Modo 3 ( $\varphi_3$ )	Modo 4 ( $\varphi_4$ )
N1	0.1176	-0.2916	-0.3278	0.2369
N2	0.2240	-0.2962	0.0990	-0.3387
N3	0.3046	0.0110	0.3019	0.2800
N4	0.3467	0.3192	-0.2480	-0.1224

**Tabla 4.10** Factores de participación del cortante basal ( $\alpha_j$ ) y factores de participación modal ( $PF_{ij}$ ) de la estructura M4.

		Modo 1 ( $\varphi_1$ )	Modo 2 ( $\varphi_2$ )	Modo 3 ( $\varphi_3$ )	Modo 4 ( $\varphi_4$ )
$\alpha_j$		0.8883	0.0860	0.0207	0.0049
$PF_{ij}$	N1	0.4261	0.3287	0.1812	0.0636
	N2	0.8116	0.3339	-0.0547	-0.0910
	N3	1.1036	-0.0124	-0.1669	0.0752
	N4	1.2561	-0.3598	0.1371	-0.0329

Siguiendo el procedimiento, planteado en el capítulo dos, se transforman los SMGL a SE1GL del modelo analítico M4 y sus variantes. En la Figura 4.14, se muestran las curvas  $S_d$ - $S_a$  representativas de los SE1GL de los modelos analíticos M4, M4-2 y M4-3, en las que se aprecia la variación de la densidad de muros en los tres casos de la estructura, a través del factor Sa.

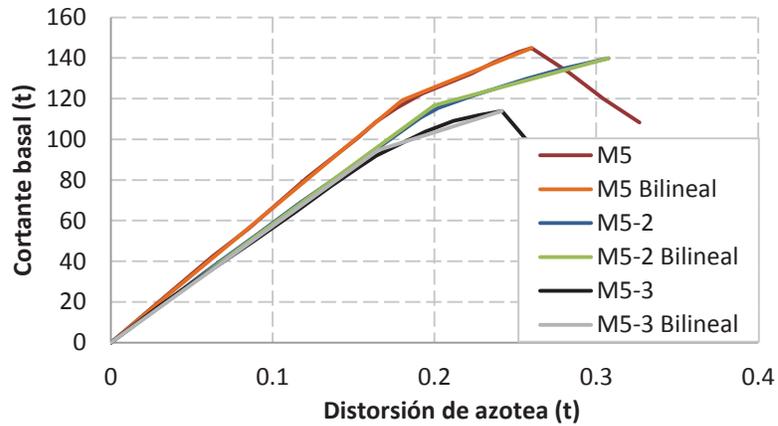


**Figura 4.14** Curvas  $S_d$ - $S_a$  de los SE1GL de la estructura M4 y sus variaciones.

#### 4.4.3 SE1GL de la estructura M5

La estructura M5 es el segundo caso de modificación considerado del modelo M3, para este caso también se tomarán en cuenta las variantes de la densidad de muros en la planta baja. El modelo analítico sin modificación en la planta baja es nombrado M5, el modelo sin dos muros es M5-2 y el modelo sin tres muros es M5-3. En la

Figura 4.15, se ilustran las curvas de capacidad de los modelos analíticos M5, M5-2 y M5-3, en función de la distorsión de azotea y del cortante basal.



**Figura 4.15** Curva de capacidad y simplificación bilineal de los modelos analíticos M5, M5-2 y M5-3.

En la Tabla 4.11 se muestran las formas modales del SMGL y en la Tabla 4.12 los factores de participación del cortante basal ( $\alpha_j$ ) y los factores de participación modal ( $PF_{ij}$ ) de la estructura M5.

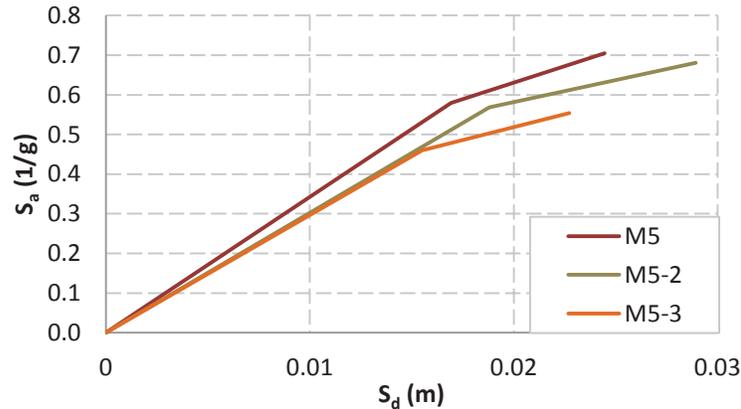
**Tabla 4.11** Formas modales de la estructura M5.

Nivel	Modo 1 ( $\varphi_1$ )	Modo 2 ( $\varphi_2$ )	Modo 3 ( $\varphi_3$ )	Modo 4 ( $\varphi_4$ )	Modo 5 ( $\varphi_5$ )
N1	0.0729	-0.1906	0.2504	0.2410	-0.2021
N2	0.1433	-0.2661	0.1139	-0.1331	0.2850
N3	0.2053	-0.1627	-0.2223	-0.1629	-0.2422
N4	0.2527	0.0684	-0.1813	0.2855	0.1426
N5	0.2788	0.2660	0.2221	-0.1453	-0.0484

**Tabla 4.12** Factores de participación del cortante basal ( $\alpha_j$ ) y factores de participación modal ( $PF_{ij}$ ) de la estructura M5.

		Modo 1 ( $\varphi_1$ )	Modo 2 ( $\varphi_2$ )	Modo 3 ( $\varphi_3$ )	Modo 4 ( $\varphi_4$ )	Modo 5 ( $\varphi_5$ )
$\alpha_j$		0.8657	0.0940	0.0271	0.0094	0.0037
$PF_{ij}$	N1	0.3337	0.2875	0.2029	0.1150	0.0608
	N2	0.6559	0.4014	0.0923	-0.0635	-0.0858
	N3	0.9396	0.2454	-0.1802	-0.0778	0.0729
	N4	1.1566	-0.1032	-0.1469	0.1363	-0.0429
	N5	1.2761	-0.4012	0.1800	-0.0694	0.0146

Siguiendo el procedimiento propuesto, se transforman los SMGL a SE1GL de la estructura M5 y sus variantes. En la Figura 4.16, se muestran las curvas  $S_d$ - $S_a$  representativa de los SE1GL de los modelos analíticos M5, M5-2 y M5-3, en las que se aprecia la variación de la densidad de muros en la estructura para los tres casos. Para el modelo analítico M5-2, se observa un desplazamiento excesivo en la curva de capacidad debido a algún error matemático generado por el software empleado.



**Figura 4.16** Curvas  $S_d$ - $S_a$  de los SE1GL de la estructura M5 y sus variaciones.

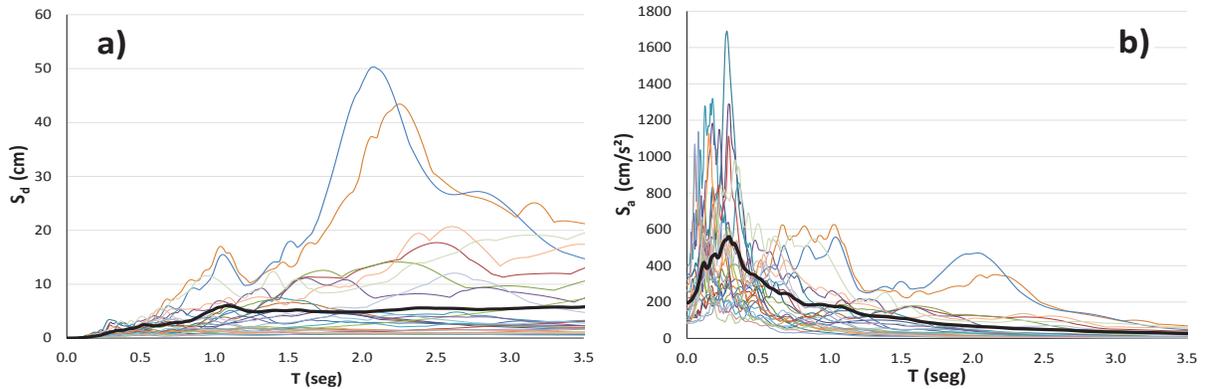
## 4.5 REGISTROS SÍSMICOS EMPLEADOS

Para el trabajo se consideraron registros de 13 estaciones sísmicas, ubicadas en zonas representativas de la sismicidad en la República Mexicana en los últimos

años, con aceleración máxima del terreno variable y con dos componentes para cada uno, por lo que en total se manejaron 26 registros sísmicos. En la Tabla 4.13 se muestran las características y el periodo predominante ( $T_g$ ) de los registros empleados y en la Figura 4.17 se presentan los espectros de respuesta de desplazamiento ( $S_d$ ) y pseudo-aceleración ( $S_a$ ) de la familia de registros sísmicos y el promedio de los datos.

**Tabla 4.13** Familia de registros sísmicos empleados para el desarrollo de las curvas de fragilidad.

Registro	Estación (Lugar)	Nombre	Magnitud ( $M_w$ )	Comp.	AMT ( $\text{cm/s}^2$ )	$T_g$ (s)
ACAC890425	Acapulco Centro Cultural; Acapulco, Gro.	ACAC8904.251	6.9	N90E	-116.80	0.51
				N00E	-101.21	0.63
ACAD890425	Acapulco Escuela Diana; Acapulco, Gro.	ACAD8904.251	6.9	N90E	-331.53	0.29
				N00E	-335.00	0.30
ACAZ890425	Acapulco La Zanja; Acapulco, Gro.	ACAZ8904.251	6.9	N90E	154.70	0.26
				N00E	149.39	1.39
AZIH850919	Aeropuerto Zihuatanejo; Zihuatanejo, Gro.	AZIH850919.191	8.1	N90E	-153.93	1.72
				N00E	-98.62	2.57
CALE970111	Caleta de Campos; Caleta de Campos, Mich.	CALE9701.111	6.9	S90E	396.21	0.35
				S00E	-350.27	1.29
CHII850919	Chilpancingo; Chilpancingo, Gro.	CHII8509.191	8.1	N00E	-157.37	2.20
				N90W	187.33	2.03
OAXM781129	Oaxaca, Facultad de Medicina; Oax., Oax.	OAXM7811.291	7.8	N00E	216.43	0.30
				N90W	144.83	0.29
PAPN850919	Papanao; Papanao, Gro.	PAPN8509.191	8.1	S90W	111.61	0.92
				S00W	154.95	1.16
PAPN96715	Papanao; Papanao, Gro.	PAPN967.151	6.5	N90W	-319.64	0.29
				N00W	-292.86	0.17
PARS850919	El Paraíso; El Paraíso, Gro.	PARS8509.191	8.1	S90E	87.32	1.39
				S00E	-109.82	2.28
SUCH850919	El Suchil; El Suchil, Gro.	SUCH8509.191	8.1	S90W	-81.45	0.90
				S00W	-103.12	0.63
UNIO850919	La Unión; La Unión, Gro.	UNIO8509.191	8.1	S90E	148.58	0.54
				S00E	-165.29	2.43
ZACA850919	Zacatula; Zacatula, Mich.	ZACA8509.191	8.1	N90W	-174.18	0.63
				S00E	262.23	0.95



**Figura 4.17** Espectros de respuesta de los registros: a) desplazamiento ( $S_d$ ), y b) pseudo-aceleración ( $S_a$ ).

#### 4.6 ESTADOS DE DAÑO PROPUESTOS

Los estados de daño propuestos están en función del comportamiento que presentaron las dos edificaciones de mampostería confinada mencionadas en el apartado 3.5.1 y que fueron ensayadas en laboratorio. Por lo tanto, se plantearon tres estados de daño, que de acuerdo a lo observado experimentalmente, están relacionados al agrietamiento, a la resistencia máxima y a la resistencia última. En la Tabla 4.14 se muestran las distorsiones y descripciones consideradas para la ocurrencia de cada estado de daño.

**Tabla 4.14** Estados de daño considerados para la obtención de las curvas de fragilidad.

Estado de daño	Distorsión de azotea (%)	Descripción
ED1	0.15	Daño ligero: estado en el que comienzan las grietas diagonales en la superficie del muro, de espesor aproximado a 0.1 mm.
ED2	0.25	Daño moderado-grave: estado caracterizado por la formación de grietas en forma de "X" en la superficie del muro de aproximadamente 5 mm de espesor y el concreto de los extremos de los castillos presenta agrietamiento; este estado de daño es caracterizado por que espécimen alcanza su capacidad ante carga lateral.
ED3	0.40	Daño severo: estado correspondiente a la capacidad última del muro de mampostería confinada.

## 4.7 CURVAS DE FRAGILIDAD BASADAS EN LA ACELERACIÓN MÁXIMA DEL TERRENO

Las curvas de fragilidad se obtuvieron a través de la curva  $S_d-S_a$  del SE1GL representativo de cada modelo estudiado, considerando las tres variantes de densidad de muros de la planta baja. Para las tres estructuras se calcularon curvas de fragilidad utilizando como parámetro de excedencia la aceleración máxima del terreno.

A fin de considerar diferentes niveles de intensidad, cada uno de los registros considerados en este estudio se escaló, en amplitud, para alcanzar las siguientes aceleraciones máximas del terreno: 0.5 g, 1.0 g, 1.5 g, 2.0 g, 2.5 g, 3.0 g y 4.0 g. Empleando los registros escalados y las propiedades dinámicas de las estructuras se obtuvieron los desplazamientos inelásticos de los SE1GL, a través del software Resin V1.0 (Ruiz-García. 2005) (Figura 4.18), para posteriormente realizar el análisis de probabilidad condicional de alcanzar a exceder un estado de daño en función de la intensidad sísmica y de distribución log-normal.

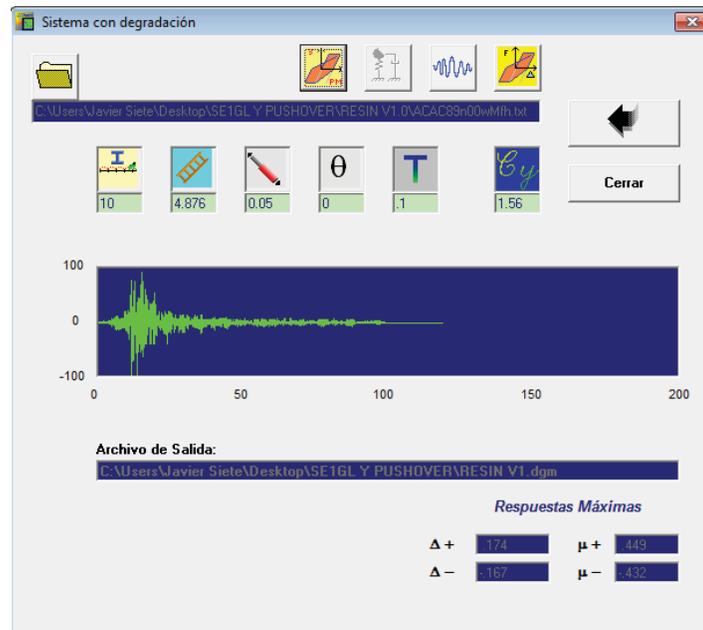
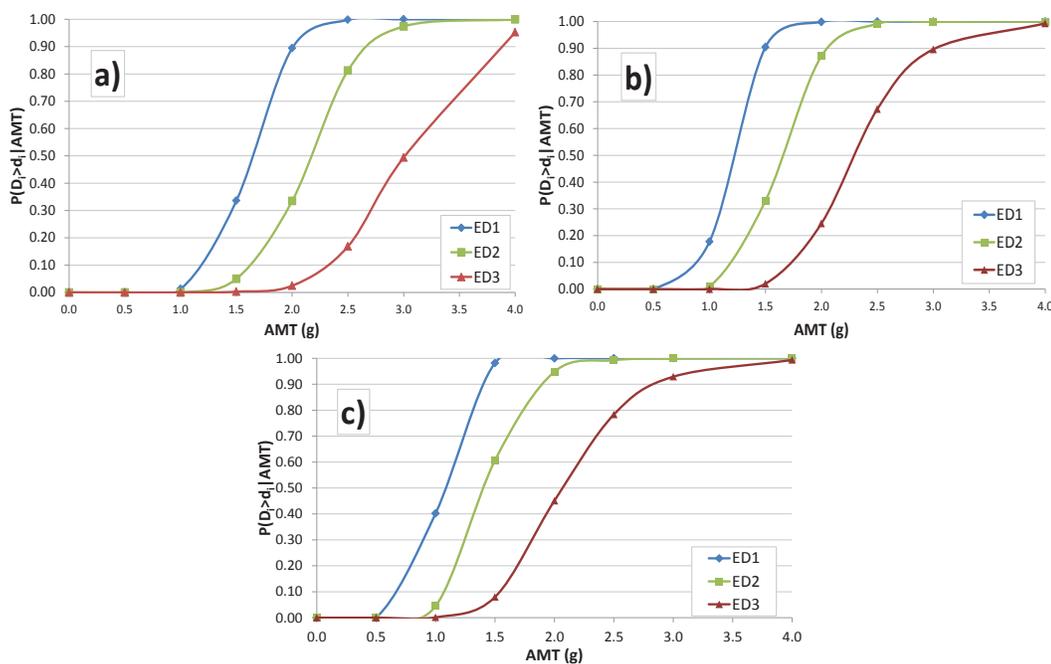


Figura 4.18 Interface del software Resin V1.0 (Ruiz-García. 2005).

#### 4.7.1 Curvas de fragilidad del modelo M3

Las curvas de fragilidad del modelo M3 se desarrollaron tomando en cuenta las tres variantes de densidad de muros de la planta baja y los tres estados de daño mencionados anteriormente, considerando como parámetros de excedencia la aceleración máxima del terreno y el desplazamiento de fluencia. En la Figura 4.19 se presentan las curvas de fragilidad, en donde los puntos representan la probabilidad, con distribución log-normal, de exceder una aceleración de terreno dada, como se menciona en el apartado 3.6.1.



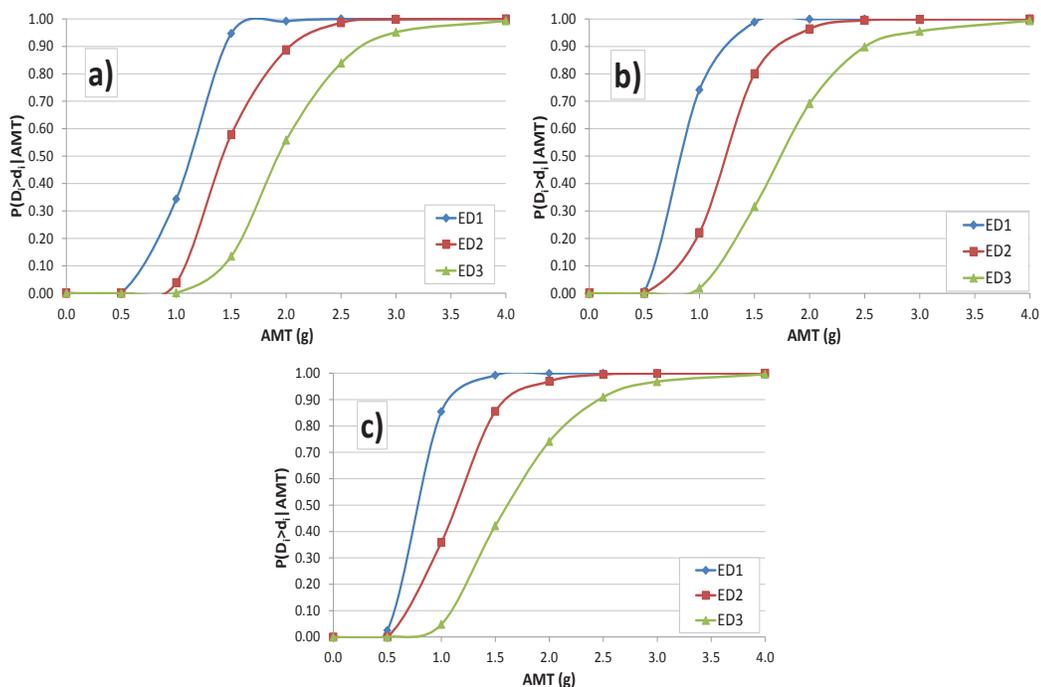
**Figura 4.19** Curvas de fragilidad del modelo M3 en función de la aceleración máxima del terreno: a) modelo original, b) modelo sin dos muros, y c) modelo sin tres muros en la planta baja.

Con ayuda de la Tabla 4.2 podemos corroborar y comparar los resultados de las curvas de fragilidad con lo obtenido en laboratorio. El modelo M3 corresponde a la información de la estructura original y el modelo M3-2 corresponde a la información de la estructura modificada en la tabla. De la relación que existe entre la información de la tabla y lo obtenido en el cálculo de las curvas de fragilidad se observa que existe una adecuada concordancia, debido a que los estados de daño se presentan de acuerdo a lo obtenido analíticamente.

De la relación entre los resultados experimentales y los obtenidos con las curvas de fragilidad, se aprecia que cuando la aceleración máxima del terreno llega a 1.54 g, la probabilidad de ocurrir el primer estado de daño, de acuerdo a la curva de fragilidad, es de 32% y cuando llega a 2.0 g, la probabilidad de ocurrir el segundo estado de daño es de 33%. Para el segundo caso se tiene que cuando la aceleración máxima del terreno es 1.36 g, la probabilidad de ocurrir el primer estado de daño es de 65% y cuando es de 2.87 g, la probabilidad de ocurrir el segundo estado de daño es de 98%. De lo anterior, se deduce que hay una muy buena correlación de los resultados experimentales con los analíticos.

#### 4.7.2 Curvas de fragilidad de la estructura M4

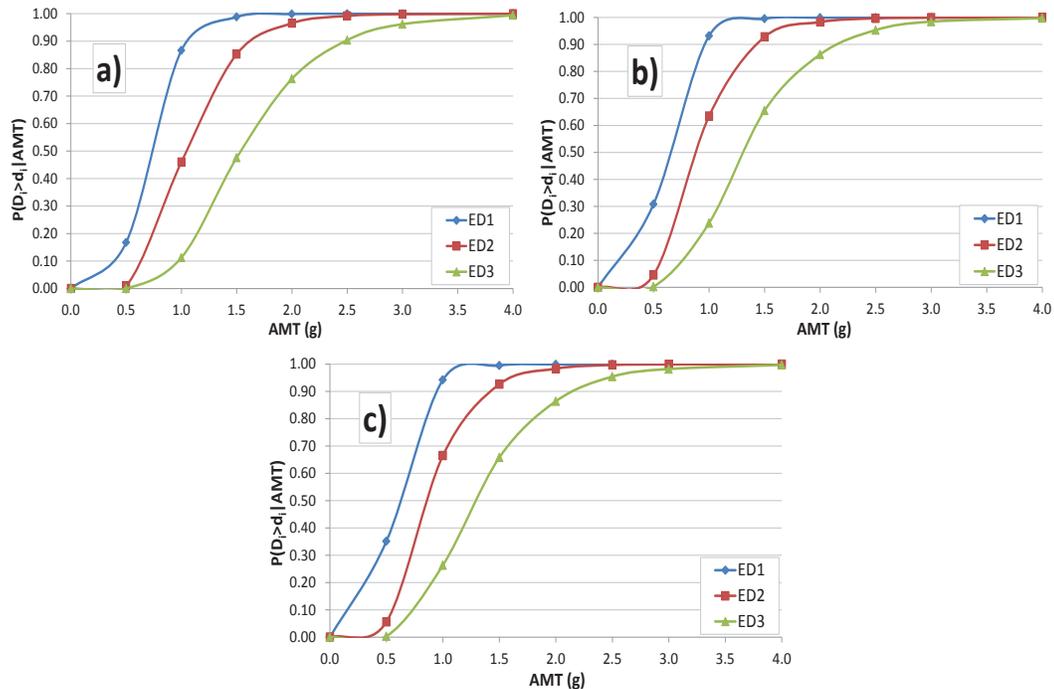
Las curvas de fragilidad de la estructura M4 para los tres estados de daño, también se desarrollaron considerando las tres variantes en la densidad de muros, se ilustra en la Figura 4.20.



**Figura 4.20** Curvas de fragilidad de la estructura M4 en función de la aceleración máxima del terreno: a) modelo original, b) modelo sin dos muros, y c) modelo sin tres muros en la planta baja.

### 4.7.3 Curvas de fragilidad de la estructura M5

Las curvas de fragilidad de la estructura M5, para los tres estados de daño y los tres distintos casos de variación de densidad de muros, se muestra en la Figura 4.21.

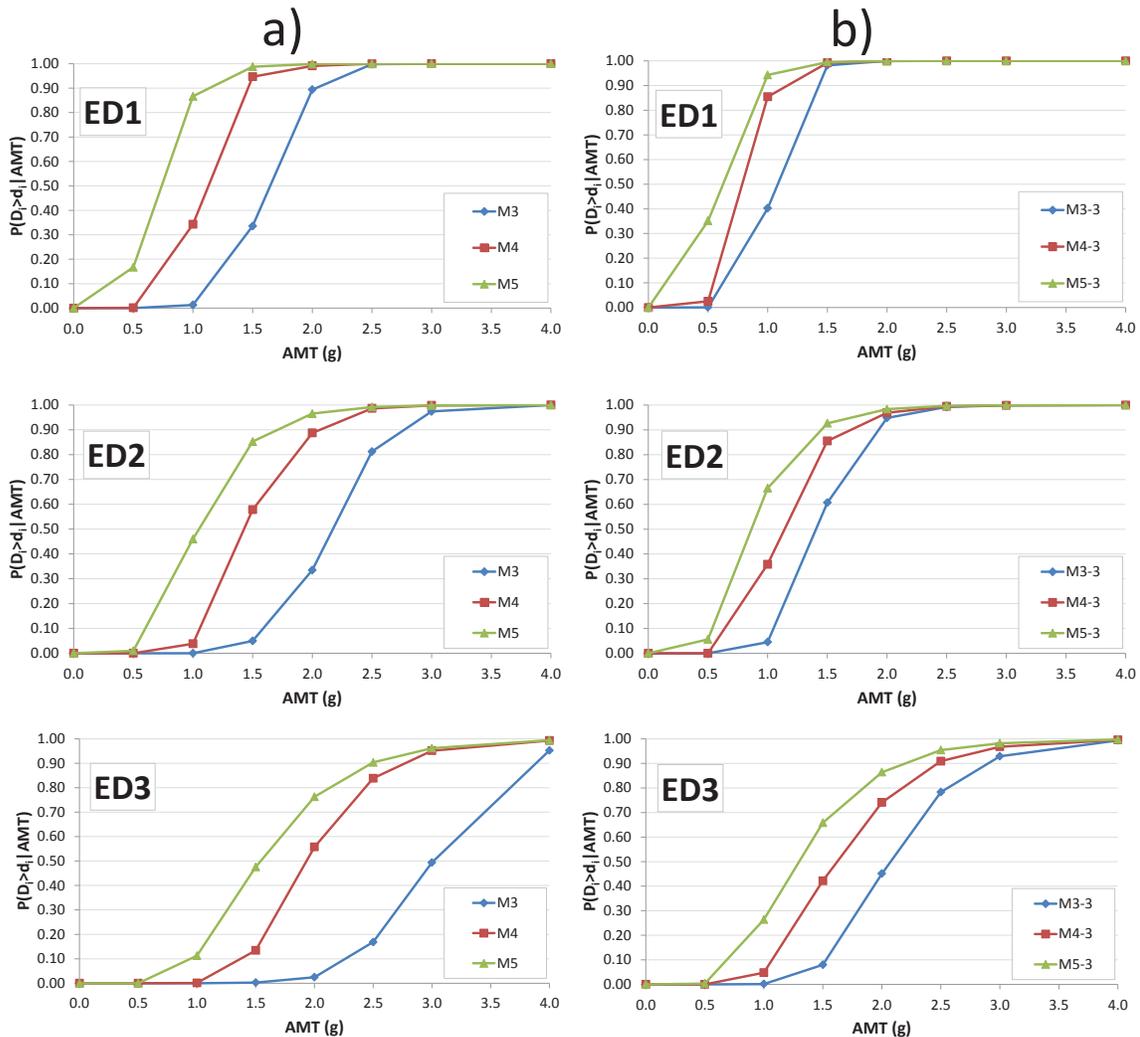


**Figura 4.21** Curvas de fragilidad de la estructura M5 en función de la aceleración máxima del terreno: a) modelo original, b) modelo sin dos muros, y c) modelo sin tres muros en la planta baja.

La comparación de los resultados nos permite comprender mejor la variación tanto de altura de la estructura como de la densidad de muros en la planta baja. Estas dos modificaciones surgen cotidianamente en la actividad constructiva, principalmente por cambio de uso de las edificaciones o simplemente por gusto y/o necesidad de los propietarios.

### 4.7.4 Efecto de la variación de la altura en las curvas de fragilidad

La variación en el número de niveles, se observa cuando se desea ampliar la construcción en forma vertical, debida principalmente a la reducción de áreas construibles en grandes ciudades, antes y después del diseño. En la Figura 4.22 se presentan las curvas de fragilidad para alcanzar el mismo estado de daño con diferente altura de la estructura.



**Figura 4.22** Curvas de fragilidad de las tres estructuras considerando fijo el estado de daño y variando únicamente la altura: a) estructuras con densidad de muros de 4.49%, b) estructuras con densidad de muros de 2.82, en dirección X de la planta baja.

En la figura anterior, se presentan las curvas de fragilidad para dos condiciones de densidad de muros, para la más fuerte que cuenta con una densidad de muros en la planta baja de 4.49% y para la más débil que es de 2.82%. Como es evidente, la mayor diferencia se observa en las estructuras con mayor densidad de muros y con gran altura, debido a que la altura influye directamente en el comportamiento global de la edificación además de que la mayoría de los esfuerzos

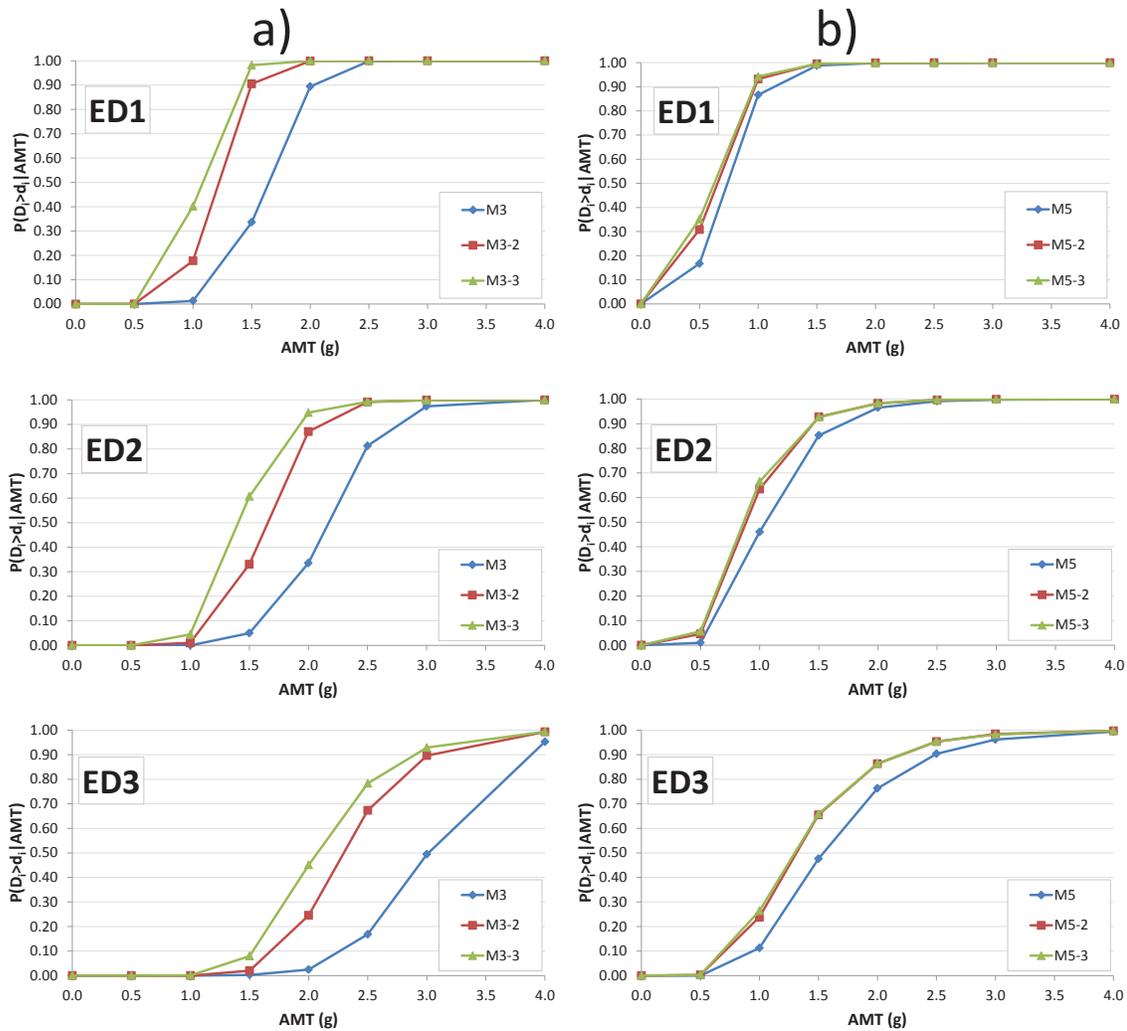
se concentran en el primer piso de la construcción, provocando que los desplazamientos globales sean regidos por los de este nivel.

Este comportamiento puede ser observado en los registros de daños que ocasionan los sismos en estructuras de mampostería confinada, en donde es evidente que la planta baja siempre resulta ser la más vulnerable y la que está sujeta a mayores esfuerzos, comparado con los otros niveles.

Para la condición donde la densidad de muros en la planta baja es pequeña, se observa que existe una mayor probabilidad de falla, comparada con las curvas donde la densidad es mayor. A grandes rasgos, se observa que en general tanto la altura como la debilidad en la planta baja, representada por la variación en la densidad de muros respecto a los otros pisos, influyen fuertemente en el comportamiento de la estructura de mampostería confinada y más puntualmente en la fragilidad de la estructura ante la presencia de alguna excitación dinámica.

#### **4.7.5 Efecto de la variación de la densidad de muros en las curvas de fragilidad**

La densidad de muros en la planta baja es la principal modificación que se le realiza a las estructuras de mampostería confinada, debido a que en este nivel es donde se ubican los estacionamientos o los puntos de reunión más importantes, por ejemplo, el área de entretenimiento o el comedor en vivienda habitacional, provocando con ello el fenómeno de piso suave. En la Figura 4.23 se presentan las curvas de fragilidad para dos estructuras con diferente densidad de muros para alcanzar el mismo estado de daño.



**Figura 4.23** Curvas de fragilidad de dos estructuras considerando fijo el estado de daño y variando únicamente la densidad de muros: a) estructura M3, b) estructura M5.

De la comparación de las curvas de fragilidad, se observa que para estructuras de mampostería confinada de tres niveles la densidad de muros en el primer piso repercute más significativamente en la respuesta dinámica en comparación con su altura. Para el caso de las curvas de la estructura de cinco niveles, se aprecia que interviene más la altura que la densidad de muros en la respuesta de la estructura, ya que la planta baja rige el comportamiento global de la edificación, tal y como se mencionó en el apartado anterior.

## 4.8 CURVAS DE FRAGILIDAD BASADAS EN LA DISTORSIÓN LATERAL

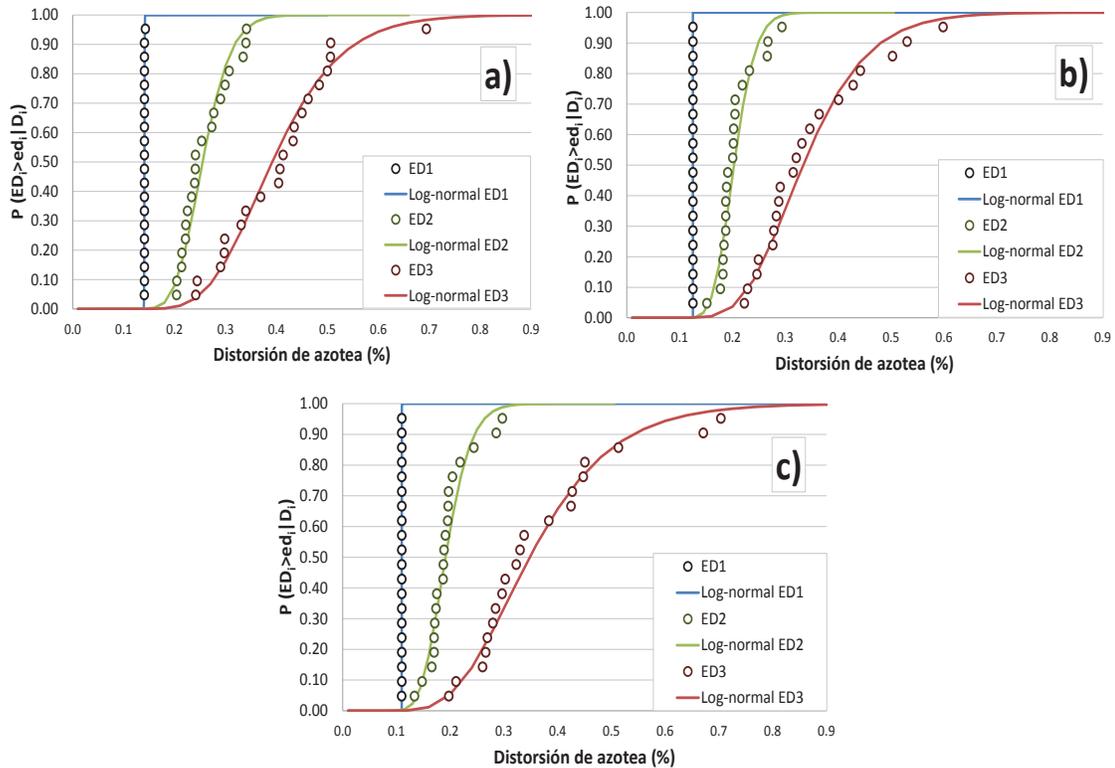
Estas curvas de fragilidad también se obtuvieron utilizando la curva  $S_d-S_a$  del SE1GL representativo del modelo analítico, considerando igualmente las tres variantes de densidad de muros de la planta baja.

Con la necesidad de considerar diferentes niveles de intensidad, cada uno de los registros considerados en este estudio se escaló, en amplitud, para que produjeran en la estructura los tres estados de daño planteados anteriormente. Una vez escalados los registros, se obtuvieron los desplazamientos inelásticos del SE1GL, con ayuda de las propiedades dinámicas de la estructura a través del software Resin V1.0 (Ruiz-García. 2005), para posteriormente realizar el ajuste de probabilidad y la obtención de las curvas de fragilidad.

### 4.8.1 Curvas de fragilidad del modelo M3

Las curvas de fragilidad basadas en la distorsión lateral como medida de intensidad, se obtuvieron calculando desplazamientos inelásticos que producían los registros sísmicos escalados en la estructura de mampostería confinada. En la Figura 4.24 se presentan los puntos de desplazamiento obtenidos del análisis y las curvas obtenidas del ajuste de probabilidad log-normal de dichos desplazamientos.

De acuerdo al método y a las curvas de fragilidad, se aprecia que los desplazamientos para el primer estado de daño cuentan con poca variabilidad, con respecto a los otros, y que aumenta conforme un estado de daño se aleje del primero. Esto porque el primer estado límite está asociado al desplazamiento de fluencia de la estructura y como aparece en el límite del intervalo elástico, es relativamente un punto fijo. Mientras que para la ocurrencia de los otros estados de daño existe más variabilidad, debido a que para un desplazamiento alejado del de fluencia es más difícil conocer su ubicación exacta porque se encuentra en el intervalo de comportamiento inelástico.



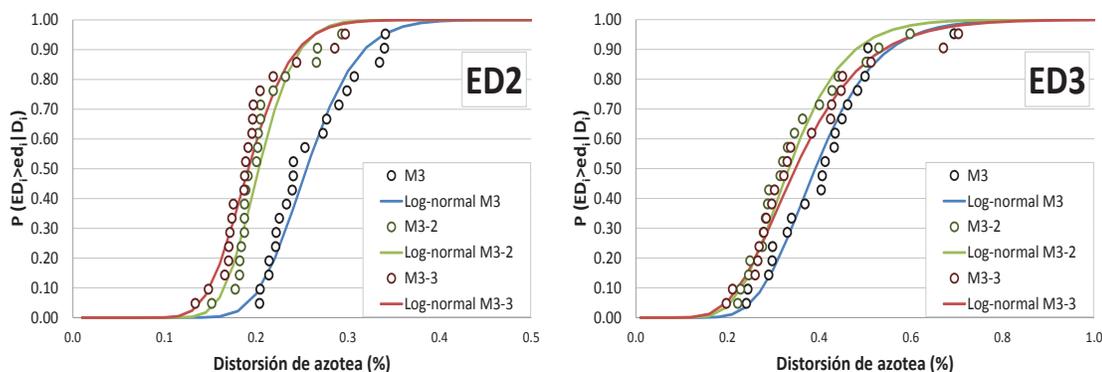
**Figura 4.24** Curvas de fragilidad del modelo M3 con distorsión lateral como medida de intensidad: a) modelo original, b) modelo sin dos muros, y c) modelo sin tres muros en la planta baja.

#### 4.8.2 Efecto de la variación de la densidad de muros

En la Figura 4.25, se presenta la comparativa de las curvas de fragilidad basadas en distorsión lateral con variación en la densidad de muros de la planta baja. En donde se puede apreciar que la densidad de muros si influye en la ocurrencia de los estados de daño, debido a que se separan los datos del modelo original a los respectivos de los modelos modificados, por lo que, como es evidente, para una baja densidad de muros en la planta baja existe una mayor probabilidad de falla.

Para el caso del tercer estado de daño, no se aprecia mucho la diferencia de la densidad de muros, principalmente porque este estado límite se relaciona a la resistencia última de la mampostería, por lo que la probabilidad de ocurrencia de este estado de daño, para las tres variaciones en la densidad de muros, es muy similar. Así mismo, para lograr este estado de daño se requiere una distorsión de azotea grande, en comparación con el otro estado límite, y como se ha observado en daños

generados a estas edificaciones por sismos resientes, en la planta baja se registran los mayores desplazamientos de la estructura, por lo que la diferencia para alcanzar la resistencia última entre una estructura y otra es muy poca ya que para alcanzar esta deformación influye poco la mampostería por la baja capacidad con la que cuenta.



**Figura 4.25** Curvas de fragilidad del modelo M3 considerando fijo el estado de daño y variando únicamente la densidad de muros.

## 4.9 CONCLUSIONES

Para el ejemplo de este capítulo se consideró una estructura representativa de las edificaciones de nuestro país. Siguiendo la metodología plasmada en esta tesis, primeramente se obtuvo un modelo analítico de la estructura de mampostería, para lo cual se emplearon dos métodos: el modificado de la columna ancha y el de puntales a compresión; de lo que se concluyó que el método modificado de la columna ancha representa una técnica sencilla y eficiente para modelar estructuras de mampostería confinada, en comparación de la otra que requiere de más parámetros de calibración.

Posteriormente, se obtuvo el SE1GL correspondiente al SMGL representativo de la estructura, para después obtener su respuesta máxima al aplicarle una familia de registros sísmicos. Finalmente, se obtuvieron las curvas de fragilidad de la estructura en función de la aceleración máxima del terreno y del máximo

desplazamiento lateral. Debido a que las curvas de fragilidad se apegaron muy bien al comportamiento observado en laboratorio al ensayar la estructura, se dedujo que tanto el modelo analítico como la metodología propuesta muestran resultados aceptables.

Además, para la misma estructura se consideraron dos variantes que consistieron en alterar la densidad de muros en la primera planta y el número de niveles, mostrando buenos resultados y en los que se aprecia que para ambas modificaciones el principal problema que afecta a la estructura se presenta en la planta baja ya que se forma el fenómeno llamado “piso suave”, debido a que en esta planta se generan los mayores esfuerzos y deformaciones de toda la estructura.

# CAPÍTULO



## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

### 5.1 CONCLUSIONES

El objetivo general de investigación que se presentó en esta tesis consistió en plantear una metodología apropiada para evaluar la fragilidad de edificaciones de mampostería confinada basada en desplazamiento. El desarrollo de la metodología involucra cuatro etapas importantes: 1) obtención de la curva de capacidad global de la estructura de mampostería confinada, aplicando un análisis estático no lineal al modelo analítico de la edificación, 2) transformación de la curva de capacidad, representativa de un sistema de varios grados de libertad, a una curva aceleración-desplazamiento, correspondiente a la envolvente de respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad, 3) obtención de la respuesta del sistema de un grado de libertad equivalente, en términos de la demanda máxima de desplazamientos, sujeto a una familia de acelerogramas, y 4) procesamiento estadístico de las respuestas de los sistemas equivalentes de un grado de libertad para la obtención de curvas de fragilidad.

El modelo analítico de la estructura puede construirse a través de cualquier software comercial, siempre y cuando involucre adecuadamente el comportamiento no lineal de la mampostería confinada. La curva de capacidad se encuentra en función del cortante basal y del desplazamiento lateral de azotea de la estructura. Las curvas de fragilidad se deben representar en función de parámetros que estén

íntimamente ligados al comportamiento de la estructura y a las actuales tendencias de diseño. A continuación se presentan las conclusiones obtenidas de este trabajo:

1. El modelado de estructuras de mampostería confinada a través del método de puntales a compresión y el método modificado de la columna ancha arrojaron resultados muy similares, a pesar de que el desarrollo del modelo analítico a través del método de puntales a compresión representa un procedimiento más complejo y laborioso. Por lo tanto, el método modificado de la columna ancha representa una buena opción para modelar estructuras de mampostería confinada de manera rápida y sencilla, debido a que no involucra un procedimiento muy amplio y presenta resultados similares a los obtenidos por otras metodologías más complejas.
2. Los estados de daño planteados en este trabajo, que se propusieron a partir de ensayos en laboratorio de estructuras de mampostería confinada, muestran un adecuado apego al comportamiento general de estas edificaciones, debido a que involucran los tres puntos más sobresalientes de la respuesta: el punto de agrietamiento, el punto de fluencia y el punto máxima deformación.
3. El desarrollo de un sistema equivalente de un grado de libertad a partir del sistema de múltiples grados de libertad de un modelo analítico, representa una buena opción para realizar análisis no lineales a estructuras de mampostería confinada, debido a que simplifica en gran medida al análisis matemático.
4. La obtención de curvas de fragilidad basada en desplazamiento, es una adecuada forma de identificar el probable daño que presentan las estructuras de mampostería confinada, ya que se encuentran en función del desplazamiento o distorsión lateral, que es un parámetro que se relaciona directamente con el daño.

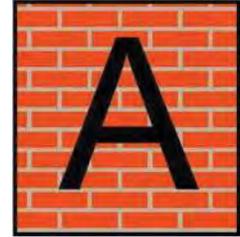
5. De acuerdo a la observación de daños provocados por sismos y los resultados obtenidos de los análisis, se aprecia que en la planta baja de las edificaciones de mampostería confinada se forma el fenómeno de “piso suave” una vez que el daño se genera, ya que en este piso se presentan los daños más importantes de la estructura.

## 5.2 RECOMENDACIONES

En el presente trabajo se planteó una metodología para obtener las curvas de fragilidad en edificaciones de mampostería confinada de manera simplificada y precisa. Sin embargo, para un mejoramiento en el estudio de fragilidad se presentan las siguientes recomendaciones:

1. Debe tomarse en cuenta la variación de la densidad de muros en la planta baja en edificaciones de mampostería confinada al momento de hacerles alguna modificación o de diseñarlas.
2. Es conveniente comenzar a investigar e incluir la variabilidad de los materiales de construcción, por ejemplo la resistencia del ladrillo, y la geometría de la estructura en el desarrollo de las curvas de fragilidad.
3. Es recomendable comenzar a incluir el desplazamiento inelástico en futuros trabajos de investigación de estructuras de mampostería confinada, puesto que representa una forma de identificar adecuadamente el daño que las estructuras sufren ante la presencia de eventos sísmicos, además de que actualmente el desplazamiento figura como un parámetro importante en las tendencias de diseño.

# APÉNDICE



## CALIBRACIÓN

---

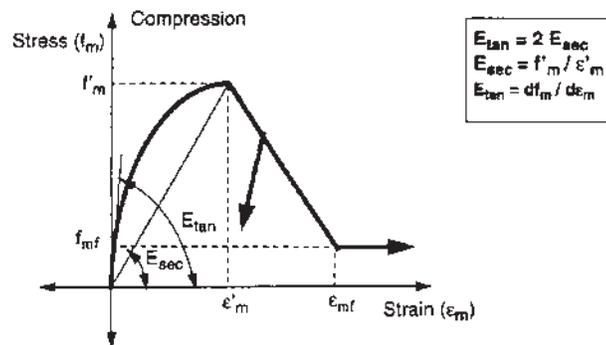
### A.1 INTRODUCCIÓN

El desarrollo del presente trabajo involucró diversos estudios e investigaciones, tanto teóricas como prácticas, aplicadas a modelos de mampostería confinada en los últimos años, y con ayuda de los resultados de laboratorio se calibraron sus modelos analíticos.

La calibración de los modelos se realizó en el programa computacional IDARC-2D (Valles y otros, 1996), que permite llevar a cabo análisis elásticos e inelásticos de estructuras, explícitamente el programa maneja una diversidad de miembros estructurales útiles para el análisis. De acuerdo al enfoque del trabajo y a la gran aplicabilidad que se le puede dar a dicho software, se optó por utilizar el elemento panel para realizar el modelado.

El muro de mampostería, dentro del software, es idealizado y analizado como un conjunto de barras que trabajan a compresión y tensión. Esta idealización corresponde a tomar las dalas y castillos como barras, las cuales adquieren las propiedades del concreto, que confina al muro, y al muro de mampostería como un par de puntales que únicamente trabajan a compresión pero definido con las propiedades de la mampostería, por lo que en su conjunto, todas las barras representan el comportamiento del muro de mampostería confinado. En la Figura A.1

se muestra el modelo constitutivo, que maneja el software, para muros de mampostería confinada.

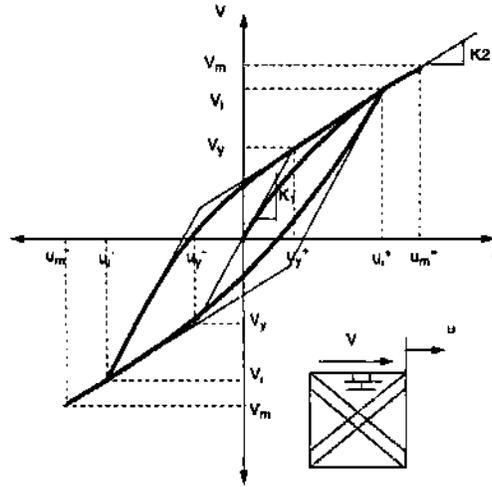


**Figura A.1** Modelo constitutivo para muros de mampostería confinada, incorporado en IDARC-2D (tomado de Valles y otros, 1996).

Dentro del programa es necesario calibrar una serie de parámetros que caracterizan su comportamiento para poder ajustarlo a los datos experimentales, en la Figura A.2 se muestra el modelo de Bouc-Wen que considera el software para la respuesta histerética de muros de mampostería confinada. Los parámetros más importantes y de relevancia en el programa son los siguientes:

- *AIW*, parámetro A del modelo de Wen.
- *BTA*, parámetro beta del modelo de Wen.
- *GMA*, parámetro gamma del modelo de Wen.
- *ETA*, parámetro eta del modelo de Wen.
- *ALPHIW*, relación de rigidez de pos-fluencia.
- *IS*, factor de abertura en la respuesta histerética.
- *AS*, parámetro de control para medir la longitud de abertura.
- *ZS*, parámetro que controla la forma de la abertura.
- *ZBS*, parámetro que controla el valor de compensación de la abertura.
- *SK*, parámetro de control para variar el rango de decadencia de rigidez.
- *SP1*, parámetro que controla el rango de deterioro de resistencia.
- *SP2*, parámetro que controla el rango de deterioro de resistencia.

- $MU$ , parámetro que controla la capacidad de ductilidad del panel.



**Figura A.2** Modelo de Bouc-Wen para la respuesta histerética de muros de mampostería, incorporado en IDARC-2D (tomado de Valles y otros, 1996).

Los tipos de análisis que maneja el programa son cuatro: análisis inelástico incremental, análisis pushover, análisis dinámico inelástico y análisis cíclico quasi-estático. De los cuatro tipos de análisis, se optó por calibrar a través de la cuarta opción, involucrando una historia de desplazamientos obtenida del ensaye en laboratorio de cada modelo. A continuación se presentan los modelos calibrados.

## A.2 MODELOS CALIBRADOS

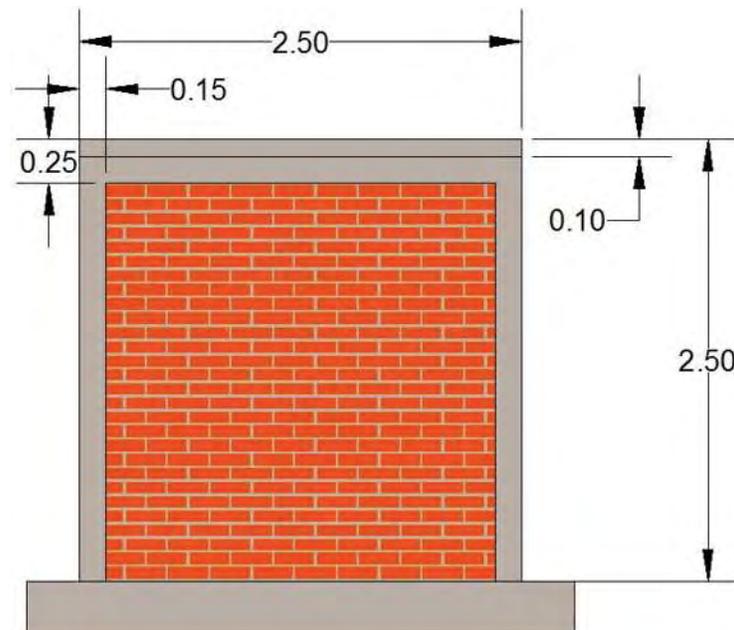
Los datos utilizados para calibrar el software IDARC-2D (Valles y otros, 1996) y obtener el modelo analítico de la estructura M3 se obtuvieron de especímenes ensayados en laboratorio, los cuales se describen a continuación, así como también se presenta la calibración obtenida.

### A.2.1 Modelo M0

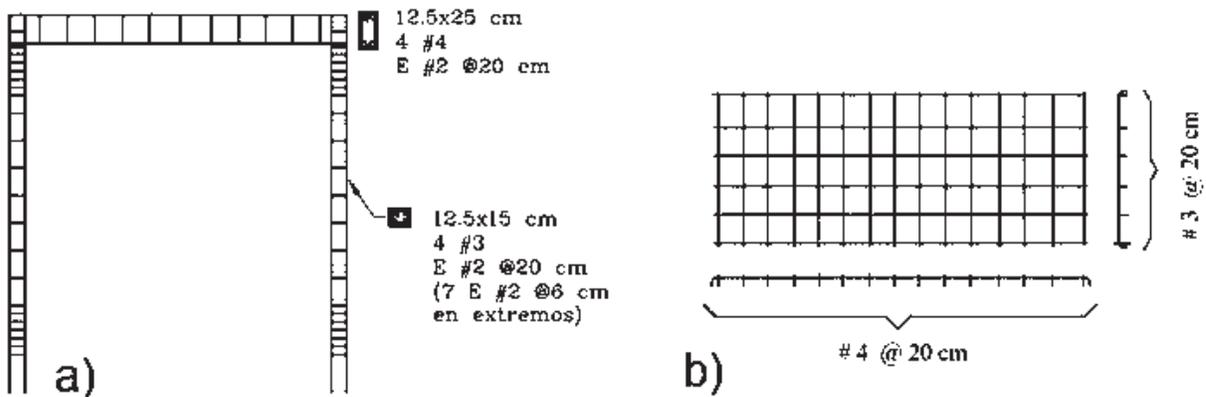
Este es un muro ensayado en el Centro Nacional de Desastres (CENAPRED) y reportado en la tesis de maestría “Estudio analítico sobre el comportamiento no lineal de muros de mampostería confinada con y sin aberturas” (Álvarez, 2000), con

dimensiones 250 cm por 250 cm de longitud y altura respectivamente, el cual fue elaborado a escala natural con piezas artesanales de tabique rojo recocido de arcilla, con dimensiones de 6, 12 y 24 cm, respectivamente para espesor, ancho y largo, además de que contó con dala y castillos, como elementos confinantes (Figura A.3), y una losa superior de 10 cm de espesor y 80 cm de anchura de concreto reforzado, con el refuerzo que se indica en la Figura A.4b.

La resistencia media en compresión de la mampostería fue tomada de 36 kg/cm<sup>2</sup> y en compresión diagonal de 2.5 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que para el concreto fue de 250 kg/cm<sup>2</sup> y en tensión se consideró el 10% de la anterior. La dala de concreto reforzado, para el confinamiento, contó con dimensiones de 12 cm por 25 cm de anchura y peralte, respectivamente, mientras que los castillos de 12 cm por 15 cm, ver Figura A.4a. El acero de refuerzo utilizado, para el armado longitudinal de la dala y los castillos, fue de grado 42 ( $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ ) y el armado de estribos consistió en alambrión del no. 2 con  $f_y$  de 2,200 kg/cm<sup>2</sup>.



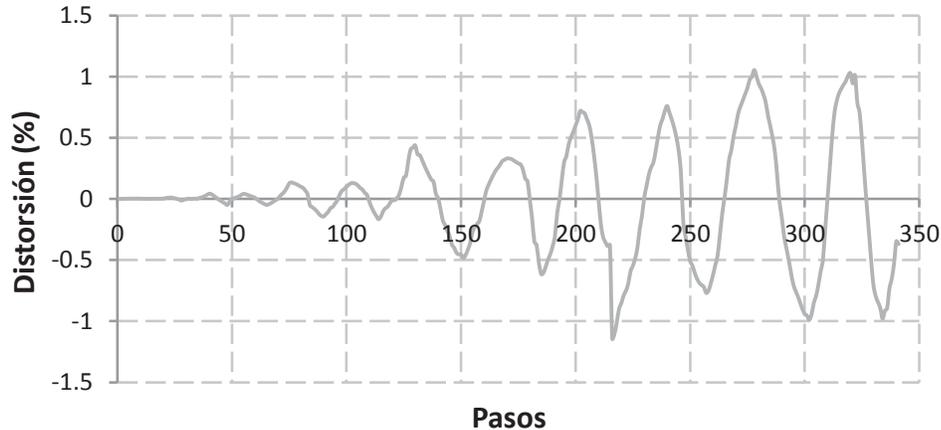
**Figura A.3** Dimensiones de modelo M0.



**Figura A.4** Refuerzo de modelo M0: a) refuerzo de elementos confinantes, b) refuerzo de losa (tomado de Álvarez, 2000).

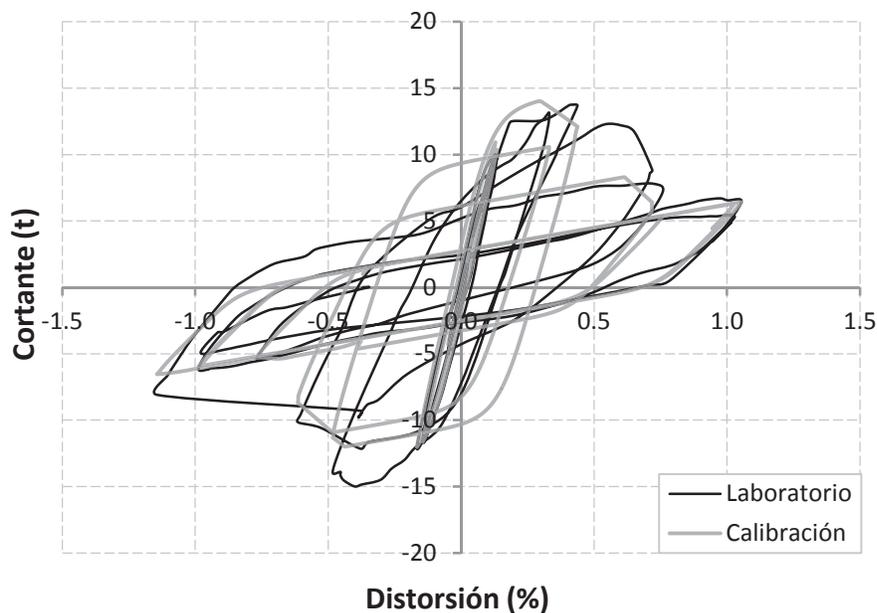
### A.2.1.1 Calibración del modelo M0

Para la calibración de este modelo se tomó la historia de distorsiones, que se muestra en la Figura A.5, la cual se obtuvo de los resultados de laboratorio (Álvarez, 2000).

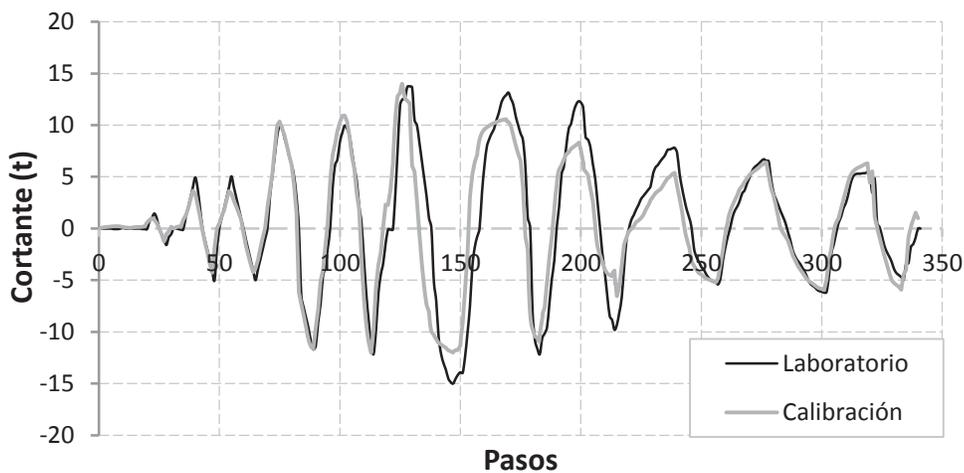


**Figura A.5** Historia de distorsiones empleadas para calibrar el modelo M0.

La calibración se comparó con los resultados obtenidos en laboratorio, en la Figura A.6 se muestra la curva distorsión en porcentaje contra cortante de los resultados de laboratorio y de la calibración obtenida con el software.



**Figura A.6** Comparación de distorsión y cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el modelo M0.



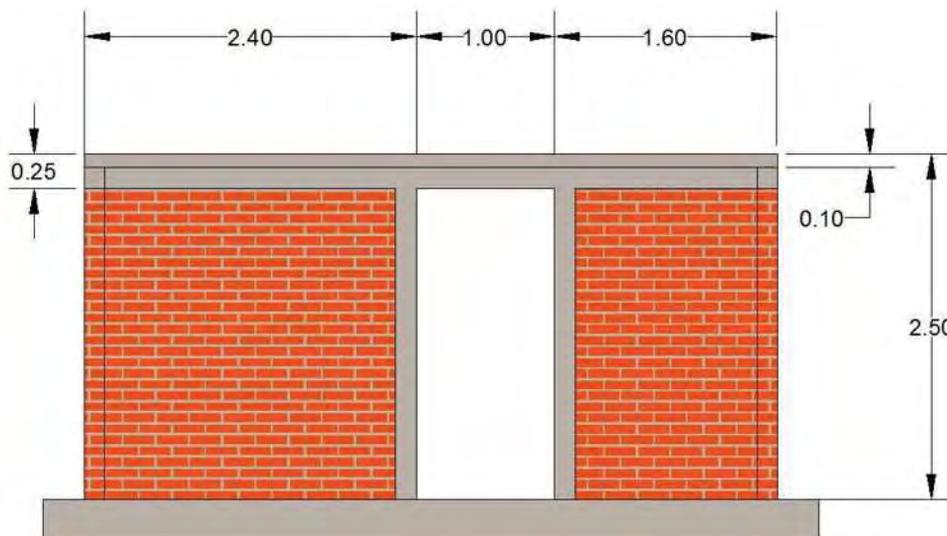
**Figura A.7** Comparación del cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el modelo M0.

De la Figura A.7 se puede apreciar que en los ciclos intermedios hay una baja resistencia del modelo calibrado, con respecto a lo obtenido en laboratorio, mas sin embargo, la rigidez y la resistencia en los ciclos iniciales y finales son bien capturadas.

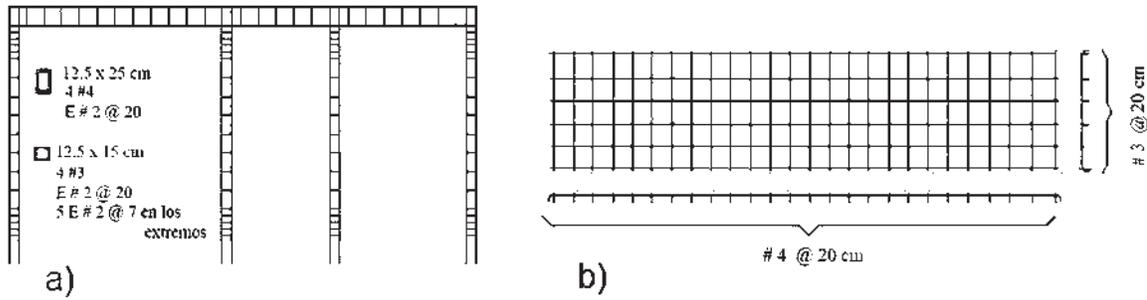
### A.2.2 Modelo WBW

Este modelo es un par de muros ensayados en el CENAPRED (Flores y Alcocer, 1995), con dimensiones 500 cm por 250 cm de longitud y altura respectivamente, el cual fue elaborado a escala natural con piezas artesanales de tabique rojo recocido de arcilla con dimensiones de 6, 12 y 24 cm, respectivamente para espesor, ancho y largo, además de que contó con dala y castillos (Figura A.8), como elementos confinantes, y una losa superior de 10 cm de espesor y 80 cm de anchura de concreto reforzado, en la Figura A.9b se observa el refuerzo considerado.

La resistencia media en compresión de la mampostería fue tomada de 36 kg/cm<sup>2</sup> y en compresión diagonal de 2.5 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que para el concreto fue de 250 kg/cm<sup>2</sup> y en tensión se consideró el 10% de la resistencia a compresión. La dala de concreto reforzado, para el confinamiento, contó con dimensiones de 12.5 cm por 25 cm de ancho y peralte, respectivamente, mientras que los castillos de 12.5 cm por 15 cm, como se indica en la Figura A.9a. El acero de refuerzo utilizado para el armado longitudinal de la dala y los castillos fue de grado 42 ( $f_y = 4,200$  kg/cm<sup>2</sup>) y el armado de estribos consistió en alambroón del no. 2 con  $f_y$  de 2,200 kg/cm<sup>2</sup>.



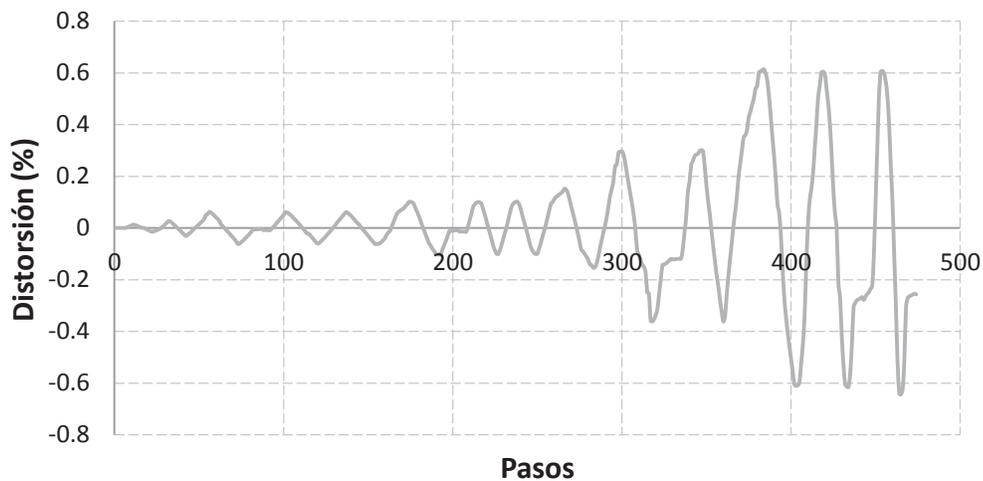
**Figura A.8** Dimensiones de modelo WBW.



**Figura A.9** Refuerzo de modelo WBW: a) refuerzo de elementos confinantes, b) refuerzo de losa (tomado de Flores y Alcocer, 1995).

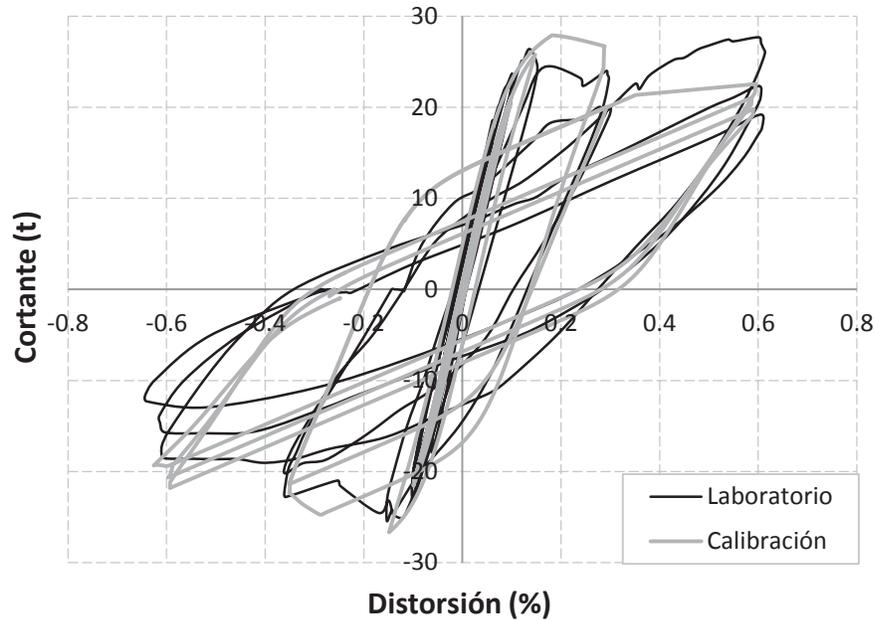
### A.2.2.1 Calibración del modelo WBW

De la misma manera que el modelo anterior, para la calibración de este modelo se manejó una historia de desplazamientos obtenida del análisis en laboratorio, la cual se muestra en la Figura A.10.

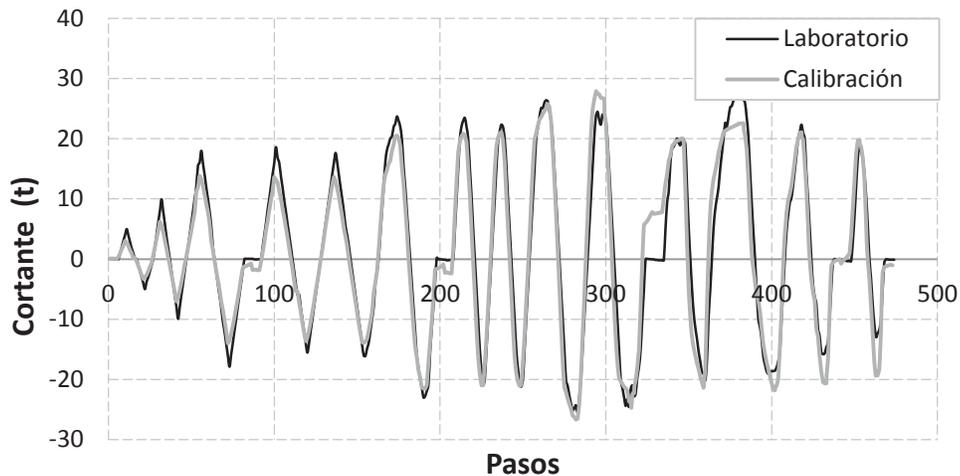


**Figura A.10** Historia de distorsiones empleadas para calibrar el modelo WBW.

En la Figura A.11, se presenta la curva distorsión contra cortante del resultado obtenido en laboratorio y de la calibración.



**Figura A.11** Comparación de distorsión y cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el modelo WBW.



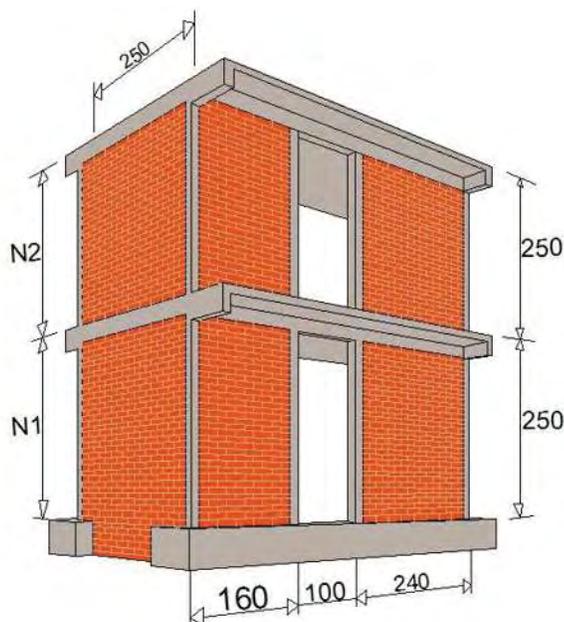
**Figura A.12** Comparación del cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el modelo WBW.

De acuerdo a lo observado en la Figura A.12, se aprecia que tanto la rigidez como la resistencia son bien capturadas por el modelo calibrado, aunque existe una baja resistencia en los ciclos iniciales y una sobre resistencia en los ciclos finales negativos.

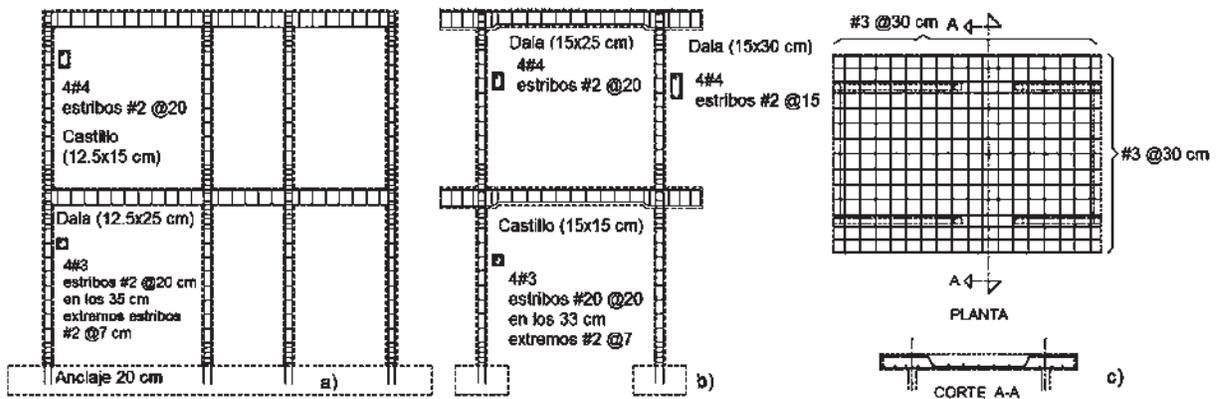
### A.2.3 Modelo 3D

El modelo 3D fue ensayado en el CENAPRED (Alcocer y otros, 1993), el cual cuenta con las siguientes dimensiones: 500 cm, 500 cm y 250 cm de longitud, altura y profundidad respectivamente (Figura A13). El modelo fue elaborado a escala natural con piezas artesanales de tabique rojo recocido de arcilla con dimensiones de 6, 12 y 24 cm, para espesor, ancho y largo respectivamente, además de que contó con dala y castillos, como elementos confinantes, y una losa superior de 10 cm de espesor de concreto reforzado, en la Figura A.14c se presenta el refuerzo considerado.

La resistencia media en compresión de la mampostería fue tomada de 38 kg/cm<sup>2</sup> y en compresión diagonal de 3.4 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que para el concreto fue de 250 kg/cm<sup>2</sup> y en tensión se consideró el 10% de ésta. La dala de concreto reforzado para el confinamiento contó con dimensiones de 12.5 cm por 25 cm de ancho y peralte, respectivamente, mientras que los castillos de 12.5 cm por 15 cm, como se observa en las Figuras A.14a y A.14b. El acero de refuerzo utilizado para el armado longitudinal de la dala y los castillos fue de grado 42 ( $f_y = 4,200$  kg/cm<sup>2</sup>) y el armado de estribos consistió en alambrión del no. 2 con  $f_y$  de 2,200 kg/cm<sup>2</sup>.



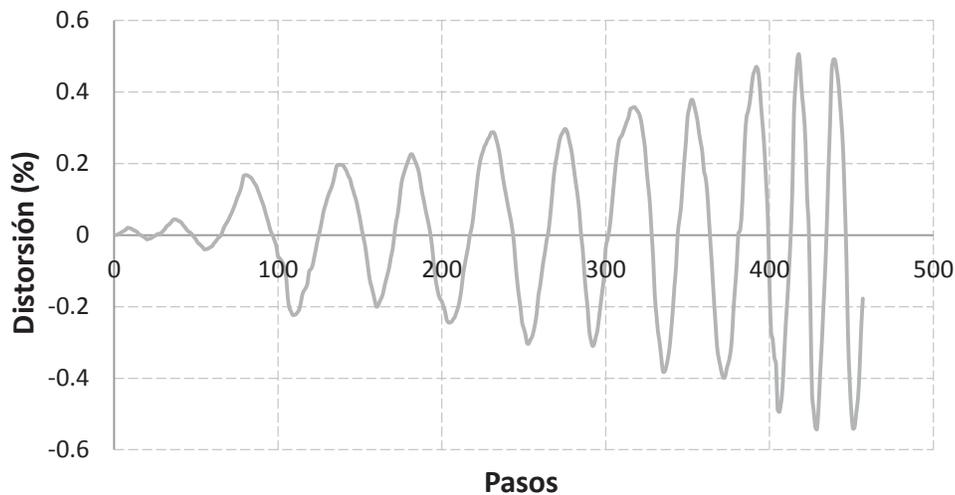
**Figura A.13** Dimensiones de modelo 3D.



**Figura A.14** Refuerzo de modelo 3D: a) refuerzo de elementos confinantes longitudinales, b) refuerzo de castillos y dalas transversales, c) refuerzo de las losas (tomado de Alcocer y otros, 1993).

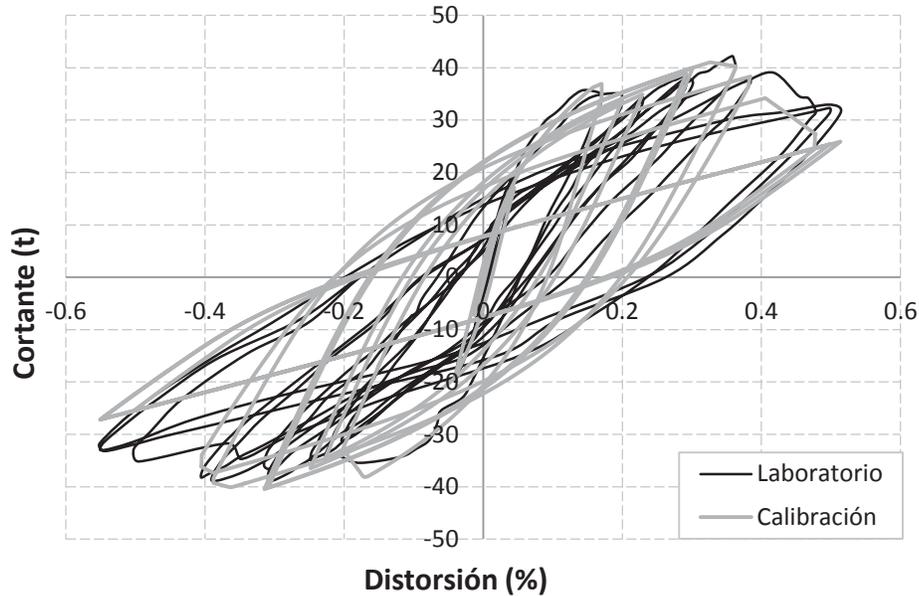
### A.2.3.1 Calibración del modelo 3D

Para este modelo se obtuvieron los resultados para el primer nivel y debido a que el segundo nivel, de acuerdo a los resultados de laboratorio, permaneció elástico decidió omitirse, en la Figura A.15 se presenta la historia de desplazamientos considerada para el análisis.

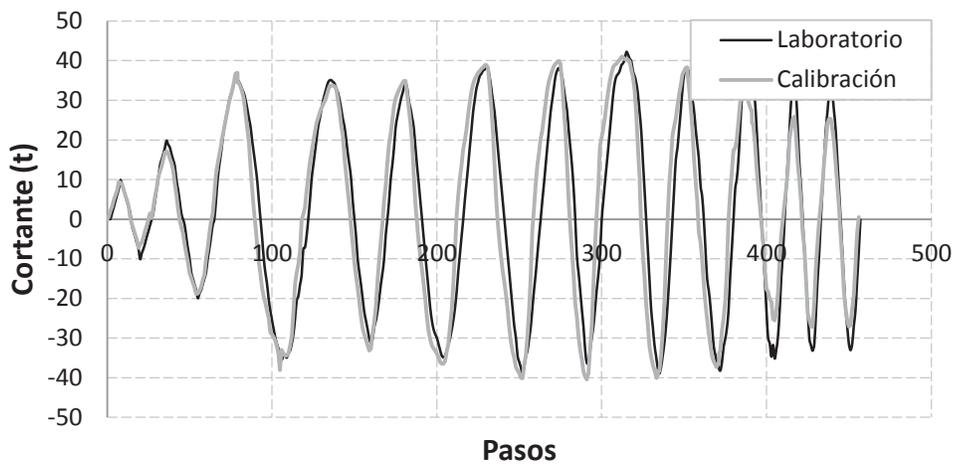


**Figura A.15** Historia de distorsiones empleadas para calibrar el primer nivel del modelo 3D.

En la Figura A.16 se presenta la curva distorsión contra cortante de los datos obtenidos en laboratorio y de la calibración.



**Figura A.16** Comparación de distorsión y cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el primer nivel del modelo 3D.



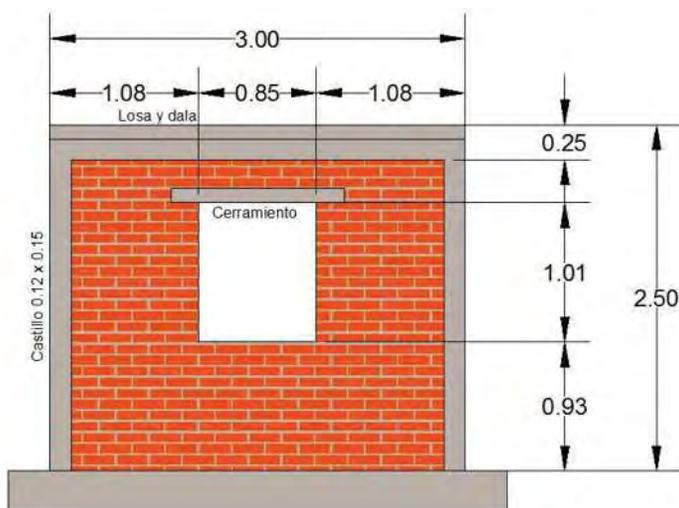
**Figura A.17** Comparación del cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el primer nivel del modelo 3D.

En la Figura A.17, se aprecia que los resultados del modelo calibrado muestran una buena relación con respecto a los obtenidos en laboratorio, para los últimos ciclos existe variación, ya que existe una baja resistencia del modelo. Tomando en cuenta el comportamiento global del modelo se puede decir que la calibración se ajusta adecuadamente.

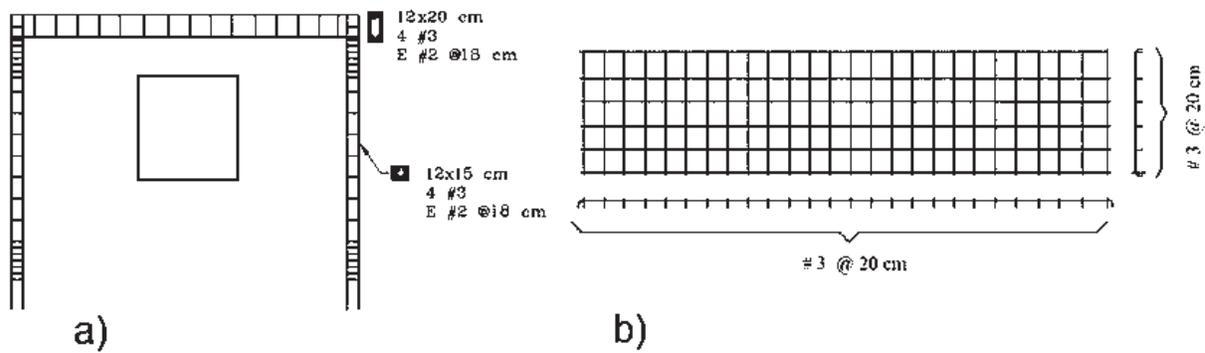
#### A.2.4 Modelo MV1

Este modelo es un muro ensayado en el CENAPRED (Flores y otros, 2004), con dimensiones 300 cm por 250 cm de longitud y altura respectivamente, como se aprecia en la Figura A.18, el cual fue elaborado a escala natural con piezas artesanales de tabique rojo recocido de arcilla con dimensiones de 6, 12 y 24 cm, para espesor, ancho y largo, respectivamente, además de que contó con dala y castillos, como elementos confinantes, y una losa superior de 10 cm de espesor y 60 cm de anchura de concreto reforzado, en la Figura A.19b se muestra su refuerzo de acero, y un hueco en el centro del muro con dimensiones 85 cm x 100.7 cm, de longitud y altura respectivamente, sin refuerzo.

La resistencia media en compresión de la mampostería fue tomada de 15 kg/cm<sup>2</sup> y en compresión diagonal de 3.14 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que para el concreto fue de 150 kg/cm<sup>2</sup>. La dala de concreto reforzado para el confinamiento contó con dimensiones de 12 cm por 20 cm de ancho y peralte, respectivamente, mientras que los castillos de 12 cm por 15 cm (Figura A.19a). El acero de refuerzo utilizado para el armado longitudinal de la dala y los castillos fue de grado 42 ( $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ ) y el armado de estribos consistió en alambrión del no. 2 con  $f_y$  de 2,200 kg/cm<sup>2</sup>.



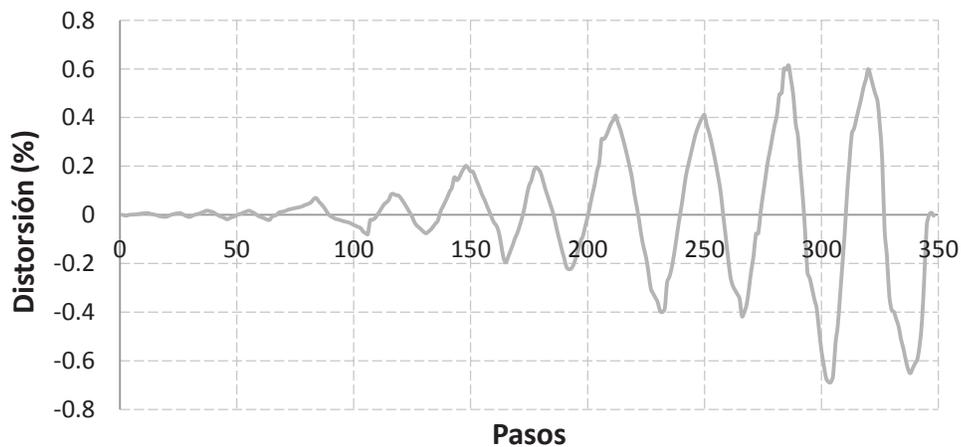
**Figura A.18** Dimensiones de modelo MV1.



**Figura A.19** Refuerzo de modelo MV1: a) refuerzo de dala y castillos, b) refuerzo de losa.

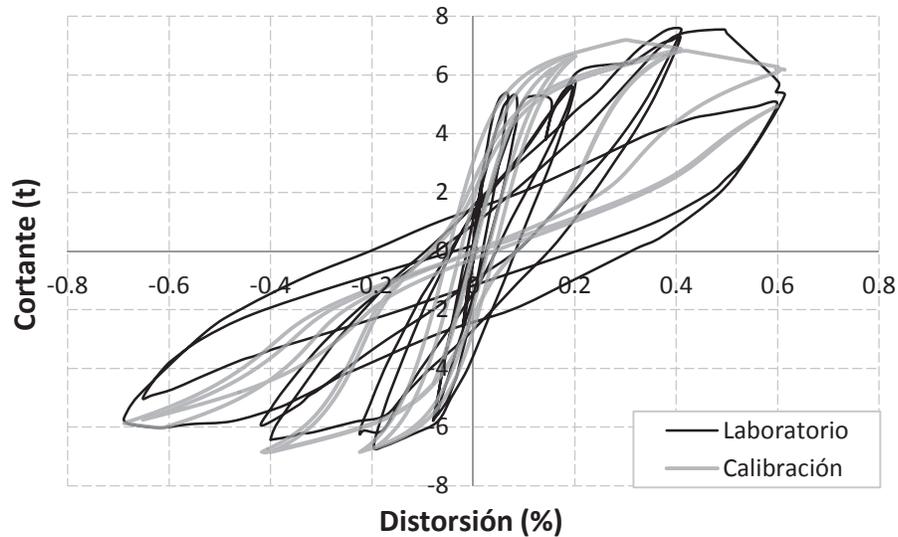
### A.2.4.1 Calibración del modelo MV1

Este modelo representa una idealización diferente a la de los anteriores, debido a que este cuenta con un orificio en el centro del muro, que claramente puede ser idealizado como una ventana, empleado en cualquier construcción que se realiza cotidianamente, pero sin refuerzo en su perímetro lo que representa una gran pérdida de resistencia al muro, en la Figura A.20 se muestra la historia de desplazamientos considerada para calibrar el modelo.

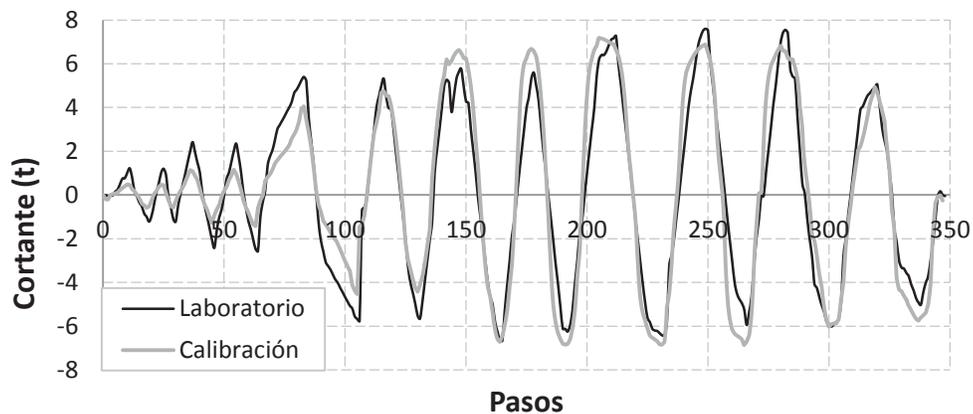


**Figura A.20** Historia de distorsiones empleadas para calibrar el modelo MV1.

En la Figura A.21 se muestra la curva distorsión contra cortante del modelo MV1 comparando la calibración con lo obtenido en laboratorio.



**Figura A.21** Comparación de distorsión y cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el modelo MV1.



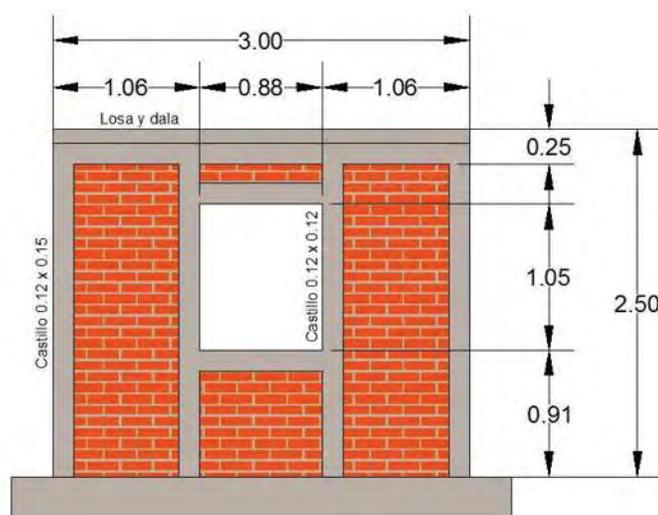
**Figura A.22** Comparación del cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el modelo MV1.

De la Figura A.22, se observa que, los resultados de la calibración de este modelo, la rigidez como la resistencia no son del todo bien capturadas, debido a la incorporación del hueco que produce un comportamiento inestable en el muro, además de que el software empleado no considera este tipo de aberturas, ya que, como se mencionó anteriormente, la idealización del muro es a través de puntales de compresión, por lo que es difícil indicar una abertura entre ellos, pero en un comportamiento global se aprecia que es aceptable.

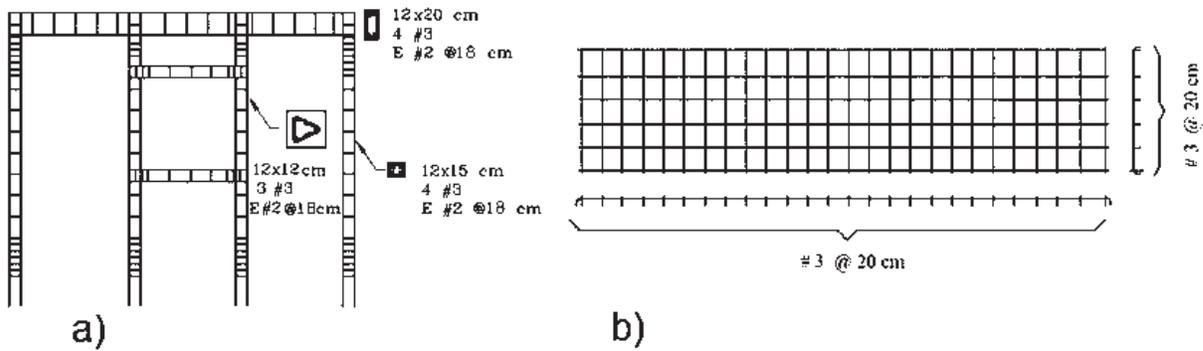
### A.2.5 Modelo MV2

Este modelo fue ensayado en el CENAPRED (Flores y otros, 2004), con dimensiones 300 cm por 250 cm de longitud y altura respectivamente, como se aprecia en la Figura A.23, el cual fue elaborado a escala natural con piezas artesanales de tabique rojo recocido de arcilla con dimensiones de 6, 12 y 24 cm, para espesor, ancho y largo, respectivamente, además de que contó con dala y castillos, como elementos confinantes, y una losa superior de 10 cm de espesor y 60 cm de anchura de concreto reforzado, con el refuerzo que se indica en la Figura A.24b, y un hueco en el centro del muro con dimensiones 88 cm x 105.4 cm, de longitud y altura respectivamente, reforzado con dos castillos y dos dalas de 12 cm x 12 cm reforzados con 3 varillas del número 3.

La resistencia media en compresión de la mampostería fue tomada de 15 kg/cm<sup>2</sup> y en compresión diagonal de 3.14 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que para el concreto fue de 150 kg/cm<sup>2</sup>. La dala de concreto reforzado para el confinamiento contó con dimensiones de 12 cm por 20 cm de ancho y peralte, respectivamente, mientras que los castillos de 12 cm por 15 cm (Figura A.24a). El acero de refuerzo utilizado para el armado longitudinal de la dala y los castillos fue de grado 42 ( $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ ) y el armado de estribos consistió en alambrcn del no. 2 con  $f_y$  de 2,200 kg/cm<sup>2</sup>.



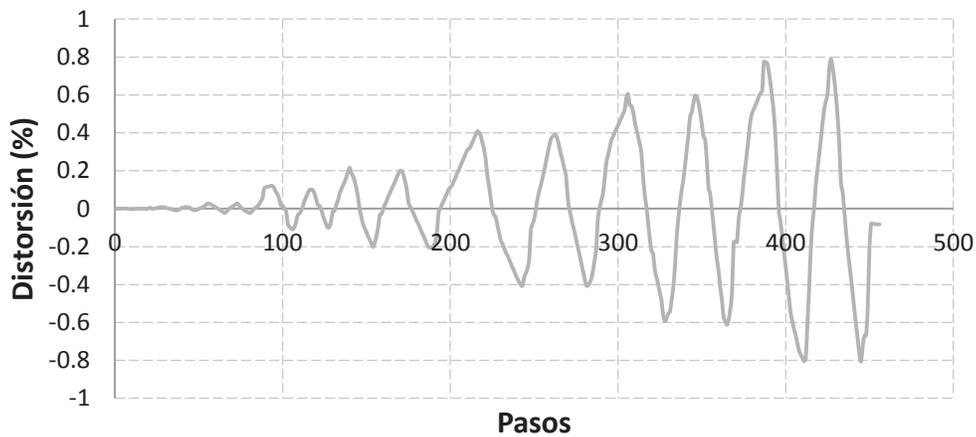
**Figura A.23** Dimensiones de modelo MV2.



**Figura A.24** Refuerzo de modelo MV2: a) refuerzo de dalas y castillos, b) refuerzo de losa.

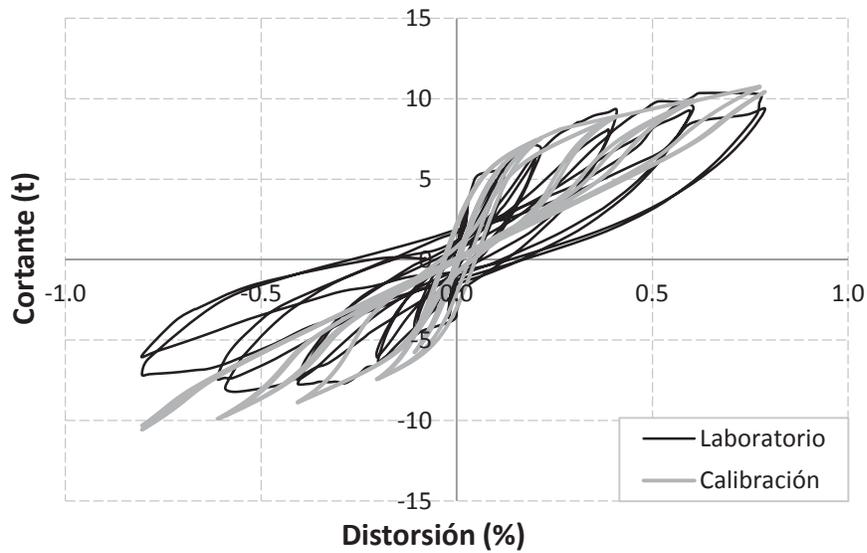
### A.2.5.1 Calibración del modelo MV2

La calibración de este modelo es muy parecida al MV1, ya que también incorpora un hueco en el centro del muro, con la diferencia de que en este caso dicha abertura se encuentra reforzada con dalas y castillos a su alrededor, lo que produce un aumento en la resistencia y en la rigidez, la historia de desplazamiento considerada para la calibración se muestra en la Figura A.25.

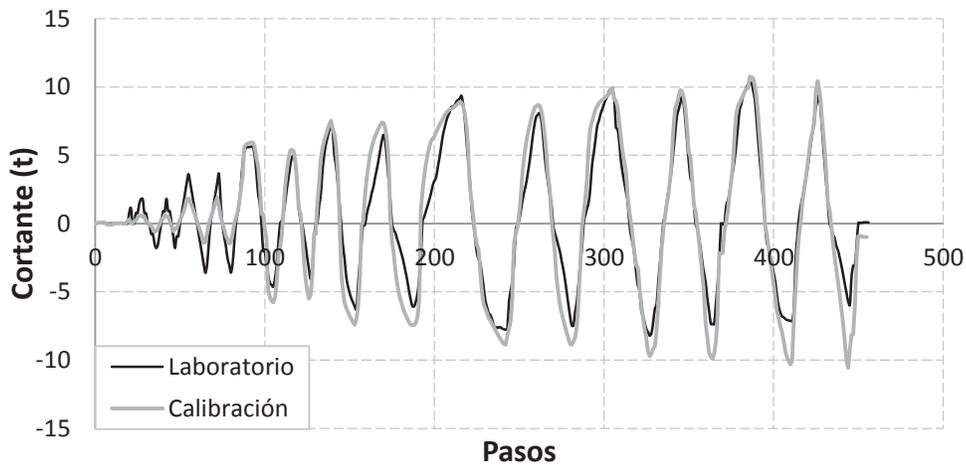


**Figura A.25** Historia de distorsiones empleadas para calibrar el modelo MV2.

La Figura A.26 muestra la curva distorsión contra cortante, representativa de los resultados obtenidos en laboratorio y de la calibración con el software.



**Figura A.26** Comparación de distorsión y cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el modelo MV2.



**Figura A.27** Comparación del cortante de la calibración con lo obtenido en laboratorio, para el modelo MV2.

Los resultados de la calibración, en la Figura A.27, nos muestran que hay una baja resistencia en los ciclos iniciales y una sobre resistencia en los ciclos negativos del modelo, por su parte la resistencia, en términos generales, es bien capturada. La baja resistencia inicial se debe a la abertura del centro del muro, que aunque se encuentra reforzada por dalas y castillos, representa una pérdida en la resistencia global del modelo.

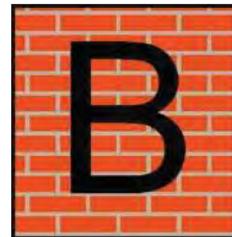
### A.3 RESUMEN DE DATOS CALIBRADOS

Los parámetros calibrados que sirvieron para representar adecuadamente la respuesta obtenida de los especímenes en laboratorio se resumen en la Tabla A.1.

**Tabla A.1** Resumen de parámetros empleados en la calibración de los modelos.

	M0	WBW		3D (Nivel 1)		MV1	MV2
$f^*m$ (kg/cm <sup>2</sup> )	36	41	41	38	38	15	15
$v_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2.5	6.7	6.7	3.4	3.4	3.15	3.15
$E_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )	21600	24600	24600	22800	22800	9000	9000
$AIW$	1.4	3.0	3.0	6.0	4.0	1.0	1.0
$BTA$	1.0	0.5	0.5	2.5	0.5	10	10
$GMA$	2.5	0.05	1.5	1.5	1.5	0.5	0.5
$ETA$	3.0	3.0	3.0	1.0	1.0	2.0	2.2
$ALPHIW$	0.001	0.28	0.001	0.32	0.001	0.01	0.11
$IS$	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	1.0	1.0
$AS$	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.4	0.7
$ZS$	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06
$ZBS$	0	0	0	0	0	0	0
$SK$	0.01	0.01	0.01	1.01	0.01	1.6	0.5
$SP1$	0.3	1.5	0.3	3.5	0.3	1.2	1.0
$SP2$	1.5	1.5	1.5	3.5	1.5	0.5	0.5
$MU$	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	4.0	5.0

# APÉNDICE



## CÁLCULO DE RIGIDEZ

---

### B.1 CÁLCULO DE RIGIDEZ EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

Para poder realizar algún análisis dinámico, a cualquier estructura, es necesario conocer e identificar las propiedades que caracterizan los elementos resistentes, entre estas propiedades toma gran importancia el conocer la rigidez de la estructura. Debido a que la mampostería confinada es un elemento estructural no homogéneo, resulta complicado plantear fórmulas que directamente obtengan la rigidez, como es el caso de elementos de concreto reforzado o acero.

En literatura se plantean varios métodos de cálculo de rigidez en edificaciones, cuyo principal elemento estructural es la mampostería confinada, que no varían mucho entre sí. Para el presente trabajo se calculó utilizando las siguientes recomendaciones.

- Analizar cada muro por separado para identificar si cuenta con alguna abertura.
- Identificar el factor de apoyo ( $\beta$ ) a considerar, dependiendo de la altura del muro y del nivel donde se encuentre, dicho factor varia de 3 a 12.
- Para sumar las rigideces de los muros se tomará en cuenta si se encuentran en serie o en paralelo.

El cálculo de la rigidez se realizó utilizando la fórmula B-1 que está en función del módulo de cortante, del tipo de apoyo y de las propiedades físicas y mecánicas el muro:

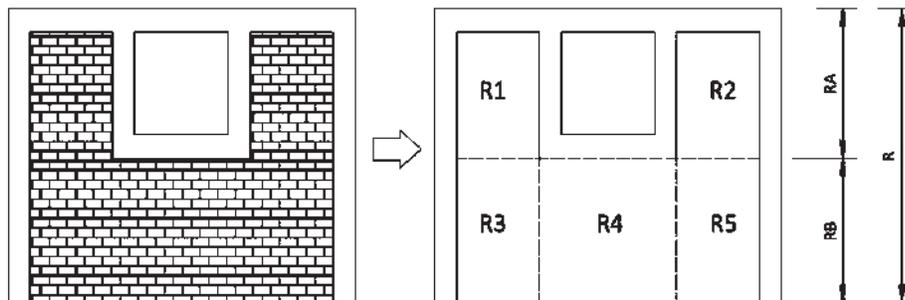
$$K = \left[ \frac{h^3}{\beta EI} + \frac{h}{GA} \right]^{-1} \quad (\text{B-1})$$

$$A = L * t \quad (\text{B-2})$$

$$I = T * L^3 / 12 \quad (\text{B-3})$$

En donde se tiene que  $A$  es el área del muro (fórmula B-2),  $L$  y  $K$  son la longitud y la rigidez del muro,  $E$  y  $G$  son los módulos de elasticidad y de rigidez al corte,  $\beta$  es el factor de condición de apoyo,  $t$  y  $h$  son el espesor y la altura del muro, e  $I$  es el momento de inercia (fórmula B-3).

Para el caso de muros con aberturas se considera una subdivisión conformada por pequeños muros, los cuales se encuentran en serie y en paralelo, como se observa en la Figura B.1, se calcula su rigidez aplicando las formulas B-4, B-5 y B-6. Para un muro con abertura se puede tomar la siguiente posible subdivisión:



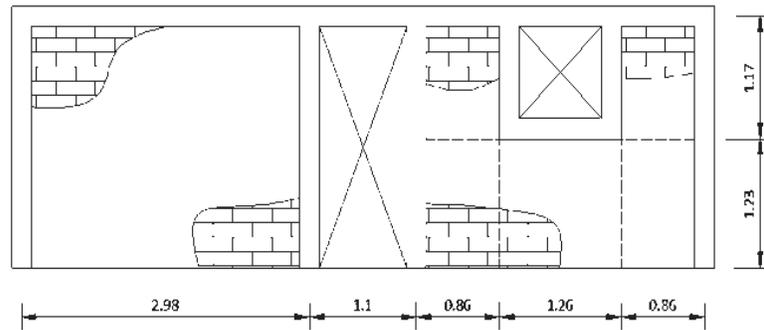
**Figura B.1** Subdivisión de muro con abertura para calcular su rigidez.

$$R_A = R_1 + R_2 \quad (B-4)$$

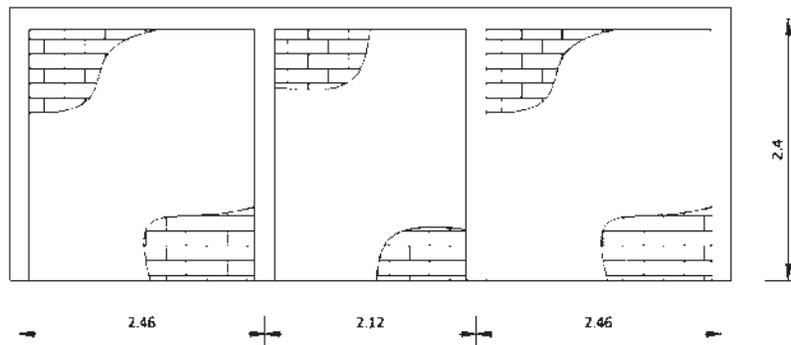
$$R_B = R_3 + R_4 + R_5 \quad (B-5)$$

$$R = \left[ \frac{1}{R_A} + \frac{1}{R_B} \right]^{-1} \quad (B-6)$$

Para el caso de los muros del edificio M3, el cálculo de la rigidez se realizó, en primer paso, calculándola para cada muro, de acuerdo a sus propiedades físicas y tomando en cuenta si contaba con abertura, después se sumaron las rigideces de los muros por eje y por último se adicionaron a la de los otros ejes de cada nivel y en paralelo. En las Figuras B.2 y B.3 se observa la división de muros considerada para el cálculo de rigidez de los muros de los ejes A, C y B, respectivamente.



**Figura B.2** Subdivisión de los muros de los ejes A y C del modelo M3 para calcular su rigidez.



**Figura B.3** Subdivisión de los muros del eje B del modelo M3 para calcular su rigidez.

## Referencias Bibliográficas

---

- Alcocer, S., Sánchez, T. y Meli, R. (1993), "Comportamiento de la Estructura Tridimensional de Mampostería Confinada de Dos Niveles del CENAPRED", Coordinación de Investigación, Área de Ensayos Sísmicos, CENAPRED, 74 pp.
- Álvarez, J. (2000), "Estudio Analítico sobre el Comportamiento no Lineal de Muros de Mampostería Confinada con y sin Aberturas", Tesis de Maestro en Ingeniería (Estructuras), UNAM, México.
- Álvarez, J. y Alcocer, S. (2008), "Comportamiento esperado de muros de mampostería con aberturas sujetos a fuerzas laterales", XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Veracruz, Ver.
- Araujo, C. (2000), "Modelo para el Análisis no Lineal de Marcos de Concreto Reforzado con Muros de Relleno de Mampostería", Tesis de Maestro en Ingeniería (Estructuras), UNAM, México.
- Arias, J. (2005), "Ensayos en Mesa Vibradora de un Modelo a Escala 1:2 de Edificio de Mampostería Confinada de Tres Niveles", Tesis de Maestría, UNAM, 200 pp.
- Astroza, M. y Schmidt, A. (2004), "Capacidad de Deformación de Muros de Albañilería Confinada para Distintos Niveles de Desempeño", Revista de Ingeniería Sísmica No. 70, pp. 59-75.
- Ayala, G. (2001), "Evaluación del Desempeño Sísmico de Estructuras-un Nuevo Enfoque", Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, Vol. 17, pp. 285-303.
- Bazán, E. (1978), "Análisis Sísmico de Edificios con Muros Rigidizantes", Revista IMCYC, Vol. 16, No. 91, pp. 17-31.
- Beyer, K., Dazio, A. y Priestley, M. (2008), "Inelastic Wide-Column Models for U-Shaped Reinforced Concrete Walls", Journal of Earthquake Engineering, Taylor & Francis, pp. 1-33.
- Brzev, S., Astroza, M. y Moroni, O. (2010), "Performance of Confined Masonry Buildings in the February 27, 2010 Chile Earthquake", Brief report, EERI, <http://www.confinedmasonry.org/performance-of-confined-masonry-buildings-in-the-february-27-2010-chile-earthquake>, 15 pp.
- Crisafulli, F. (1997), "Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills", Tesis Doctoral, University of Canterbury, 404 pp.

- Chrysostomou, C. Z., Gergely, P. y Abel, J. F. (1992), "Nonlinear Seismic Response of Infilled Frames", X Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Madrid, España, pp. 4435-4437.
- CSI, (2009), "SAP2000 Advanced 14.0.0", Computers and Structures, Inc. Berkeley, California.
- Earthquake Engineering Reserch Center (EERI), (2006), "The Tecoman, Mexico Earthquake January 21, 2003", EERI-SMIS Reconnaissance Report 2006.
- Erberik, M. (2007), "Generation of Fragility Curves for Turkish Masonry Building Considering in Plane Failure Modes", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36(6): 1235-1254.
- Flores, L. y Alcocer, S. (1995), "Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería Confinada", Sistema Nacional de Protección Civil, Coordinación General de Protección Civil y Centro Nacional de Prevención de Desastres, México.
- Flores, L., Mendoza, J. A. y Reyes, C. (2004), "Ensayo de Muros de Mampostería con y sin Refuerzo Alrededor de la Abertura", XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero.
- Gómez, A., Arellano, E., Huarte, M., Juárez, H., Cruz, E. y Rangel, J. (2005), "Riego Sísmico y Escenarios de Daño en la Colonia Roma", Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, D. F., Art. II-19.
- Holmes, M. (1961), "Steel Frames with Brickwork and Concrete Infills", Proc. Instn. Civ. Engrs., 19, pp.473-478.
- Ishibashi, K. y Kastumata, H. (1994), "A Study on Nonlinear Finite Element Analysis of Confined Masonry Walls", Cuaderno de Investigación No. 15, CENAPRED, 60 pp.
- Jean, R. y Cesín, F. (2000), "Recomendaciones para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Primer Simposio Nacional de Estructuras de Mampostería para la Vivienda, México, 20 pp.
- Jian, Z., Ping, T. y Fulin, Z. (2009), "Seismic Fragility Analysis of Masonry Buildings Based Stochastic Vibration", World Congress on Computer Science and Information Engineering, pp. 6-9.
- Kadir, M. R. A. (1974), "The Structural Behaviour of Masonry Infill Panels in Framed Structures", Tesis Doctoral, Universidad de Edimburgo, Gran Bretaña.
- Klingner, E. (2004), "Behavior of Masonry in the Northridge (US) and Tecomán-Colima (México) Earthquakes: Lessons Learned, and Changes in Design Provisions", Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.
- Lang, K. y Bachmann, H. (2003), "On the Seismic Vulnerability of Existing Unreinforced Masonry Buildings", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 7, No. 3, pp. 407-426.

- Madan, A., Reinhorn, A. M., ASCE, Mander, J. B. y Valles, R. E. (1997), "Modeling of Masonry Infill Panels for Structural Analysis", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, pp. 1295-1302.
- Meli, R. (1979), "Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería", *Serie del Instituto de Ingeniería*, No. 352, 2ª Ed. Instituto de Ingeniería, UNAM, México, pp. 14-49.
- Moroni, M., Astroza, M. y Tavonatti, S. (1994), "Nonlinear Models for Shear Failure in Confined Masonry Walls", *The Masonry Society Journal*, Volumen 12, Número 2, pp. 72-77.
- Mosalam, K. M., Gregely, P., White, R. N. y Ayala, G. (1996), "Effect of Geometrical Configuration on the Seismic Response of Infilled Frames", *XI Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Acapulco, México, Art. No. 1675.
- Orduña, A. (1999), "Modelo de Muros de Mampostería para el Análisis no Lineal de Marcos de Concreto Reforzado con Muros Diafragma", *Tesis de Maestro en Ingeniería (Estructuras)*, UNAM, México.
- Park, J., Towashiraporn, P., Craig, J. I. y Goodno, B. J. (2009), "Seismic fragility analysis of low-rise unreinforced masonry structures", *Engineering Structures*, Elsevier, pp. 125-137.
- Rodriguez, M. (2005), "Design and Evaluation of Masonry Dwellings in Seismic Zones", *Earthquake Spectra 2005*, Volume 2, No. 2, pp. 465-492.
- Rota, M., Penna, A. y Magenes, G. (2010), "A Methodology for Deriving Analytical Fragility Curves for Masonry Buildings Based on Stochastic Nonlinear Analyses", *Engineering Structures*, Elsevier, 12 pp.
- Ruiz, J. (1995), "Reparación y Refuerzo de una Estructura Tridimensional de Mampostería Confinada de Dos Niveles a Escala Natural", *Tesis de Maestro en Ingeniería (Estructuras)*, UNAM, México.
- Ruiz, J., Sánchez, T. y Miranda, E. (2003), "Capítulo 6: Observaciones sobre el Comportamiento y Diseño de Edificaciones de Mampostería en Zonas Sísmicas", *Fundación ICA-SMIE*.
- Ruiz-García, J. (2005), "RESIN v1.0: Programa para Evaluar la Respuesta Inelástica de SE1GL con Degradación Estructural", *Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo*, México.
- Ruiz-García, J. y Miranda, E. (2007), "Probabilistic Estimation of Maximum Inelastic Displacement Demands for Performance-based Design", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(6), pp. 1235-1254.

- Ruiz-García, J. (2008), "Drift-based Fragility Functions for Seismic Assessment of Confined Masonry Walls", 2<sup>nd</sup> International Workshop on Masonry in the Americas, The Masonry Society, 17-18 de mayo.
- Ruiz-García, J. (2009), "Evaluación de la Fragilidad Basada en Distorsión Lateral para Muros de Mampostería Confinada", Revista de Ingeniería Sísmica, pp. 63-83.
- Ruiz-García, J. y Negrete, M. (2009), "Drift-Based Fragility Assessment of Confined Masonry Walls in Seismic Zones", Engineering Structures, Elsevier, pp. 170-181.
- Sánchez, T., Alcocer, S. y Flores, L. (2002), "Estudio Experimental sobre una Estructura de Mampostería Confinada Tridimensional, Construida a Escala Natural y Sujeta a Cargas Laterales", X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, pp. 909-918.
- Schwaighofer, J. y Microys, H. F. (1969), "Analysis of Shear Walls Using Standard Computer Programs", ACI Journal, pp. 1005-1007.
- Stafford-Smith, B. y Carter, C. (1969), "A Method of Analysis for Infilled Frames", Proc. Instn. Civ. Engrs. Vol. 44, pp. 31-48.
- Stafford, S. B. (1970), "Modified Beam Method for Analyzing Symmetrical Interconnected Shear Walls", ACI Journal, pp. 977-980.
- Terán, A. y Zúñiga, O. (2007), "Evaluación Estructural Basada en Desplazamientos para Edificaciones de Mampostería Confinada, el Desarrollo Mexicano", V Simposio Nacional de Ingeniería Estructural en la Vivienda, Querétaro, Qro.
- Tomazevic, M. (1999), "Earthquake Resistant Design of Masonry Buildings", Imperial College Press, Londres, Gran Bretaña.
- Valles, R. E., Reinhorn, A. M., Kunnath, S. K., Li, C. y Madan, A. (1996), "IDARC 2D Version 4.0: Manual de Usuario", National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 64 pp.
- Wen, Y. K. y Ellingwood, B. R. (2005), "The Role of Fragility in Consequence-based Engineering", Earthquake Spectra; 21 (3): 861-877.
- Zúñiga, C. O. (2005), "Evaluación Analítica de la Respuesta Sísmica de las Edificaciones de Mampostería", Tesis de Maestro en Ingeniería (Estructuras), Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco, México.