



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – INGENIERÍA SISMICA

DISEÑO SISMORESISTENTE DE EDIFICIOS ALTOS DE MAMPOSTERÍA

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

ERIC FERNANDO ESPINOSA CAZARÍN

TUTOR:

AMADOR TERÁN GILMORE

UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA

MÉXICO D.F (FEBRERO 2013)

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Juan J. Pérez-Gavilán Escalante

Secretario: M.I. Raúl Jean Perrilliat

Vocal: Dr. Amador Terán Gilmore

1^{er.} Suplente: M.I Leonardo Emmanuel Flores Corona

2^{do.} Suplente: Dr. Danny Arroyo Espinoza

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Facultad de ingeniería, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. Amador Terán Gilmore

FIRMA

La inteligencia es la guía que al hombre no desespera

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo ha sido posible gracias a la participación de las siguientes personas, con las cuales estoy profundamente agradecido y de las cuales quisiera hacer mención:

Mi tutor en el posgrado y director de tesis, el Dr. Amador Terán Gilmore, gracias por confiarme la realización de este proyecto, su ejemplo ha sido una gran inspiración para mí y nuestras reuniones siempre fueron de gran valor para que este trabajo llegara a buen puerto.

Al M.I Raúl Jean así como a las personas que laboran en su despacho “JEAN INGENIEROS” por su colaboración en la primera parte de este trabajo.

Al M.I Oscar Zúñiga Cuevas, por su apoyo incondicional en la elaboración de este trabajo, sus consejos y sobre todo su amistad, ha sido de gran valor para mí.

A los profesores del posgrado de la UNAM por darme las herramientas necesarias para llevar a cabo este trabajo

Al CONACYT por el apoyo económico durante los dos años de estudios del posgrado, y a toda mi familia por apoyarme económicamente cuando así lo requerí.

A mis sinodales el Dr. Juan José Pérez Gavilán (IINGEN), M.I Leonardo Flores Corona (CENAPRED) y el Dr. Danny Arrollo (UAM-AZCAPOTZALCO) sin duda sus comentarios han enriquecido el resultado final de este trabajo

A la SMIE y al CONAVI por los recursos otorgados para la asistencia a al simposio de la vivienda (2011) y al congreso nacional de ingeniería estructura (2012) y por darme la oportunidad de participar en otras actividades de este proyecto.

A todos mis compañeros del posgrado, porque además de pasar momento difíciles, de igual manera pasamos momentos muy agradables.

A mis padres y hermanos por haber impúlsame en todo momento, no solo en esta etapa de mi vida, sino ¡por hacerlo siempre!

A TODOS MIS MÁS SINCEROS AGRADECIMIENTOS

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN.....	III
ABSTRACT	IV
ÍNDICE DE FIGURAS.....	V
ÍNDICE DE TABLAS.....	VII
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Motivación	1
1.2. Antecedentes	2
1.3. Objetivos	6
1.4. Alcances	7
1.5. Organización de la Tesis	7
2. LA MAMPOSTERÍA COMO MATERIAL.....	8
2.1. Introducción	8
2.2. Comportamiento de las Piezas y el Mortero	8
2.2.1. Piezas.....	8
2.2.2. Comportamiento del mortero	9
2.3. Comportamiento Mecánico de la Mampostería.	9
2.3.1. Resistencia a compresión axial	10
2.3.2. Resistencia a tensión diagonal.....	10
2.4. Capacidad de Deformación de la Mampostería.	12
2.4.1. Curva esfuerzo-deformación axial	12
2.4.2. Estimación de la curva esfuerzo deformación de la mampostería a partir de valores índice	12
2.5. Capacidad de Deformación del Acero y el Concreto	14
2.5.1. Propiedades del acero de refuerzo.....	14
2.5.2. Propiedades del concreto.....	15
3. CAPACIDAD RESISTENTE DE MUROS DE MAMPOSTERÍA.....	17
3.1. Introducción	17
3.2. Modos de Comportamiento en Muros de Mampostería.....	17
3.2.1. Flexión.....	17
3.2.2. Corte.....	18
3.2.3 Flexión-corte	19
3.3. Resistencia a Flexión y Flexocompresión de Muros de Mampostería.....	20
3.3.1. <i>Efecto de junta</i> en la resistencia a flexión	23
3.4. Resistencia a Corte de Muros de Mampostería	23
3.4.1. Influencia de la relación de aspecto en la resistencia corte de muros de mampostería	25
3.4.2. Influencia de la carga axial en la resistencia a corte de muros de mampostería	27
3.4.3. Influencia del acero horizontal en la resistencia a corte.....	28
3.5. Efecto del acoplamiento en el comportamiento de los muros de mampostería.....	31
3.5.1. Acoplamiento débil	31
3.5.2. Acoplamiento fuerte.....	31
4. COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE MUROS DE MAMPOSTERÍA.....	33
4.1. Introducción	33
4.2. Comportamiento No Lineal de Muros de Mampostería.....	33
4.2.1 Comportamiento no lineal de muros de mampostería a flexión.....	35
4.2.2. Comportamiento no lineal de muros de mampostería a corte	38

4.3. Modelado del Comportamiento No Lineal Muros de Mampostería	40
4.3.1. Relaciones momento curvatura y carga desplazamiento.....	41
4.3.2. Modelo hysterético.....	43
4.4. Interacción Flexión-Corte en el Modelado No lineal de Muros de Mampostería	44
5. EDIFICIO DE DIEZ NIVELES	46
5.1. Introducción	46
5.2. Modelo de Análisis Estructural	46
5.3. Edificio en Estudio	48
5.3.1. Diseño estructural.....	49
5.3.2. Modificaciones al sistema estructural original	54
5.4 Modelo de Análisis No Lineal	59
5.5. Análisis Estático No lineal	61
5.6. Desempeño Sísmico de la Estructura	66
6. OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES	70
6.1. Observaciones	70
6.2. Conclusiones	70
BIBLIOGRAFÍA.....	72
APENDICE A.....	77
DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA DE LOS MUROS EN EL EDIFICIO	77
APENCIDE B	79
DISEÑO Y MODELADO DE VIGA DE ACOPLAMIENTO DE CONCRETO	79

RESUMEN

En los últimos años se ha observado un crecimiento desordenado de algunas ciudades del país. Lo cual, ha conducido a problemas relacionados con tiempos excesivos de traslado entre las unidades habitacionales y los centros de trabajo y el abandono de los desarrollos habitacionales. Por estas y otras razones es que las políticas recientes de fomento a la vivienda en México han buscado optimizar los cada vez más escasos espacios disponibles en las grandes ciudades.

Actualmente existen una gran variedad de materiales y sistemas constructivos que son capaces de constituir un edificio alto en zonas de alta sismicidad (en este trabajo un edificio alto será aquel que supere los 6 niveles), sin embargo la situación económica de nuestro país, hace que en muchas ocasiones dichos materiales encarezcan en precio final de una edificación. Una solución que se ha planteado a esta problemática, consiste en la construcción de edificios altos de mampostería por lo que la comunidad de ingenieros estructuristas tiene la tarea de estudiar el comportamiento de esta nueva clase de sistemas estructurales y con base a esto, su posible desempeño estructural durante sismos intensos.

En un edificio alto de mampostería, es muy posible que existan muros con relación de aspecto (H/L) elevada. Un aumento en la relación de aspecto de un muro resulta en un cambio en su comportamiento ante cargas laterales, lo que lo lleva de una respuesta lateral dominada por efectos de corte a una dominada por efectos de flexión. De la evidencia experimental se sabe que si el muro aumenta su relación de aspecto, este podrá desarrollar un comportamiento más eficiente y estable ante la acción de un movimiento del terreno.

Investigaciones llevadas a cabo con anterioridad muestran que es posible construir modelos de análisis estructural que estimen de manera razonable la respuesta real de estructuras de mampostería de baja altura. Sin embargo, para establecer un modelo confiable de estructuras de mampostería de mediana y gran altura, será necesario entender el comportamiento de muros dominado por la falla de flexión sobre la de corte

Para explorar la posibilidad de construir edificios altos de mampostería confinada, se diseñó un edificio de mampostería de diez niveles ubicado en la Zona de Transición del Distrito Federal. Aunque el diseño se basó en los requerimientos de la Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, el sistema estructural fue modificado para estabilizar su comportamiento ante cargas laterales. Se llevaron a cabo una serie de análisis estáticos no lineales para establecer las propiedades estructurales globales del edificio, y otra de análisis dinámicos no lineales para definir su desempeño sísmico. A partir de los resultados de los análisis no lineales se discute la viabilidad de construir en México edificios altos de mampostería en zonas de alta sismicidad, y se comentan desde un punto de vista estructural, las medidas que pueden tomarse para estabilizar la respuesta lateral de estos sistemas estructurales cuando quedan sujetos a la acción de un sismo intenso.

ABSTRACT

In recent years there has been an inordinate growth of some cities. Which has led to problems with excessive transfer times between housing units and workplaces and abandonment of housing developments, For these and other reasons is that recent policies to housing development in Mexico have sought to optimize the dwindling available spaces in big cities.

Currently there are a variety of materials and building systems that are able to build a tall building in areas of high seismicity (in this paper a tall building will be one that exceeds 6 levels), however the economic situation of our country, makes such materials often more expensive in price for a building. One solution that has been proposed to this problem is the construction of tall buildings masonry so the structural engineering community has the task of studying the behavior of this new class of structural systems and based on this, it is possible performance structural during strong earthquakes.

Walls with a high aspect ratio (H/L) are likely to exist in tall masonry buildings. An increase in the aspect ratio of the walls results in a change of their behavior under lateral loads. Particularly, the lateral response of the wall changes from one dominated by shear to one dominated by flexure. The experimental evidence indicates that as a masonry wall with increased aspect ratio, it is able to develop a more efficient and stable behavior when subjected to the action of a strong earthquake.

Research carried out previously shows that is possible to formulate structural analysis models that estimate in a reasonably the actual response of masonry low-rise buildings. Within this context, the formulation of a reliable model for tall confined masonry buildings need to understanding of the behavior of walls with high aspect ratios is needed.

To explore the feasibility of building tall confined masonry buildings, a ten-story building located in the Transitional Zone of Mexico City was designed. Although the design was based in the requirements of the Mexico City Code, the structural system was slightly modified to stabilize its behavior under lateral loading. A series of nonlinear static and dynamics were carried out to estimate the global structural properties and the local and global deformation demands on the building. Based on the results of the analyses, the feasibility of building tall confined masonry buildings in high seismicity zones is discussed; and measures that can be taken to stabilize the lateral response of tall masonry buildings subjected to the action of strong ground motions are discussed

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Modelo de Flores y Alcocer (Zuñiga y Terán-Gilmore 2008).....	2
Figura 1.2 Espécimen ensayado en mesa vibratoria por Alcocer et al., a) Antes de la Prueba, b) Nivel de daño alcanzado	3
Figura 1.3 Resorte a corte en muros cuadrados robustos	4
Figura 1.4 Muro de mampostería con placas de confinamiento en las juntas de mortero (Pérez-Leal 2011)	5
Figura 2.1 Ensayo a compresión axial de una pieza de concreto a) antes de aplicar la carga. b) modo de falla de la pieza, (<i>Industrial Bloquera Mexicana S.A DE C.V.</i>).....	9
Figura 2.2 a) Pila de Mampostería Cargada Axialmente, b) Estado de esfuerzos resultantes en el mortero y la pieza.....	10
Figura 2.3 a) Distribución de esfuerzos de un elemento sujeto a tensión diagonal. b) distribución de esfuerzos de un elemento sujeto a fuerza cortante (Meli y Reyes 1971).	11
Figura 2.4 Influencia de la velocidad de aplicación de la carga en la curva esfuerzo deformación de la mampostería (Priestley y Elder 1983).....	13
Figura 2.5 Modelo esfuerzo deformación a) (Priestley y Elder 1983) b) (Ewing y Kowalsky 2004)....	13
Figura 2.6 Curva esfuerzo deformación mampostería de piezas de concreto (datos proporcionados por <i>Industrial Bloquera Mexicana S.A DE C.V.</i>)	14
Figura 2.7. Modelo esfuerzo deformación del Acero.....	15
Figura 2.8 Curva esfuerzo deformación axial del concreto propuesta por Park y Kent.....	16
Figura 3.1 Falla a flexión de la mampostería confinada (Meli, Brzev <i>et al.</i> 2011).....	18
Figura 3.2 Falla por tensión diagonal (Meli, Brzev <i>et al.</i> 2011)	18
Figura 3.3 Aplastamiento del castillo sujeto a compresión (Brzev 2007).....	19
Figura 3.4 Patrón de grietas en función de la relación de aspecto	19
Figura 3.5 Falla a flexión-corte a) (Hidalgo, Mayes <i>et al.</i> 1978) y b) (Shing, Noland <i>et al.</i> 1989).....	20
Figura 3.6. a) Sección del muro. b) diagrama de deformaciones en el muro. c) Fuerzas producidas en el muro (Meli, Brzev <i>et al.</i> 2011).....	21
Figura 3.7. Diagrama de interacción momento-carga axial método optativo (NTDCEM 2004).....	22
Figura 3.8 Diagrama de interacción calculado con diferentes métodos.....	22
Figura 3.9 Efecto de daño a flexión en la resistencia a corte de un muro de mampostería.....	24
Figura 3.10 Fuerza cortante al agrietamiento experimental, (Pérez-Gavilan, Alcocer <i>et al.</i> 2012).....	27
Figura 3.11 Contribución de la carga axial a la resistencia a corte de la mampostería a) Curvatura simple b) Curvatura doble (Voon y Ingham 2007)	28
Figura 3.12. Evolución del daño, muro sin refuerzo horizontal Muro M2, (Aguilar y Alcocer 2001)..	29
Figura 3.13 Evolución del daño, muro con refuerzo horizontal muro M3 $\rho_{hf,yh}=0.42Mpa$ Tomado de (Aguilar y Alcocer 2001)	29
Figura 3.14 Influencia del acero horizontal η asociada a la resistencia, de muros de mampostería ensayados en el CENAPRED Aguilar (2001).....	30
Figura 3.15 Reducción de la eficiencia del refuerzo horizontal en muros de mampostería (Voon y Ingham 2007)	30
Figura 3.16 Idealización de muros de mampostería.....	31
Figura 3.17 Muro sin restricción al giro, en voladizo (Pérez-Gavilan, Alcocer <i>et al.</i> 2012)	32
Figura 3.18 Segmento de muro entre nivel que tiene restricción al giro (Pérez-Gavilan y Manzano 2012)	32
Figura 4.1 Dispositivo de pruebas para cargas monótonas y cuasiestáticas (Zúñiga 2005).....	34
Figura 4.2 Cálculo de la energía de ciclo, y la energía elástica (Shedid, El-Dakhakhni <i>et al.</i> 2008).....	35
Figura 4.3 Curvas de capacidad de muros de mampostería con relación de aspecto de 2 (Shedid, El-Dakhakhni <i>et al.</i> 2009).....	36
Figura 4.4 Ciclos de histéresis muros con relación de aspecto de 1 (Shing, Noland <i>et al.</i> 1989).....	37

Figura 4.5 Ciclos de histéresis para muros con relación de aspecto de 2 (Shedid, El-Dakhakhni <i>et al.</i> 2009)	38
Figura 4.6 Curva de capacidad de muros fallando a corte (Voon y Ingham 2006).....	39
Figura 4.7 Curva de capacidad de muros de mampostería confinada (Pérez-Gavilan, Alcocer <i>et al.</i> 2012)	39
Figura 4.8 Ciclos de histéresis de un muro de mampostería con relación de aspecto de 2 con refuerzo horizontal (Voon y Ingham 2006).....	40
Figura 4.9 Proporción de las deformaciones debidas a cortante y flexión en función de la relación de aspecto de un muro.....	41
Figura 4.10 Relación entre momento-curvatura y fuerza lateral-desplazamientos	42
Figura 4.11 Condición de frontera en el muro a) Doblemente empotrada, b) Momento de signo contrario al de la base.....	43
Figura 4.12 Modelo hysterético de Clough.....	43
Figura 4.13 Modelo simple para caracterizar la interacción flexión-corte (ATC 1981).....	45
Figura 5.1 Modelo de la columna Ancha (Pérez-Gavilán 2012).....	47
Figura 5.2 Modelo modificado de la columna ancha, a) comportamiento no lineal a corte, b) con interacción no lineal flexión-corte.....	47
Figura 5.3 Configuración arquitectónica a) Vista en planta, b) Vista en elevación, dirección larga, c) Vista en elevación, dirección corta	50
Figura 5.4 Pieza de mampostería de alta resistencia en consideración	51
Figura 5.5 Espectro de diseño utilizado en el análisis elástico lineal del edificio.....	53
Figura 5.6 Configuración deformada, Alternativa 3.2	54
Figura 5.7 Armado y dimensiones de castillos de muros tipo de mampostería, Alternativa 3.2	54
Figura 5.8 Estructuración de fachada en la dirección larga, a) Original, b) Modificada	55
Figura 5.9 Muros en dirección larga, a) Geometría y armado de muro de fachada, b) Geometría y armado de muro de pasillo	56
Figura 5.10 Estructuración de muros de pasillo en la dirección larga.....	57
Figura 5.11 Armado de castillos definitivos	57
Figura 5.12 Detallado definitivo en muros, a) muro de fachada, b) muro de pasillo.....	58
Figura 5.13 Diagrama momento curvatura (sin carga axial), a) muros de fachada, b) muros de.....	58
Figura 5.14 Fachada después de la modificación por la colocación de pretil de concreto.....	59
Figura 5.15 Modelo de columna ancha del comportamiento no lineal a flexión de un muro con relación de aspecto cercana a 2	60
Figura 5.16 Modelo de fibras muro MAMPX227 de fachada, calculado con el programa XTRACT ..	60
Figura 5.17 Definición de los puntos representativos de la curva de capacidad	61
Figura 5.18 Modelo de análisis no lineal para el edificio	62
Figura 5.19 Curvas de capacidad para la dirección larga del edificio.....	62
Figura 5.20 Diagrama de flujo del procedimiento para obtener la curva de capacidad del edificio	63
Figura 5.21 Nivel de daño para el desplazamiento de fluencia (Modelo MPC)	64
Figura 5.22 Nivel de daño para una ductilidad de 2 (Modelo MPC)	64
Figura 5.23 Nivel de daño para un desplazamiento de 25cm (Modelo MPC)	65
Figura 5.24 Evolución de la deformación lateral en altura para el modelo MPC: a) Desplazamientos de piso, b) Distorsiones de entrepiso	66
Figura 5.25 Ubicación de las estaciones de registro	67
Figura 5.26 Comparación de espectro de resistencia medio y medio+ σ con espectros normativos	68
Figura 5.27 Comparación de espectros de desplazamiento medio + σ con espectros normativos.....	68
Figura 5.28 Demanda de deformación lateral para el modelo MPC, a) Desplazamiento de piso, b) Distorsiones de entrepiso	69
Figura 6.1 Trabajo integrado de fachada y pasillo en la dirección larga.....	70

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Resumen Ensayos Flores y Alcocer	2
Tabla 2.1. Modelo esfuerzo-deformación del acero de (Rodriguez y Botero 1995).....	15
Tabla 4.1 Propiedades de los muros ensayados por (Shedid <i>et al.</i> 2009)	36
Tabla 5.1 Propiedades geométricas de los muros que conforman al edificio	48
Tabla 5.2 Propiedades geométricas de los demás elementos estructurales que conforman al edificio ..	48
Tabla 5.3 Propuestas de estructuración	51
Tabla 5.4 Cargas vivas utilizadas en la alternativa 3.2	52
Tabla 5.5 Cargas muertas utilizadas en la alternativa 3.2	52
Tabla 5.6 Distorsiones de entrepiso	53
Tabla 5.7 Cargas axiales en muros de primer nivel, dirección larga.....	54
Tabla 5.8 Dimensiones finales de elementos que acoplan a los muros en el edificio	58
Tabla 5.9 Propiedades no lineales a flexión de los muros y elementos de acoplamiento	62
Tabla 5.10 Datos curva de capacidad.....	64
Tabla 5.11 Movimientos que caracterizan al sismo de diseño	66

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

En los últimos años se ha observado un crecimiento desordenado de una gran mayoría de las grandes ciudades del país donde los grandes desarrollos habitacionales han sido desplazados a zonas alejadas de los centros de trabajos y educativos de las grandes urbes. A consecuencia de esto, los tiempos de traslado para las personas que habitan en estos desarrollos es muy grande, desencadenando una serie de problemas como: una excesiva emisión de gases CO₂ a la atmosfera, estrés debido a los embotellamientos durante el traslado y en general un deterioro del nivel de vida de la personas, finalmente algunas personas han optado por abandonar los desarrollos habitacionales como consecuencia de todos los problemas que conlleva vivir en estas zonas.

Las políticas de fomento a la vivienda que se han propuesto en el país durante los últimos años han incentivado a que los desarrolladores piensen en nuevas alternativas de edificación para satisfacer las demandas actuales de vivienda en las grandes ciudades. Una forma de aprovechar los cada vez más escasos espacios se da a partir de la construcción de edificios altos (en este trabajo se entenderá como edificio alto de mampostería aquel que tenga seis o más pisos). Aunque en un contexto así, una selección tradicional en términos del material estructural llevaría al uso de acero estructural, y de concreto reforzado y presforzado; en años recientes se ha planteado el uso de mampostería confinada como una manera de reducir los costos económicos y ambientales de la edificación.

Las estructuras de mampostería confinada suelen tener un amplio margen de aceptación entre los mexicanos, y esto ha resultado en que este sistema estructural sea el de mayor uso en México y también, en varios otros países de Latinoamérica. Curiosamente, hasta hace algunos años no se había explorado la posibilidad de construir estructuras altas de mampostería. Aunque dentro de este contexto una de las limitantes ha sido la falta de disponibilidad en México de mamposterías de alta resistencia; en otros países de Latinoamérica y particularmente en Colombia, el uso de este tipo de mamposterías resulta común. Recientemente, varias empresas mexicanas han introducido al mercado nacional piezas de mampostería de alta resistencia que, dentro de un contexto que implique un entendimiento claro de la capacidad sismorresistente de un muro fabricado con ellas, podrían hacer posible la construcción de edificios de mampostería de mediana y gran altura en las zonas de moderada y baja sismicidad del territorio mexicano.

No deja de ser interesante mencionar que a pesar de la alta sismicidad del territorio nacional, el comportamiento de las estructuras de mampostería confinada que han sido bien concebidas y diseñadas, ha tendido a ser satisfactorio; y que lo anterior ha llevado a varios profesionales de la ingeniería estructural a sugerir que sería posible construir en México estructuras de mampostería de mayor altura sin comprometer con esto su seguridad. Aunque es un hecho que empiezan a construirse edificios de mampostería que exhiben mayor altura que la tradicionalmente contemplada por la práctica mexicana, el trabajo realizado por Valenzuela (2009) indica que esto debe hacerse con mucho cuidado, ya que el nivel de sobrerresistencia de estos sistemas tiende a reducirse de manera importante con su número de pisos. De hecho, es importante mencionar que las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTDCEM 2004) han sido calibradas para el caso de estructuras de poca altura, y no restan importancia a varios parámetros de diseño que son fundamentales para el correcto diseño de estructuras de mampostería de mediana y gran altura. Dentro de un contexto así, se vuelve importante estudiar de manera detallada las propiedades estructurales y

desempeño sísmico de varias estructuras altas de mampostería para establecer las acciones que deben tomarse para hacer posible su concepción, diseño y construcción, en zonas de media y baja sismicidad.

1.2. Antecedentes

En México y otros países se ha generado una cantidad importante de información experimental acerca del comportamiento de muros de mampostería confinada, con y sin refuerzo horizontal, cuando se les sujeta a cargas laterales reversibles. El conocimiento derivado de dichas pruebas ha permitido el planteamiento de expresiones de diseño para muros de mampostería con relaciones de aspecto entre uno y menores. Algunas investigaciones relevantes incluyen el programa experimental de largo plazo que en 1993 patrocinó el INFONAVIT para que en el laboratorio de estructuras grandes del CENAPRED se estudiara la respuesta global de estructuras de mampostería sujetas a carga lateral. La Tabla 1.1 resume las etapas del programa que, entre muchas otras cosas planteó un modelo hysterético que hace posible el modelado no lineal de edificios de mampostería de baja altura. La envolvente del modelo, ilustrada en la Figura 1.1, considera una forma tri-lineal que contempla los puntos de primer agrietamiento, resistencia máxima y deformación última; y es aplicable a muros de mampostería confinada construidos con base en piezas de arcilla y mortero (Alcocer *et al.* 2004). Además, se plantearon reglas para establecer la reducción de la rigidez lateral que exhibe el muro debido a la presencia de ciclos de carga y descarga.

Tabla 1.1 Resumen Ensayos Flores y Alcocer

FASE	VARIABLES DE ESTUDIO	ESPECÍMENES
1	Efecto del grado de acoplamiento a flexión.	W-W, WBW, WWW
2	Efecto de diferentes tipos de refuerzos horizontales	WBW-E, WBW-B
3	Ensayo de una estructura tridimensional de dos niveles de mampostería confinada	Modelo a base de muros del modelo WBW llamado 3D
4	Reparación de una estructura tridimensional de mampostería confinada	Modelo 3D reforzado llamado 3D-R
5	Muros aislados con diferentes cuantías de refuerzo horizontal	M-3/8-26, M-0-E6, M-5/32-E20, M-1/4-E6

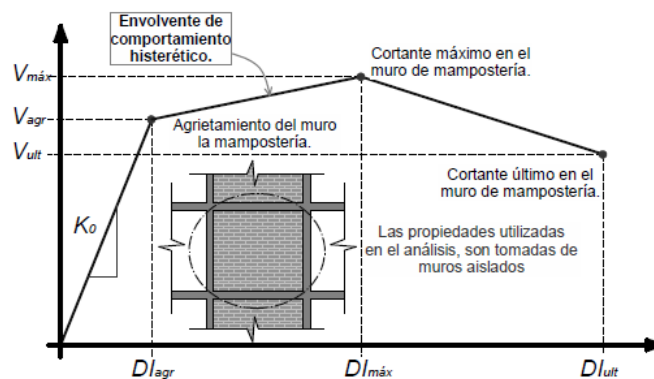


Figura 1.1 Modelo de Flores y Alcocer (Zuñiga y Terán-Gilmore 2008)

Algunas de las pruebas experimentales que han permitido entender la respuesta y desempeño sísmico de las estructuras de mampostería confinada ante cargas laterales fueron las contempladas en la serie de ensayos en mesa vibradora planteada por Alcocer *et al.* (2004). Dichos ensayos se llevaron a cabo en modelos con escala 2 a 1: A) El modelo (*M1*) de un nivel; y B) El modelo (*M3*) de tres niveles. La Figura 1.2 muestra la geometría del último. Los ensayos consideraron acelerogramas registrados en las zonas epicentrales de dos eventos sísmicos importantes. En particular, se contempló un movimiento registrado en Acapulco, Guerrero, durante el sismo del 25 de abril de 1989; y otro registrado en Manzanillo, Colima, el 10 de Octubre de 1995. Tanto para el modelo *M1* como para el modelo *M3*, el daño se concentró en el primer nivel y quedó dominado por deformaciones a corte.

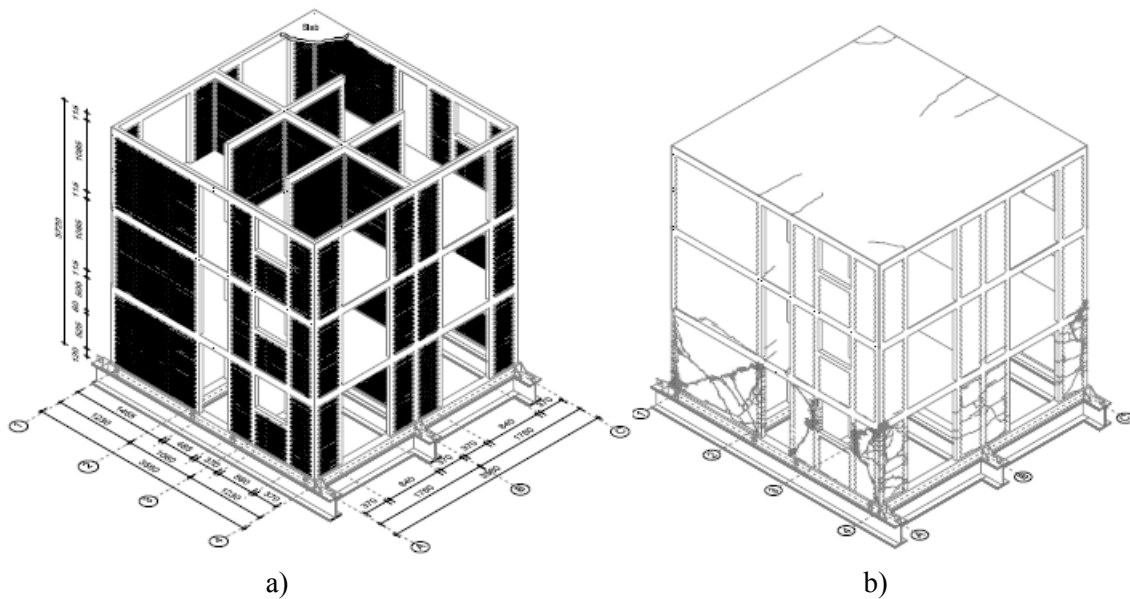


Figura 1.2 Espécimen ensayado en mesa vibratoria por Alcocer et al., a) Antes de la Prueba, b) Nivel de daño alcanzado

Zúñiga y Terán-Gilmore (2008) usaron el modelo de Flores y Alcocer para establecer una metodología de análisis capaz de evaluar el desempeño sísmico de un edificio de mampostería de baja altura, a través del planteamiento de un análisis estático no lineal dentro del contexto del método de los coeficientes. Para ello, adaptaron el método de la columna ancha para que las columnas contemplaran, conforme a lo mostrado en la Figura 1.3, un resorte no lineal capaz de modelar el daño a corte a través de la curva trilineal ilustrada en la Figura 1.1. Dado que se supone que el daño en el muro resultaba de su comportamiento a corte, el modelo modificado de la columna ancha mantiene constante su rigidez a flexión. En términos del uso del modelo modificado de la columna ancha, (Terán-Gilmore *et al.* 2009) definen los siguiente:

- El modelo de la columna ancha estima de manera muy precisa la rigidez lateral asociada al comportamiento elástico de los muros y edificios de mampostería confinada;
- La respuesta lateral de muros de mampostería con baja relación de aspecto tiende a estar gobernada por deformaciones a corte, particularmente conforme los muros experimentan daño y por tanto, un mayor nivel de comportamiento inelástico.
- El uso del modelo modificado de la columna ancha permitió estimar, con un nivel razonable de precisión, la respuesta global del espécimen *M3*. Aunque a nivel local se estimó un mayor

nivel daño que el observado durante las pruebas en mesa vibradora, dicha sobre-estimación resultó razonable.

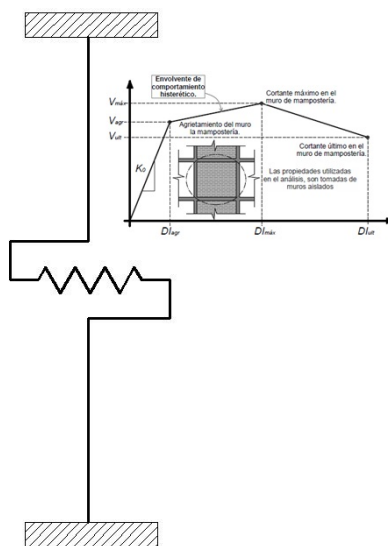


Figura 1.3 Resorte a corte en muros cuadrados robustos

Valenzuela (2009) observó que el modelo modificado de la columna ancha no llega a ser aplicable para el modelado no lineal de estructuras de mediana y gran altura de mampostería. En particular, comentó que el modelo pudiera no ser aplicable al caso de muros con mayor relación de aspecto, cuyo daño no necesariamente queda dominado por deformaciones de corte. Para establecer el nivel de sobrerresistencia lateral en edificios de mampostería de hasta de siete niveles, Valenzuela propuso una segunda modificación al modelo de la columna ancha. En particular, añadió un segundo resorte no lineal a flexión en el extremo inferior de los muros de mampostería, y contempló la interacción que podría darse entre el daño a flexión y corte en los dos resortes no lineales de cada muro. De esta manera, en el modelo de Valenzuela la falla de los muros deja de caracterizarse necesariamente por un mecanismo dominado por corte, y da la posibilidad para considerar fallas debidas a flexión o por una interacción flexión-corte.

Conforme se incrementa la relación de aspecto de los muros de mampostería, es posible observar que su daño empieza a quedar dominado por deformaciones no lineales a flexión. Hasta no mucho tiempo a consecuencia de las inspecciones realizadas después de un sismo, muchos de los esfuerzos en investigación y ensayos de muros de mampostería confinada se habían concentrado en el comportamiento a corte, ya que era la falla de mayor ocurrencia, esto se puede entender desde el punto de vista de la baja altura que presentan las construcciones actuales de mampostería confinada, todo estos hechos sugieren una limitada información en cuanto a la falla por flexión de muros de mampostería confinada. Debido a lo anterior, fue necesario estudiar los estudios experimentales que a nivel internacional han sentado las bases para el diseño de elementos esbeltos de mampostería. Al respecto, vale la pena mencionar el extenso programa experimental planteado por Priestley y Elder (1982) para estudiar el comportamiento de muros esbeltos de mampostería reforzada ante la acción de cargas laterales. Algunas de sus observaciones y conclusiones importantes son:

- A partir de los resultados obtenidos en ensayos realizados en pilas de mampostería sometidas a compresión es posible establecer la curva esfuerzo-deformación para mamposterías simples y confinadas con placas de acero (ver Figura 1.4). Dicha curva sigue la misma forma que las observadas para el caso del concreto simple y confinado.

- Es posible obtener un comportamiento dúctil y dominado por efectos de flexión para muros esbeltos de mampostería. Dentro de este contexto observaron que la capacidad última de deformación de los muros disminuye conforme se incrementa el valor de la carga axial, la cuantía de refuerzo vertical y el valor del esfuerzo de fluencia en el acero, por otro lado una disminución en la resistencia a compresión de la mampostería también reduce la capacidad última de deformación en el muro.
- Las herramientas desarrolladas hasta el momento para el modelado no lineal de las estructuras dúctiles de concreto reforzado, incluido el concepto de articulación plástica, puede utilizarse para el modelado no lineal de un muro esbelto de mampostería. Dentro de un contexto así, es posible utilizar la curva esfuerzo-deformación de la mampostería para obtener un diagrama momento-curvatura del muro y, a partir de este, establecer una curva de capacidad que permita estimar las propiedades estructurales a flexión para dicho muro.

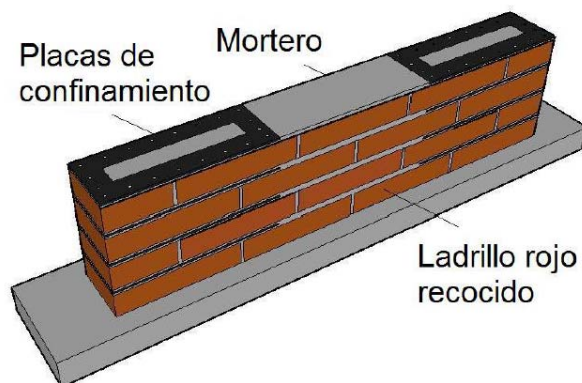


Figura 1.4 Muro de mampostería con placas de confinamiento en las juntas de mortero (Pérez-Leal 2011)

Otro programa experimental importante fue el planteado por Seible *et al.* (1994), quienes estudiaron la respuesta lateral de un modelo a escala real de un edificio de mampostería reforzada de cinco niveles. Es importante mencionar que el diseño fomentó una *respuesta dúctil* del edificio a partir de impedir la aparición de comportamientos no deseados (como podría ser el caso de la aparición de grietas por corte por tensión diagonal en los muros). De esta manera, se logró disipar de manera estable la energía sísmica a través de modos de respuesta dúctiles; y se hizo posible que el modelo exhibiera un desplazamiento máximo cercano a cuatro veces el de fluencia. Como parte de sus consideraciones de diseño, Seible *et al.* hicieron notar que los muros de mampostería suelen quedar fuertemente acoplados por dinteles (pretilos) y que, bajo estas circunstancias, tanto los muros como los dinteles tienden a exhibir un comportamiento no lineal inestable. Para evitar este tipo de inestabilidad, la construcción del modelo del edificio de cinco niveles consideró el uso de dinteles no estructurales con una holgura de 13 mm. Debido a esto, la respuesta lateral del edificio quedó dominada por la flexión de los muros, y se obtuvo, tanto a nivel local como global, un comportamiento dúctil. El *mecanismo plástico* que formó la estructura fue el buscado a través de las consideraciones del diseño, e involucró la articulación de las porciones del sistema de piso que acoplaban los muros y la base de los muros.

En Canadá, Shedid *et al.* (2008) estudiaron la respuesta de seis muros esbeltos de mampostería de concreto reforzado para investigar el efecto de la cantidad y distribución del acero vertical y el nivel de carga axial, en el comportamiento no lineal y capacidad de deformación última de los muros. Entre sus conclusiones, ofrecieron las siguientes:

- El comportamiento no lineal de los muros en voladizo se caracterizó por rotaciones concentradas en la base y un comportamiento de cuerpo rígido en la parte superior.
- Contrario a la percepción común de que los muros de mampostería no son dúctiles, las pruebas resultaron en una serie de muros esbeltos de mampostería reforzada que se dañaron a flexión con poca degradación de resistencia y aún de rigidez, a niveles altos de distorsión lateral.
- La resistencia a flexión de los muros puede establecerse de manera razonable a partir de la consideración de que sección plana antes de la deformación permanece plana después de la misma. Los modelos normativos subestiman de manera muy considerable dicha resistencia para el caso de muros sujetos a altos niveles de compresión axial.
- El desplazamiento por corte en muros esbeltos (con relación de aspecto de dos) que se dañan por flexión contribuye en promedio una cuarta parte del desplazamiento lateral total.

Más allá de las particularidades reportadas para los diferentes estudios experimentales mencionados con anterioridad, es importante mencionar que todos ilustran la posibilidad de conseguir un comportamiento dúctil para muros esbeltos de mampostería; y que el ciclo histerético de dichos muros logra mantener su estabilidad aún para deformaciones laterales importantes. Para lograr lo anterior, fue necesario proveerles una resistencia adecuada en términos de fuerza cortante, y un detallado que haga posible estabilizar la zona de compresión del muro.

1.3. Objetivos

El objetivo de esta tesis es estudiar la respuesta lateral de un edificio de mampostería de diez niveles cuando se la sujeta a la acción de un sismo intenso, y a partir de ello discutir la viabilidad de construir en zonas mexicanas de media y baja sismicidad, edificios altos de mampostería.

Para alcanzar su objetivo, la tesis plantea las siguientes metas:

- Estudiar los modos de comportamiento en los que incurren los muros de mampostería que ingresan a su rango no lineal de comportamiento.
- Establecer las particularidades de la respuesta lateral no lineal de muros esbeltos de mampostería.
- Establecer las consideraciones que deben hacerse para el modelo no lineal de muros esbeltos de mampostería.
- Diseñar conforme a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal un edificio de mampostería de diez niveles ubicado en la Zona de Transición.
- Afinar el sistema estructural del edificio para producir una respuesta dúctil ante cargas laterales.
- Estimar, a partir de una serie de análisis estáticos no lineales, las propiedades estructurales a nivel global para el edificio.
- Estimar, a partir de una serie de análisis dinámicos no lineales, el desempeño estructural del edificio cuando se le sujeta al sismo de diseño.

1.4. Alcances

El presente trabajo no propone una metodología para el diseño edificios altos de mampostería confinada en zonas sísmicas.

El modelo de análisis no lineal presentado en el *capítulo 5* se basa en el probable comportamiento de muros de mampostería confinada con relaciones de aspecto cercano a 2, dicho modelo tiene fundamento en las observaciones realizadas en muros de mampostería reforzada como los construidos en países como: Estados Unidos, Nueva Zelanda y Canadá.

El modelo de interacción flexión/corte, solo considera la falla a corte por deslizamiento, la falla por tensión diagonal no está considerada dentro del modelo.

La posible evaluación de la respuesta lateral de edificios altos de mampostería con el modelo de análisis no lineal propuesto en esta tesis, será posible siempre que: los muros que forman parte dicha estructura guarden una relación de aspecto cercana a 2 ó que la relación M/VL (claro de cortante) sea cercana a 2.

1.5. Organización de la Tesis

La tesis se organiza en seis capítulos conforme a lo siguiente:

- El *Capítulo 1* presenta las razones que motivan la tesis, e incluye una serie de referencias que dan idea de las herramientas y conceptos utilizados para alcanzar el objetivo de la tesis.
- El *Capítulo 2* aborda las características mecánicas de la mampostería. Para ello, se discuten las características de cada uno de los materiales que la componen, para luego plantear el comportamiento conjunto que resulta de la compleja interacción que se da entre estos materiales.
- El *Capítulo 3* describe el comportamiento de los muros de mampostería, identifica los tipos de comportamiento y falla cuando se les sujeta a carga lateral, e identifica los parámetros que resultan importantes para estimar su resistencia a flexocompresión y corte.
- El *Capítulo 4* plantea métodos para determinar las propiedades no lineales de los muros de mampostería, y hace énfasis en los parámetros que pueden manejarse para fomentar un comportamiento dúctil.
- El *Capítulo 5* introduce el edificio de diez pisos, y discute su diseño sísmico. Se plantean cambios al diseño original para fomentar un comportamiento global dúctil del edificio, y se establece un modelo de análisis no lineal. Se determinan las propiedades estructurales del edificio a través de una serie de análisis estáticos no lineales, y se establece su desempeño estructural mediante una serie de análisis dinámicos no lineales.
- Finalmente, el *Capítulo 6* ofrece una serie de reflexiones y conclusiones.

2. LA MAMPOSTERÍA COMO MATERIAL

2.1. Introducción

La mampostería resulta de combinar una serie de materiales que por separado tiene características mecánicas propias, y cuya compleja interacción da lugar a propiedades estructurales emergentes que resultan atractivas desde un punto de vista estructural. Si la mampostería se construye *in situ* bajo condiciones de control poco rigurosas, sus propiedades pueden llegar a variar de manera importante, de tal manera que las acciones discutidas en esta tesis para hacer posible el diseño y construcción de edificios altos de mampostería deben ser complementadas con medidas de control que resulten en mamposterías de alta resistencia con calidad adecuada y razonablemente uniforme.

2.2. Comportamiento de las Piezas y el Mortero

Dado que las piezas y el mortero son los materiales que se usan en mayor proporción en un edificio de mampostería, resulta importante comprender su comportamiento mecánico y discutir cómo es que dicho comportamiento influye en las características resistentes de un muro de mampostería.

2.2.1. Piezas

El comportamiento mecánico de las piezas de mampostería depende en gran medida del tipo de material del cual están constituidas. En México suelen usarse los siguientes tipos de piezas según el tipo de material y proceso usado durante su manufactura: A) Piezas de arcilla (barro) recocido de fabricación artesanal; B) Piezas de arcilla extruida; C) Piezas de concreto (arena-cemento); y D) Piezas de concreto vibro-compactados.

Una de las propiedades más importantes de una pieza es su resistencia a compresión, la cual se determina mediante el ensayo directo de la pieza entera o de una de sus mitades (Miranda y Tena 1999). El ensayo a compresión de la pieza sola y del mortero usado no establece su resistencia como parte de un elemento estructural de mampostería ya que hay una interacción entre piezas y mortero que, recomendablemente, debe ser determinado a través de pruebas de probeta de pequeñas dimensiones (muretes y pilas).

A finales de los años sesenta y durante la década de los setenta del Siglo XX, se realizaron en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (IINGEN) una serie de estudios para determinar la resistencia a compresión de las piezas más usadas en la industria de la construcción mexicana. El estudio, que contempló una cantidad importante de empresas dedicadas a la elaboración de piezas, determinó que las piezas de concreto tenían una resistencia a compresión promedio de 11.7 MPa; y las piezas de arcilla artesanal 6.6 MPa. Esto dentro de un escenario donde las piezas de concreto exhibieron coeficientes de variación más bajos que los correspondientes a las piezas de arcilla.

Aunque las (NTDCEM 2004) siguen utilizando los resultados obtenidos en el IINGEN hace más de cuarenta años, es importante considerar que la calidad de los materiales con que se fabrican las mamposterías mexicanas han llegado a cambiar a tal grado que resulta necesario plantear nuevos estudios que validen las propiedades de diseño utilizadas para las piezas construidas actualmente. Por ejemplo, en términos del desarrollo en México de piezas de alta resistencia, un ensayo llevado a cabo recientemente por *Industrial Bloquera Mexicana S.A de C.V* encontró una resistencia a compresión

simple promedio de 23.9 MPa (más del doble que la reportada en el estudio del IINGEN) para una muestra de piezas de concreto como las mostradas en la Figura 2.1.

Cabe señalar que en otros países como Estados Unidos o Japón, la calidad y resistencia de las piezas de concreto es más elevada que en México, y así lo pide sus respectivos reglamentos siendo estas piezas comparables con las piezas mostradas en la Figura 2.1



Figura 2.1 Ensayo a compresión axial de una pieza de concreto a) antes de aplicar la carga. b) modo de falla de la pieza, (*Industrial Bloquera Mexicana S.A DE C.V*)

2.2.2. Comportamiento del mortero

Las propiedades mecánicas del mortero que más influyen en el comportamiento de un muro de mampostería son su deformabilidad y adherencia. En este marco, la resistencia a compresión del mortero no tiene, dentro de un intervalo bastante amplio de valores, una influencia importante en el comportamiento estructural de la mampostería (Miranda y Tena 1999). Para establecer la resistencia a compresión del mortero, suele realizarse un ensayo de cubos de 5 cm de lado. Entre otras cosas, la resistencia a compresión del mortero es útil para establecer propiedades como lo son su adherencia y módulo de elasticidad. No deja de ser importante mencionar que las condiciones en las cuales se fabrica el mortero en obra hacen que sus propiedades puedan llegar a ser muy diferentes a las obtenidas en el laboratorio.

2.3. Comportamiento Mecánico de la Mampostería.

Para establecer esfuerzos admisibles en la mampostería, es necesario realizar pruebas de laboratorio capaces de establecer correlaciones (algunas veces con altos niveles de dispersión) entre el comportamiento de la mampostería en campo y los valores estimados en el laboratorio. Para determinar dichos esfuerzos existen dos pruebas básicas: A) La usada para determinar la resistencia a compresión y ; B) La que establece la resistencia a tensión diagonal. Estas pruebas se usan para establecer los dos valores que se utilizan directamente en el diseño de muros de mampostería: f_m^* y v_m^* , respectivamente.

2.3.1. Resistencia a compresión axial

Para determinar la resistencia máxima a compresión axial se lleva a cabo el ensayo de pilas con una altura de cuatro veces su espesor. Conforme se ilustra en la Figura 2.2, el comportamiento y los modos de falla de la mampostería ante cargas axiales dependen de la interacción que se da entre las piezas y el mortero. En particular, el material con mayor módulo de elasticidad (que suele ser el de las piezas) evita que el material de menor modulo tenga deformaciones perpendiculares a la línea de acción de la carga aplicada, lo que normalmente resulta en un estado de compresión tri-axial en el mortero, y en las piezas un estado de compresión paralelo a la dirección de la carga acompañado por tensión en el plano normal a la dirección de la carga. Las tensiones hacen que la resistencia a compresión de las piezas sea menor a la obtenida en ensayos de compresión simple. Este comportamiento peculiar de la mampostería ha sido denominado *efecto de junta*, y puede deducirse que los esfuerzos transversales inducidos en los dos materiales serán mayores cuanto mayor sea la diferencia entre los módulos de elasticidad respectivos y cuanto mayor sea el espesor de la junta (Meli y Reyes 1971).

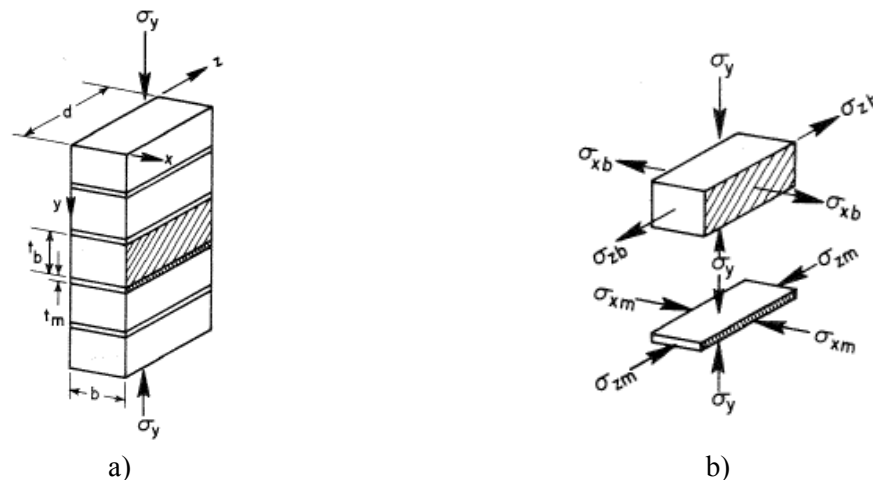


Figura 2.2 a) Pila de Mampostería Cargada Axialmente, b) Estado de esfuerzos resultantes en el mortero y la pieza

Los tipos de falla más comunes observados durante los ensayos a compresión de pilas de mampostería son: A) agrietamiento vertical, que se presenta cuando el módulo de elasticidad de la pieza es mayor al del mortero; y B) aplastamiento de la pieza, que se presenta cuando la pieza tiene un módulo de elasticidad bajo y, por tanto, logra aplastarse antes de que se presente la falla por agrietamiento vertical.

El aplastamiento del mortero generalmente no ocasiona la falla de una pila cuando los esfuerzos son puramente axiales, ya que queda retenido por la fricción que desarrollan las piezas y hace posible que el conjunto pueda soportar cargas mayores. Fallas derivadas del aplastamiento del mortero pueden darse cuando el mortero es muy pobre o en elementos esbeltos, donde el aplastamiento puede provocar problemas de inestabilidad.

2.3.2. Resistencia a tensión diagonal

Un muro puede verse sometido a tensión diagonal cuando se le sujeta a la acción de una carga lateral. Conforme a lo mostrado en la Figura 2.3, una deformación por corte en el muro produce un estado de esfuerzos de compresión a lo largo de una diagonal y, de manera simultánea, un estado de esfuerzos de

tensión a lo largo de la diagonal perpendicular. Dada la baja capacidad que tienen las piezas y el mortero para resistir la tensión, suele producirse una grieta diagonal alineada con la diagonal a compresión. En general, la grieta diagonal atraviesa las piezas, el mortero o ambas con una trayectoria prácticamente recta. En muros con relación de aspecto de uno, la grieta normalmente inicia en el centro del muro.

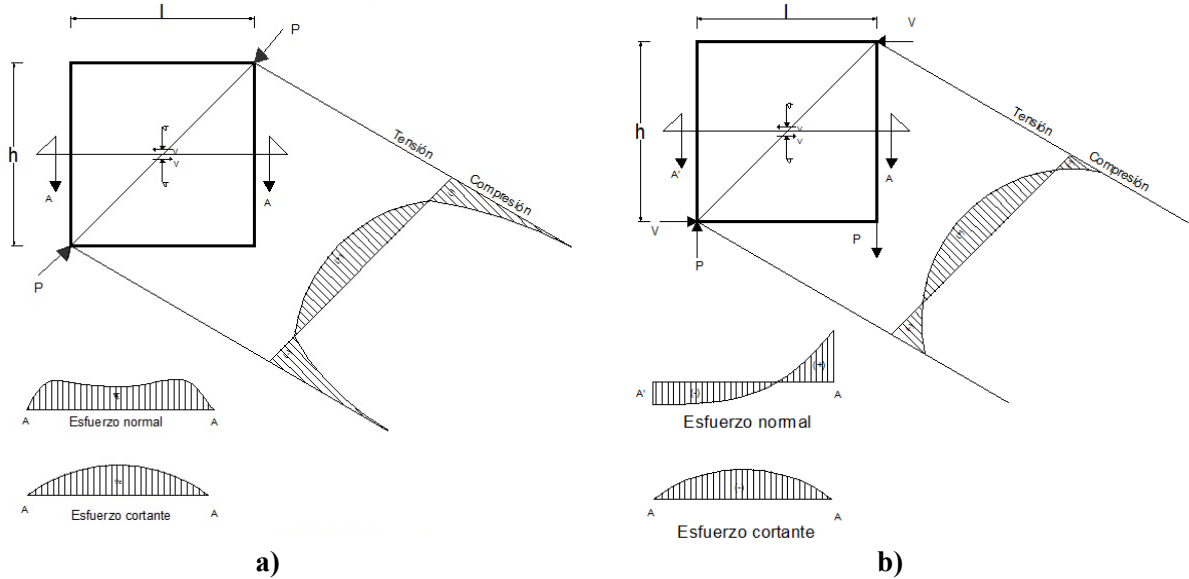


Figura 2.3 a) Distribución de esfuerzos de un elemento sujeto a tensión diagonal. b) distribución de esfuerzos de un elemento sujeto a fuerza cortante (Meli y Reyes 1971).

Teóricamente sería posible determinar la resistencia a tensión diagonal de la mampostería por medio de un análisis elástico, y la carga lateral que inicia el proceso de agrietamiento por tensión diagonal. Sin embargo, la diferencia de rigidez que existe entre las piezas y el mortero normalmente resulta en que el mortero sea más deformable que las piezas, lo que resulta que los esfuerzos de tensión que se presentan en el mortero en el centro del muro sean mayores hasta en más del 50 por ciento con respecto a los que se estiman para un material homogéneo (Meli y Reyes 1971). Si el tabique es más deformable que el mortero, los valores de los esfuerzos máximos de tensión no varían sensiblemente con respecto a lo que corresponde a un material homogéneo. Dentro de este contexto, se ha llegado a plantear que es importante que la relación de módulos de elasticidad entre las piezas y el mortero sea aproximadamente igual o menor que uno.

Cuando la falla de un elemento de mampostería se da por tensión diagonal, el esfuerzo cortante resistente puede estimarse como:

$$v_m^* = \sqrt{f_m^*} \quad (2.1)$$

Aunque en México la normativa no utiliza la relación establecida por la Ecuación 2.1, en varios reglamentos, como el neozelandés, el Canadiense y los utilizados en los Estados Unidos de América, los requerimientos de diseño suelen venir expresados en términos de dicha ecuación.

2.4. Capacidad de Deformación de la Mampostería.

La capacidad de deformación que exhibe la mampostería cuando se le sujeta a esfuerzos axiales o de tensión diagonal, puede estimarse a partir de estudios experimentales. Al respecto, normalmente se establecen curvas que son capaces de representar el comportamiento esfuerzo-deformación de la mampostería cuando se le sujeta a compresión axial, tanto en lo que se refiere a su comportamiento elástico como a su comportamiento no lineal. En lo que se refiere a la capacidad de deformación de la mampostería cuando trabaja a tensión diagonal, esta se ve modificada de manera importante por la presencia de elementos confinantes como dadas y castillos, y de refuerzo transversal en el muro. Debido a esto, la capacidad de deformación lateral de la mampostería suele establecerse a nivel elemento, y no a nivel material.

2.4.1. Curva esfuerzo-deformación axial

Es posible obtener el diagrama esfuerzo deformación de la mampostería a partir de pruebas de compresión simple de pilas de mampostería. Por ejemplo, Meli (1971) determinó a partir de este tipo de pruebas, que la curva esfuerzo deformación de la mampostería sigue una trayectoria prácticamente lineal hasta alcanzar su esfuerzo máximo a compresión.

Conforme a lo mostrado en la Figura 2.4, la velocidad de aplicación de la carga afecta la forma de la curva esfuerzo-deformación axial. De lo observado en pruebas experimentales puede decirse que para una alta velocidad de aplicación de la carga, representativa de lo que sucedería en un evento sísmico, la mampostería desarrollaría una mayor resistencia que la que alcanzaría durante una prueba con baja velocidad. Es interesante mencionar que la capacidad de deformación de la mampostería sería similar para ambos casos.

Otro aspecto que es importante considerar es que en el intervalo de comportamiento elástico de la pila, las juntas de mortero tienen poca influencia en el módulo de elasticidad de la mampostería, de tal manera que en general puede decirse que el módulo de elasticidad de la mampostería depende de aquel de las piezas (Miranda y Tena 1999).

2.4.2. Estimación de la curva esfuerzo deformación de la mampostería a partir de valores índice

Para hacer posible la evaluación de la resistencia última de edificios altos de mampostería y de su desempeño durante un sismo intenso, es necesario establecer las características de la curva completa esfuerzo-deformación axial de la mampostería más allá del rango elástico de comportamiento (Priestley y Elder 1983).

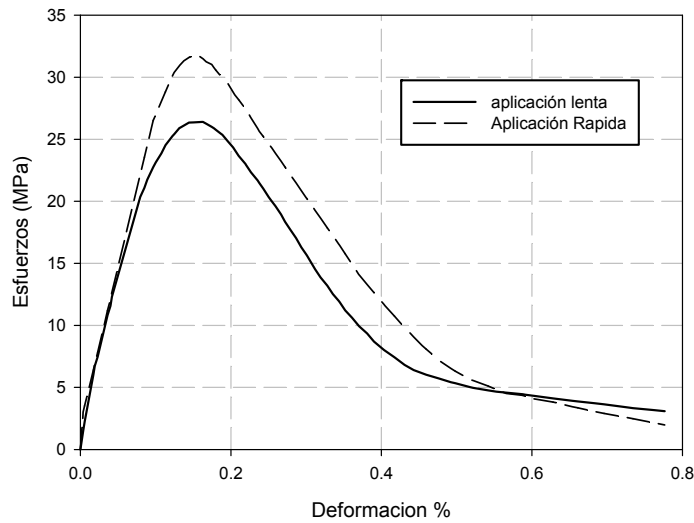


Figura 2.4 Influencia de la velocidad de aplicación de la carga en la curva esfuerzo deformación de la mampostería (Priestley y Elder 1983)

A partir de una extensa serie de ensayos en pilas, Priestley y Elder (1983) establecieron, con base en un modelo propuesto por Park y Kent para concreto, expresiones para establecer la curva esfuerzo-deformación axial para mampostería simple de alta resistencia, así como para la misma mampostería confinada con placas de acero. Posteriormente, Ewing y Kowalsky (2004) validarían el uso de este modelo para establecer la curva correspondiente a mampostería con piezas de arcilla de alta resistencia. En resumen, la curva esfuerzo-deformación axial de una mampostería sujeta a compresión puede establecerse a partir de tres ramas: A) una ascendente que se modela a partir de una función parabólica; B) una descendente lineal que inicia una vez que se alcanza el esfuerzo máximo a compresión; y C) una horizontal que inicia cuando el esfuerzo a compresión se reduce hasta alcanzar un valor igual al 20 por ciento del esfuerzo máximo. La Figura 2.5 muestra curvas esfuerzo-deformación para mamposterías de alta resistencia ensayadas en Nueva Zelanda y Canadá.

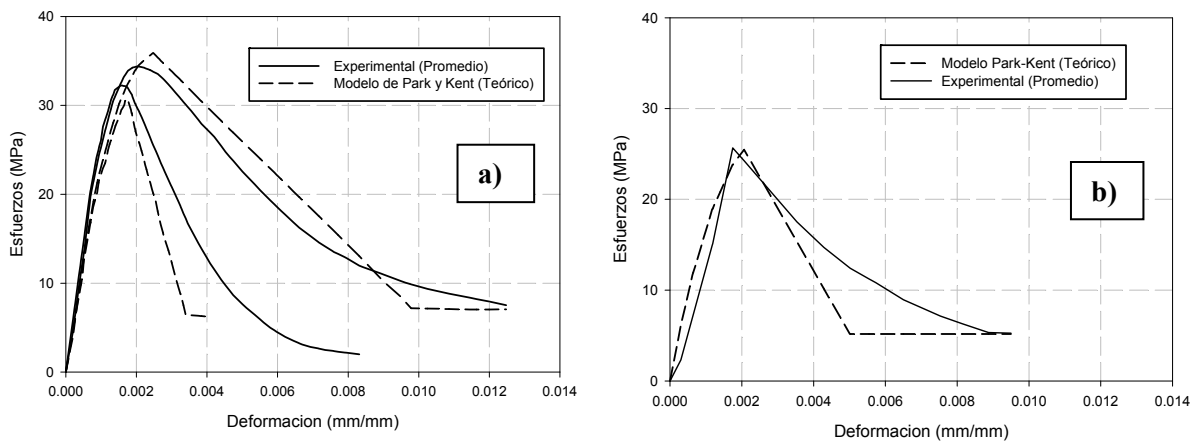


Figura 2.5 Modelo esfuerzo deformación a) (Priestley y Elder 1983) b) (Ewing y Kowalsky 2004)

En términos de curvas esfuerzo-deformación para mamposterías mexicanas, (Castillo *et al.* 2009) establecieron modelos analíticos que contemplan las tres etapas planteadas por Priestley y Elder para mamposterías fabricadas con: A) ladrillo de barro rojo recocido; B) tabicón; y C) tabique extruido vertical de dos huecos.

La Figura 2.6 muestra que el comportamiento de la mampostería de alta resistencia fabricada en México por *Industrial Bloquera Mexicana S.A. de C.V.* tiene un comportamiento similar al descrito por Priestley *et al.* y Castillo *et al.* (2009). hasta el punto de resistencia máxima, de tal manera que es posible decir, a pesar de no contar con la curva completa esfuerzo-deformación de mamposterías mexicanas de alta resistencia, que su comportamiento en el rango no lineal debe ser similar a los ilustrados en la Figura 2.6

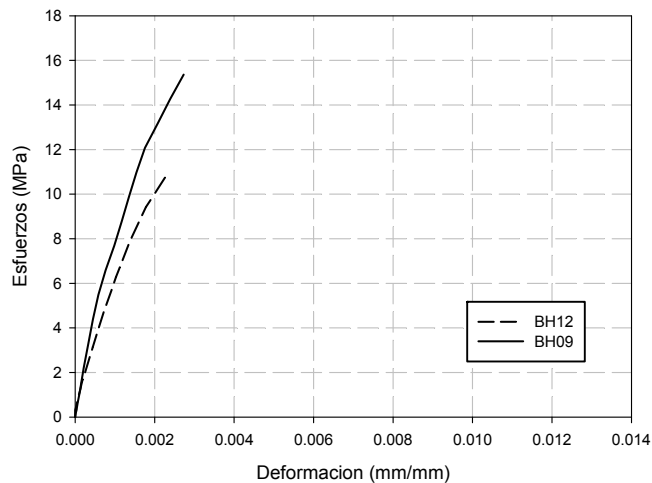


Figura 2.6 Curva esfuerzo deformación mampostería de piezas de concreto (datos proporcionados por *Industrial Bloquera Mexicana S.A DE C.V.*)

2.5. Capacidad de Deformación del Acero y el Concreto

El trabajo conjunto a flexión de un muro de mampostería implica el desarrollo de esfuerzos axiales de compresión y tensión en los castillos que delimitan el muro. Dentro de este contexto, es importante establecer curvas esfuerzo-deformación axial para el concreto en compresión y el acero en tensión.

2.5.1. Propiedades del acero de refuerzo

Entre otras cosas, el acero longitudinal en los extremos de un muro de mampostería debe ser capaz de desarrollar deformaciones y esfuerzos a tensión para proveerle al muro una capacidad resistente a momento. En términos de estimar la capacidad resistente máxima y la deformación última del muro cuando trabaja a flexión, es necesario establecer la curva esfuerzo-deformación para el acero cuando este trabaja a tensión.

Aunque en ocasiones se recurre a modelar el comportamiento del acero a través de un modelo elasto-plástico-perfecto, lo mejor es establecer la curva esfuerzo deformación a partir de los resultados obtenidos en ensayos de varillas de acero cargadas monótonamente a tensión. Dentro de este contexto, es usual encontrar curvas con tres ramas, como la mostrada en la Figura 2.7, para modelar el

comportamiento del acero: A) una zona elástica cuya pendiente define el módulo de elasticidad del acero E_s ; B) una zona de fluencia y; C) la zona de endurecimiento por deformación que se extiende hasta la fractura de la varilla.

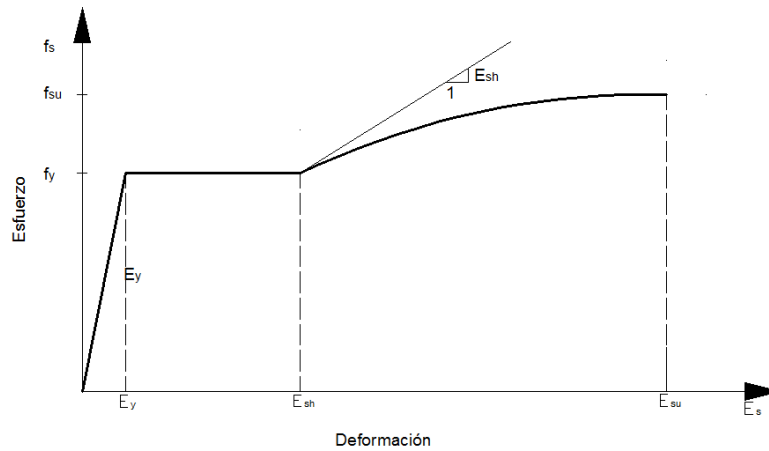


Figura 2.7. Modelo esfuerzo deformación del Acero

A partir de un amplio estudio experimental, Rodríguez y Botero (1995) establecieron para barras de refuerzo mexicanas los valores resumidos en la Tabla 2.1 para los parámetros de la curva esfuerzo-deformación ilustrada en la Figura 2.7. Es importante mencionar que los valores nominales sugeridos por los fabricantes suelen quedar por debajo de los que se obtienen experimentalmente.

Tabla 2.1. Modelo esfuerzo-deformación del acero de (Rodríguez y Botero 1995)

	Estadística de diámetro pequeño (1/2") y menores				P
	f_y (kg/cm ²)	ϵ_{sh}	f_{su} (kg/cm ²)	ϵ_{su}	
Media de la muestra	4609	0.006	7436	0.1420	3.362
Desviación estándar	376	0.0069	297	0.0252	0.4496
Coefficiente de Variación	0.0820	1.1370	0.0400	0.1770	0.1340
Percentil 5%	3880	0.0000	6860	0.0931	2.491
Percentil 95%	5338	0.0193	8012	0.1909	4.233

2.5.2. Propiedades del concreto.

En muros de mampostería confinada, el concreto se encuentra presente en los elementos confinantes (dadas y castillos), y en términos de la capacidad resistente a flexión, estabiliza el puntal de compresión. Dado que la naturaleza de un castillo es muy similar a la de una columna de concreto reforzado, es posible establecer la curva esfuerzo-deformación a compresión para el concreto del castillo a partir de modelos propuestos para elementos de concreto reforzado. En particular, existen varios modelos para concreto simple y confinado propuestos a partir de los resultados experimentales obtenidos en varios programas de investigación, entre los que se encuentran los de Mander, Hognestad, Chan, Baker, Roy y Sozen.

En este trabajo se utilizará el modelo de Park y Kent (1971), quienes plantearon un modelo de tres ramas para describir la curva esfuerzo-deformación para un concreto en compresión y confinado por estribos: A) rama parabólica ascendente que llega hasta el esfuerzo máximo a compresión; B) rama lineal descendente que empieza en el punto de esfuerzo máximo y termina cuando el esfuerzo se reduce hasta el 20% del esfuerzo máximo a compresión; y C) una zona de esfuerzo residual constante.

Vale la pena mencionar que el modelo de Park y Kent es capaz de reflejar la influencia positiva que tiene la cantidad de estribos en la capacidad de deformación última del concreto.

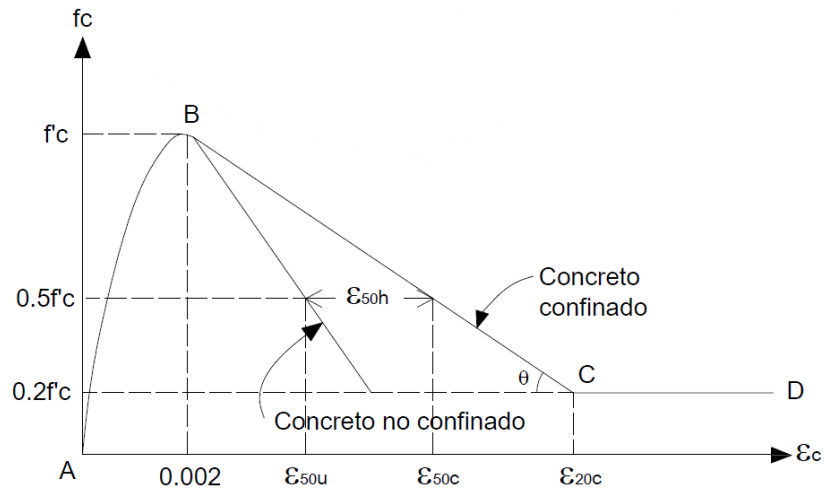


Figura 2.8 Curva esfuerzo deformación axial del concreto propuesta por Park y Kent

3. CAPACIDAD RESISTENTE DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

3.1. Introducción

Cuando un muro alcanza su capacidad de agrietamiento, se desarrollan patrones de grietas y daño que están fuertemente relacionados con los elementos mecánicos actuantes. Dependiendo del tipo de mecanismo que desarrolle el muro, este podrá exhibir un comportamiento frágil e inestable que resulte en bajos niveles de deformación inelástica. En ocasiones, es posible retrasar el comportamiento no dúctil e incrementar sustancialmente la capacidad de deformación del muro y su estabilidad en presencia de cargas cíclicas. En términos de muros esbeltos de mampostería, es muy importante estudiar cómo lograr que su comportamiento quede dominado por efectos de flexión, y qué tipo de detallado hay que proveerles para que den lugar a un edificio de mampostería que exhiba una comportamiento global dúctil y que pueda resistir vibraciones sísmicas de manera estable.

3.2. Modos de Comportamiento en Muros de Mampostería

Los resultados experimentales sugieren que en lo esencial los muros de mampostería sujetos a carga lateral desarrollan tres tipos de comportamiento y daño: A) Flexión; B) Corte; y C) Flexión/corte

El tipo de comportamiento que desarrolla el muro depende en gran medida de lo siguiente: A) Relación de aspecto; B) Condición de carga y apoyo; y C) Cuantías de acero vertical y horizontal contenidos en el panel de mampostería y sus elementos confinantes.

3.2.1. Flexión

El daño a flexión debido a cargas laterales en el plano del muro se caracteriza por un patrón de grietas horizontales que desarrolla el mortero ubicado en la parte de tensión del muro. Conforme a lo mostrado en la Figura 3.1, cuando no existe una adherencia adecuada el panel de mampostería puede llegar a separarse de los castillos. El daño a flexión suele quedar caracterizado por la fluencia del acero vertical del muro, y por el aplastamiento de la mampostería en el extremo del muro ubicado en la zona de compresión. En ocasiones, el aplastamiento puede darse en el castillo, y esto suele venir acompañado por el pandeo de su acero longitudinal. La falla del muro suele quedar definida cuando se presenta un agrietamiento horizontal excesivo o el aplastamiento del concreto en los castillos, o cuando finalmente aparecen grietas importantes a corte en el panel del muro ((Meli *et al.* 2011)

En general, se busca que un muro esbelto de mampostería desarrolle un comportamiento dominado por flexión, ya que complementado con el uso de un buen detallado este comportamiento da lugar a una respuesta dúctil capaz de disipar una cantidad importante de la energía que el sismo introduce en la estructura.



Figura 3.1 Falla a flexión de la mampostería confinada (Meli, Brzev *et al.* 2011)

3.2.2. Corte

La falla por corte suele presentarse en muros robustos de mampostería sujetos a cargas laterales. En particular y conforme a lo mostrado en la Figura 3.2, la tensión diagonal inducida en el muro por las cargas laterales resulta en la formación de grietas diagonales que cruzan piezas de mampostería y las juntas de mortero. En general, una falla por efectos de corte se denota como “*falla a tensión diagonal*”

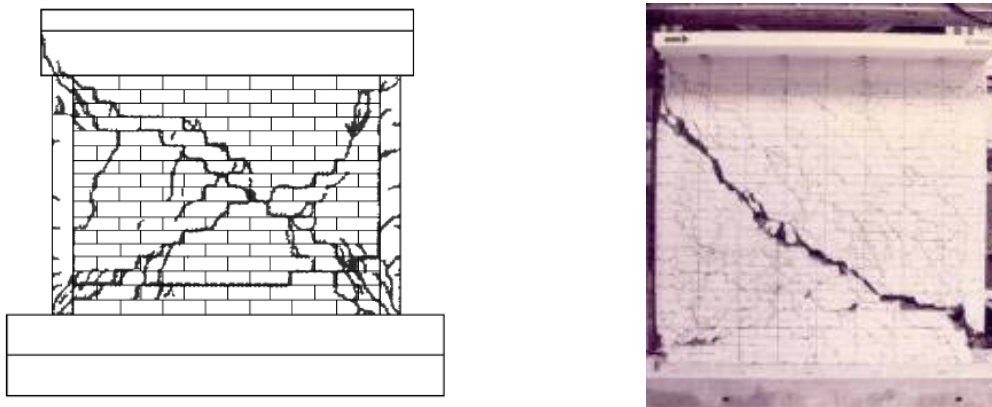


Figura 3.2 Falla por tensión diagonal (Meli, Brzev *et al.* 2011)

En un principio, el panel de mampostería resiste los efectos de la carga lateral mientras que los castillos permanecen en un estado pasivo. Sin embargo, conforme se incrementa el desplazamiento lateral del muro, se amplía la grieta diagonal hasta que alcanza e invade el concreto ubicado en la parte inferior de uno de los castillos, y el ubicado en la parte superior del otro castillo. Una vez que la grieta diagonal invade los castillos, el complejo estado de esfuerzos a compresión, tensión y corte en los castillos resulta en un daño excesivo al concreto que produce, conforme a lo ilustrado en la Figura 3.3, la falla del muro.

En ocasiones la falla del muro a corte no se da por tensión diagonal, sino por deslizamiento con respecto a la base. Esta falla suele observarse en muros en que bajos niveles de carga gravitacional se combinan con cargas laterales de consideración; y se caracteriza por la formación de grandes grietas horizontales en la base del muro. El deslizamiento ocurre cuando la fuerza cortante actuante excede la fuerza de fricción que el muro es capaz de desarrollar en la base. En ocasiones, es posible retrasar la ocurrencia de este tipo de falla a través de cruzar acero vertical en la interfase que desarrolla la fricción, de tal manera que sea posible para el muro alcanzar su capacidad resistente máxima a flexión.

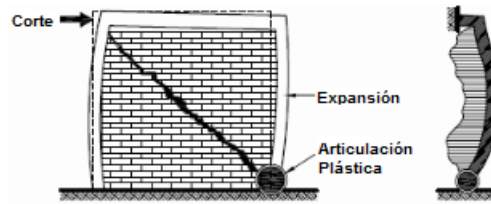


Figura 3.3 Aplastamiento del castillo sujeto a compresión (Brzev 2007)

Ensayos llevados a cabo por Pérez Gavilán *et al* (2012) de muros fallando a corte con un amplio rango de relaciones de aspecto, mostró que los muros con relación de aspecto mayor o igual a la unidad presentan un patrón de agrietamiento en forma de “X” con algunas grietas verticales paralelas a los castillos y con algunas grietas en el castillo en dirección horizontal. Por otro lado los muros con una relación de aspecto menor a la unidad, muestran una grieta discontinua a lo largo de la diagonal que se forma entre la esquina superior e inferior del muro, con grietas horizontales en los castillos. (Ver Figura 3.4)

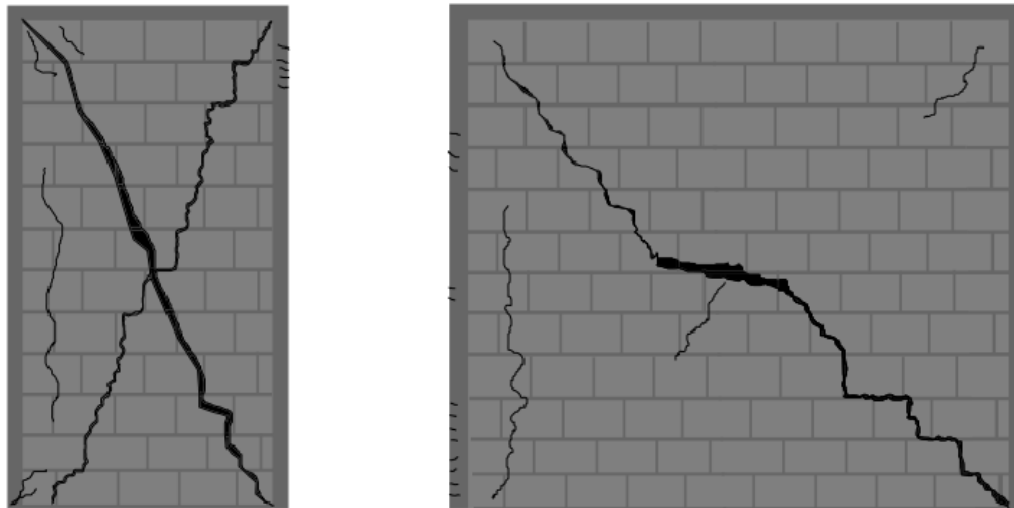


Figura 3.4 Patrón de grietas en función de la relación de aspecto

3.2.3 Flexión-corte

Las etapas iniciales de comportamiento de un muro que presenta este tipo de interacción se ven caracterizadas por la formación de grietas horizontales en las juntas de mortero. Conforme se ilustra en la Figura 3.5, un incremento en la deformación lateral del muro resulta en el inicio de la fluencia del acero vertical a flexión, el aplastamiento de las piezas ubicadas en la zona de compresión, y la formación de grietas diagonales en el panel de mampostería. Este comportamiento, observado en pruebas experimentales como las realizadas por (Shing *et al.* 1989) e (Hidalgo *et al.* 1978), termina resultando en un comportamiento relativamente dúctil.

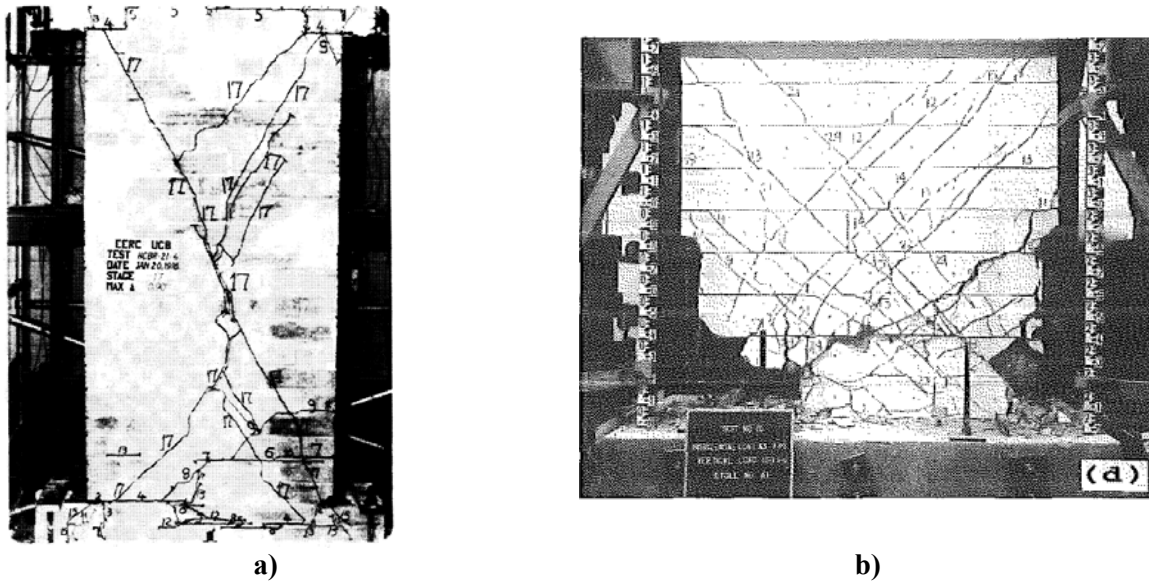


Figura 3.5 Falla a flexión-corte a) (Hidalgo, Mayes *et al.* 1978) y b) (Shing, Noland *et al.* 1989)

3.3. Resistencia a Flexión y Flexocompresión de Muros de Mampostería

En términos de la situación deseable para el trabajo de un muro ante cargas laterales, es importante que su comportamiento esté dominado por efectos de flexión. Dentro de este contexto, se vuelve muy importante establecer de manera razonable su capacidad resistente a flexión y flexocompresión, y tomar las medidas para estabilizar esta capacidad en el rango no lineal de comportamiento.

La resistencia a flexión que tiene un muro de mampostería se da a partir de la formación de un par de fuerzas. Mientras que una de ellas se da en lo esencial a partir de los esfuerzos de compresión que desarrollan la mampostería y el castillo en uno de los extremos del muro, la otra se da a partir de los esfuerzos de tensión que desarrolla el refuerzo longitudinal ubicado en el otro extremo. Conforme a lo mostrado en la Figura 3.6, las (NTDCEM 2004) establecen las siguientes hipótesis para la determinación de la resistencia a flexión de un muro de mampostería:

- a) La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- b) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- c) Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero de refuerzo únicamente.
- d) Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.
- e) La sección falla cuando se alcanza en la mampostería una deformación unitaria máxima de 0.003.
- f) A menos que ensayos en pilas permitan obtener una mejor determinación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

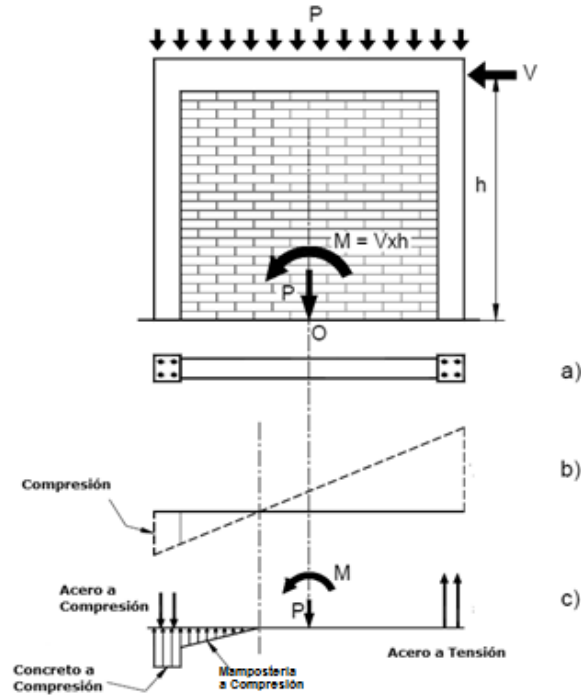


Figura 3.6. a) Sección del muro. b) diagrama de deformaciones en el muro. c) Fuerzas producidas en el muro (Meli, Brzev *et al.* 2011)

Las NTDCM proponen un método optativo para obtener la resistencia a flexocompresión de muros de mampostería con barras longitudinales colocadas simétricamente en sus castillos extremos, sean estos exteriores o interiores:

$$\begin{aligned} & \text{Si} \\ & M_R = F_R M_o + 0.3 P_u d \end{aligned} \quad (3.1)$$

$$0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3}$$

$$\begin{aligned} & \text{Si} \\ & M_R = (1.5 F_R M_o + 0.15 P_R d) \left[1 - \frac{P_u}{P_R} \right] \end{aligned} \quad (3.2)$$

$$P_u > \frac{P_R}{3}$$

Dónde:

$M_o = A_s f_y d'$ es la resistencia a flexión pura del muro.

A_s el área total del acero de refuerzo longitudinal colocado en cada uno de los castillos extremos del muro.

d' la distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro.

d la distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima.

P_u la carga axial de diseño a compresión.

F_R se toma igual a 0.8 si $P_u \leq P_R/3$ e igual a 0.6 en caso contrario.

La Figura 3.7 muestra el diagrama de interacción obtenido a partir de usar las Ecuaciones 3.1 y 3.2.

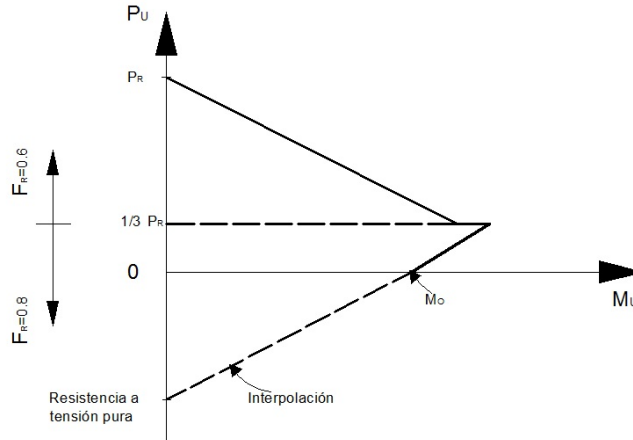


Figura 3.7. Diagrama de interacción momento-carga axial método optativo (NTDCEM 2004)

Aunque la aproximación mostrada en la Figura 3.7 resulta razonable para estimar la capacidad a flexión de un muro sujeto a flexión pura, las Ecuaciones 3.1 y 3.2 resultan cada vez más conservadoras conforme se incrementa el nivel de carga axial a compresión en el muro. La Figura 3.8 muestra el nivel de conservadurismo asociado al uso del método optativo de las NTDCEM. Vale la pena mencionar que en un contexto donde el muro debe fallar a corte, el uso del método optativo de resultados del lado de la seguridad. Sin embargo, dentro de un contexto donde se fomenta un daño a flexión para hacer posible la respuesta dúctil del edificio de mampostería, la subestimación considerable de la capacidad a flexión del muro puede resultar en fallas no dúctiles que resultarían, al final de cuentas, en un comportamiento no deseado.

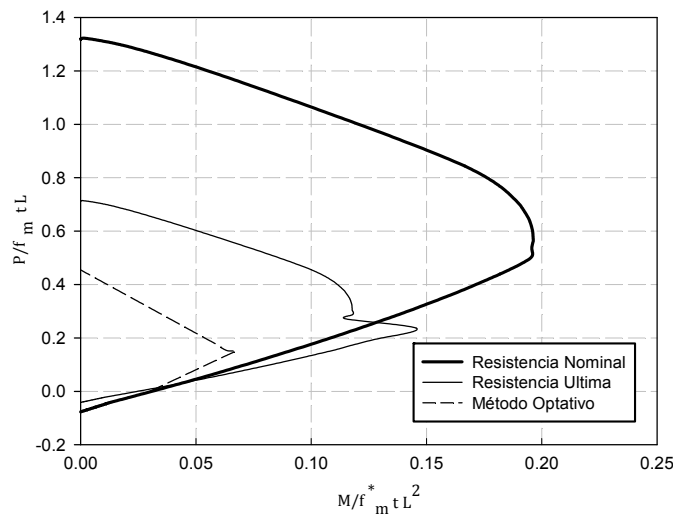


Figura 3.8 Diagrama de interacción calculado con diferentes métodos

3.3.1. Efecto de junta en la resistencia a flexión

Cuando en el muro existen demandas a flexión o flexocompresión, se genera un estado de deformaciones como el que se observa en la Figura 3.6b. Diversas pruebas experimentales han mostrado que un exceso en el nivel de deformaciones unitarias de compresión en el extremo de un muro de mampostería no confinada pueden provocar inestabilidad debido al *efecto de junta*. Bajo estas circunstancias, la resistencia del muro se ve disminuida con respecto a la resistencia teórica que el muro debiera alcanzar. Priestley y Elder (1982) ensayaron muros de mampostería reforzada (no confinada) con placas de acero entre las juntas de mortero ubicadas en la zona extrema a compresión del muro, y observaron una notable mejora en su comportamiento ante cargas laterales debido a que evitaron una falla prematura debido al *efecto de junta*.

Aunque en muros de mampostería confinada la inestabilidad prematura debido al *efecto de junta* no se ha manifestado de manera sistemática en los ensayos realizados, es posible que este mecanismo pueda darse en presencia de deformaciones unitarias a compresión excesivas en el extremo del muro. Para mitigar el efecto de junta, en Colombia se ha propuesto que se iguale el módulo de elasticidad del mortero y de las piezas, de tal manera que la mampostería se comporte lo más homogéneamente posible. Es importante notar, tal como se observa en la Figura 3.6b, que en el caso de mampostería confinada, las máximas deformaciones en un muro se desarrollan en los castillos extremos. En este escenario, un dimensionamiento y detallado adecuado de los castillos en el muro se traduce en una mayor capacidad de deformación del concreto confinado (ver Figura 2.8) por lo que el muro será capaz de desarrollar de manera estable los niveles de deformación unitaria a los que será demandado, retrasando o desapareciendo el efecto de junta del muro ante carga lateral, finalmente, dicho muro será capaz de incrementar su nivel de deformación a niveles de curvatura y rotación.

3.4. Resistencia a Corte de Muros de Mampostería

En términos de producir un comportamiento dúctil de un muro esbelto de mampostería, es relevante estimar de manera razonable su capacidad resistente a corte, de tal manera que dicha capacidad sea mayor en términos relativos que su capacidad a flexión.

Desde los años setenta del Siglo XX se han llevado a cabo ensayos de muros de mampostería para obtener expresiones empíricas que sean capaces de determinar de manera razonable su capacidad resistente a corte. Los estudios más recientes coinciden en señalar que la resistencia a corte de un muro de mampostería (V_n) queda aportada por: A) la resistencia a corte del panel de mampostería (V_m); B) la contribución de la carga axial (V_p); y C) el acero horizontal en el muro (V_s):

$$V_n = V_m + V_p + V_s \quad (3.3)$$

Aunque existen otros factores como el acero vertical y la relación de aspecto, estos suelen ser tomados en cuenta por la Ecuación 3.3 a través de una de las tres componentes bajo consideración.

Aunque en México se cuenta con una ecuación capaz de predecir de manera muy razonable la resistencia a corte de muros de mampostería confinada cuando se presenta el primer agrietamiento por tensión diagonal, es importante mencionar que dicha expresión aplica a muros con relación de aspecto menor o igual que la unidad, y cuya mampostería no exhiba alta resistencia tanto a compresión axial como a tensión diagonal. Conforme a lo discutido en mayor detalle más adelante, la construcción del edificio de diez pisos bajo consideración en esta tesis requiere del uso de muros esbeltos fabricados con mampostería de alta resistencia. Bajo estas circunstancias, fue necesario buscar a nivel internacional

una expresión que permitiera una evaluación razonable de la resistencia a corte de este tipo de muros. Al respecto, se encontró la propuesta hecha por (Voon y Ingham 2007) a partir de una amplia revisión de información experimental desarrollada en varios países:

$$V_R = 0.8k(C_a + C_b)A_n\sqrt{f_m^*} + 0.9N^* \tan \alpha + A_h f_{yh} \frac{D_{eff}}{S_h} \leq 0.45\sqrt{f_m^*} \quad (3.4)$$

Dónde:

k = es estimada en función de la demanda de ductilidad en el muro conforme a lo mostrado en la Figura 3.9, toma en cuenta el efecto del daño a flexión en la resistencia a corte del muro;

$$C_a = 0.022 \rho_v f_{yv}$$

$$C_b = 0.083 [4 - 1.75 M/VL],$$

ρ_v = cuantía de acero vertical,

f_{yv} = fluencia del acero vertical, respectivamente,

M/VL la relación de aspecto (claro de cortante ó altura efectiva),

A_n = Es el área neta de la sección transversal del muro,

f_m^* = La resistencia a compresión del muro,

N^* = la carga axial factorizada,

α = El ángulo que se forma entre los puntos donde se supone aplicada y resistida la carga de compresión del muro (ver Figura 3.11),

A_h = El área de una barra del refuerzo horizontal,

f_{yh} = La fluencia del acero de refuerzo horizontal,

D_{eff} = La longitud del muro menos la distancia comprendida entre el extremo del muro y la barra de acero vertical más próxima a dicho extremo y menos la longitud de desarrollo del refuerzo horizontal,

s_h = la separación del refuerzo horizontal.

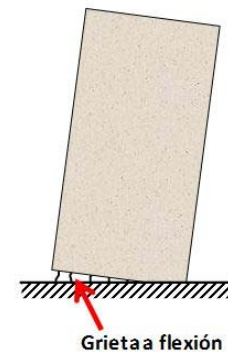
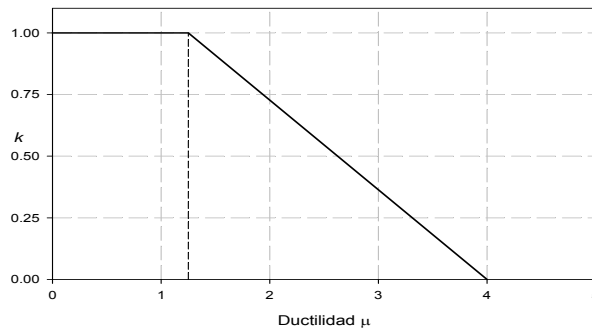


Figura 3.9 Efecto de daño a flexión en la resistencia a corte de un muro de mampostería

Es importante destacar dos aspectos con respecto a la Ecuación 3.4: Dicha ecuación estima el cortante máximo alcanzado por el muro debido al deslizamiento, esto difiere con la expresión propuesta por la normativa mexicana que estima el cortante cuando ocurre el primer agrietamiento debido a la tensión diagonal en el muro. El factor k pudiera no ser aplicable en el caso de mampostería confinada, debido a que en un gran número de los ensayos realizados a muros de mampostería confinada, no presentan un patrón de grietas como el que se observa en la Figura 3.9, sin embargo, el concepto de daño debido al desarrollo de rotación plástica y su consecuente disminución en su capacidad resistente ha sido utilizado en reglamentos como el japonés (AIJ 1994) para el cálculo de la resistencia a cortante de vigas.

3.4.1. Influencia de la relación de aspecto en la resistencia corte de muros de mampostería

Al variar su relación de aspecto, la distribución de esfuerzos en un muro tiende a cambiar y, por ende, su capacidad resistente a corte. Al respecto, Voon e Ingham. (2006) realizaron un estudio que contempló 3 muros de mampostería de bloques de concreto con relaciones de aspecto de entre 2.0, 1 y 0.6. Observaron que la resistencia a corte de la mampostería aumenta conforme se reduce su relación de aspecto.

Alvares y Alcocer (1994) recopilaron los resultados de los estudios llevados a cabo por (Meli 1979), (Torrealva y Macciotta 1986), y (Diez *et al.* 1988) para observar la influencia de la relación de aspecto en el intervalo de 1 a 2, en la resistencia de los muros de mampostería. A partir de esto propusieron la siguiente expresión:

$$\frac{V}{V_o} = 1.35 - 0.35 \left(\frac{H}{L} \right) \quad (3.5)$$

Dónde:

V_o = es la fuerza cortante resistente de un muro cuadrado de mampostería

V = la fuerza que corresponde a un muro fabricado con el mismo tipo de mampostería pero con diferente relación de aspecto.

Otra propuesta es la hecha por San Bartolomé (1990):

$$\frac{V}{V_o} = \frac{1}{\left(\frac{H}{L} \right)} \quad (3.6)$$

Para

$$\left(\frac{H}{L} \right) > 1$$

El NEHRP (1997) propone el siguiente factor para estimar la resistencia que aporta la mampostería en un muro donde existe momento flexionante y fuerza cortante. :

$$\left[4.0 - 1.75 \frac{M}{VL} \right] \quad (3.7)$$

Aunque este mismo reglamento limita la resistencia nominal V_n del muro conforme a lo siguiente:

$$V_n = \begin{cases} 0.5 A_n \sqrt{f'_m} & \text{para } M / VL \leq 0.25 \\ 0.33 A_n \sqrt{f'_m} & \text{para } M / VL \geq 1.0 \end{cases}$$

la evidencia experimental sugiere que los muros de mampostería confinada, independientemente de su relación de aspecto, son capaces de desarrollar resistencias a corte de por lo menos $0.5 \sqrt{f'_m}$ (San Bartolomé 1990).

Recientemente Pérez Gavilán *et al.* (2012) han propuesto un factor que permite estimar la resistencia al agrietamiento de muros de mampostería confinada con diferentes relaciones de aspecto. La diferencia de esta nueva propuesta con las existentes en otros reglamentos es que el factor de corrección aplica también a la componente debida a carga axial:

$$f = \frac{5\left(3 + 2\left(\frac{H}{L}\right)^2\right)}{9 + 16\left(\frac{H}{L}\right)^2} \quad (3.8)$$

La Ecuación 3.8 es aplicable cuando G_m/E_m resulta igual a 0.2. Por simplicidad, se propuso una aproximación lineal para el factor f y se limitó la relación de aspecto del muro a un rango que va desde 0.2 hasta 1.0:

$$f = 5 \quad \frac{H_e}{L} < 0.2 \quad (3.9)$$

$$f = 9 - 9\left(\frac{H_e}{L}\right) \quad 0.2 > \frac{H_e}{L} \geq 1 \quad (3.10)$$

$$f = 1 \quad \frac{H_e}{L} > 1 \quad (3.11)$$

El cortante nominal de muros con relaciones de aspecto que esten dentro del rango bajo consideración se planteó como:

$$V_n = (0.5v^*A + 0.3P)f < (1.5v^*A)f \quad (3.12)$$

La Figura 3.10 muestra el cociente entre la fuerza cortante de agrietamiento (V) estimada experimentalmente para los muros de mampostería estudiados por Pérez-Gavilán, Alcocer *et al.*, y la fuerza cortante estimada para los muros conforme a las NTDCEM (V_n). No deja de ser importante hacer notar que el cociente V/V_n tiende a mantenerse constante para relaciones de aspecto mayores que uno. Al respecto, (Pérez-Gavilán, Alcocer *et al.* 2012) observan que el cortante resistente en muros esbeltos no disminuye en términos relativos con un incremento en su relación de aspecto, comentan que otros investigadores han observado la misma tendencia, y explican que esto se debe al mayor confinamiento provisto por los castillos y dalas en los muros más esbeltos (los castillos se acercan en términos relativos conforme se incrementa la esbeltez del muro). Más allá de su capacidad resistente, se ha observado que cuando se incrementa la relación de aspecto, el muro es capaz de alcanzar mayores deformaciones laterales con menores tasas de degradación de rigidez (Astroza y Schmidt 2004; Voon y Ingham 2006).

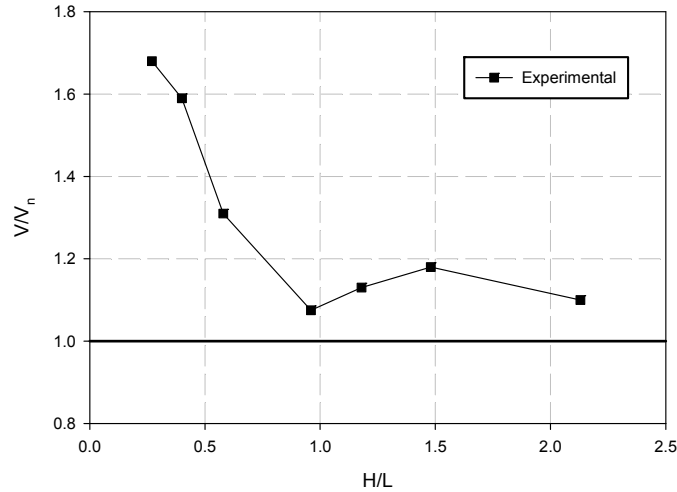


Figura 3.10 Fuerza cortante al agrietamiento experimental, (Pérez-Gavilan, Alcocer *et al.* 2012)

3.4.2. Influencia de la carga axial en la resistencia a corte de muros de mampostería

La evidencia experimental recopilada a nivel internacional indica con claridad que un incremento en la carga axial en el muro aumenta su capacidad para resistir esfuerzos cortantes. Es importante considerar dentro de este contexto que el efecto de la carga axial tiene un límite, ya que un incremento excesivo de la misma puede resultar en la falla por aplastamiento de la mampostería o inestabilidad del muro fuera de su plano. Para delimitar el efecto que tiene la carga axial en la resistencia a corte, las NTDCM proponen que la carga axial aumenta la resistencia a corte siempre que:

$$\sigma \leq 3.33v_m^* \quad (3.13)$$

Vale la pena mencionar que el esfuerzo bajo consideración en la Ecuación 3.13 es congruente con el considerado a nivel internacional por varios códigos de diseño sísmico.

La propuesta de Voon e Ingham. limita la contribución de la carga axial a la resistencia al corte de los muros de mampostería conforme a lo siguiente:

$$N^* \leq 0.1f_m^*A_n \quad (3.14)$$

Al respecto y conforme a lo ilustrado en la Figura 3.11, Voon e Ingham (2007). explican que el incremento en la resistencia a corte del muro como resultado de la compresión axial resulta de un puntal diagonal a compresión, dicho puntal debe formar un ángulo con el eje del muro y debe ser transmitido a partir de la zona de compresión debido a la flexión en el muro, como resultado, la componente horizontal del puntal, debe ser capaz de resistir la fuerza cortante aplicada. Este método implica que la resistencia a corte de un muro cargado axialmente con relación de aspecto de uno será mayor que para un muro con una relación de aspecto mayor que uno, además el modelo propuesto en la Figura 3.11 implica que mientras la carga axial crece y en consecuencia la profundidad de la zona en compresión “a” crece también, el incremento en la resistencia a corte resulta de menor importancia

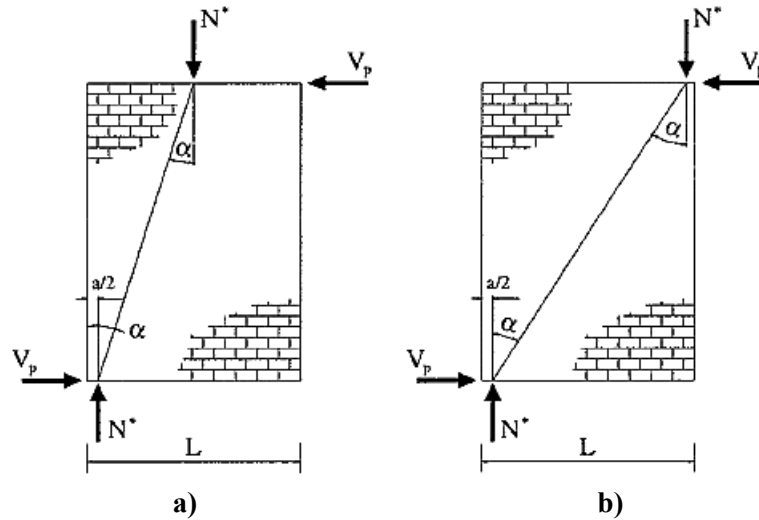
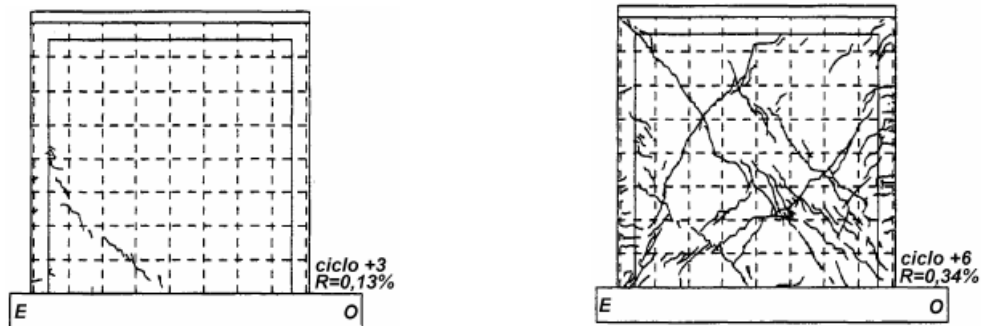


Figura 3.11 Contribución de la carga axial a la resistencia a corte de la mampostería a) Curvatura simple b) Curvatura doble (Voon y Ingham 2007)

3.4.3. Influencia del acero horizontal en la resistencia a corte

En el momento que un muro de mampostería desarrolla su primera grieta de tensión diagonal, el daño empieza a propagarse rápidamente a través del panel de mampostería y, como consecuencia, el muro exhibe una pérdida considerable de rigidez lateral. Una forma de controlar el deterioro de las propiedades estructurales del muro e incrementar su resistencia a corte consiste en colocar acero horizontal en las juntas de mortero que mantienen unidas las piezas. Una vez que el muro empieza a agrietarse, dicho acero evita que se propague la grieta al desarrollar esfuerzos de tensión en dirección perpendicular a la grieta. Este comportamiento puede concluirse a partir de comparar las Figuras 3.11 y 3.12, lo anterior permite una mejor distribución de grietas a lo largo y ancho del panel de mampostería, lo que evita una degradación súbita de las propiedades estructurales del muro.

Los requerimientos de diseño de las NTDCM proponen el uso de un factor de eficiencia para el acero horizontal. Lo anterior con base en los estudios llevados a cabo por Aguilar y Alcocer (2001), quienes observaron que ni las deformaciones ni los esfuerzos son uniformes a lo largo de los alambres o varillas del refuerzo horizontal del muro, ni de una varilla o alambre a otra.



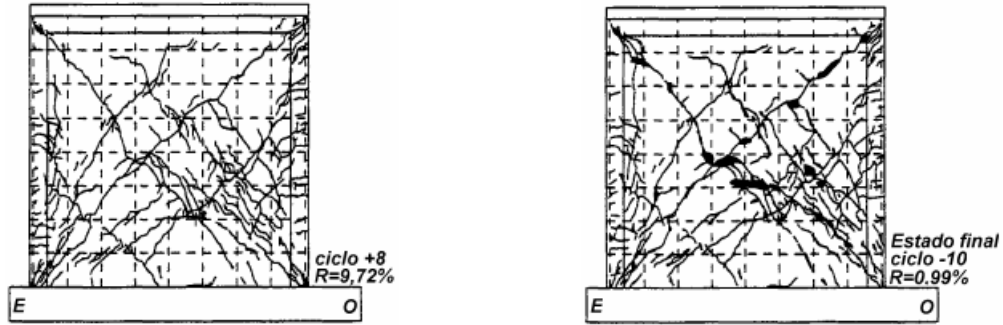


Figura 3.12. Evolución del daño, muro sin refuerzo horizontal Muro M2, (Aguilar y Alcocer 2001)

Las NTDCM ofrecen la siguiente ecuación para determinar la contribución del acero horizontal a la resistencia a corte de un muro de mampostería:

$$V_s = \eta p_h f_{yh} A_T \quad (3.15)$$

donde η es un factor de eficiencia cuyo valor puede determinarse conforme a lo mostrado en la Figura 3.14, y p_h la cuantía de refuerzo horizontal.

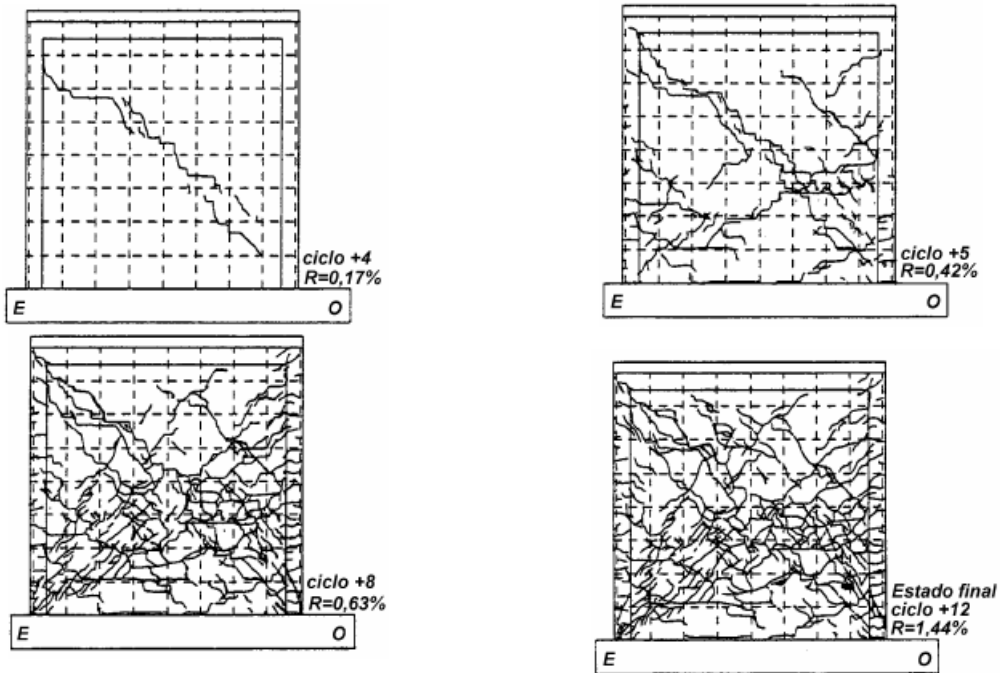


Figura 3.13 Evolución del daño, muro con refuerzo horizontal muro M3 $\rho_{lf_{yh}}=0.42Mpa$ Tomado de (Aguilar y Alcocer 2001)

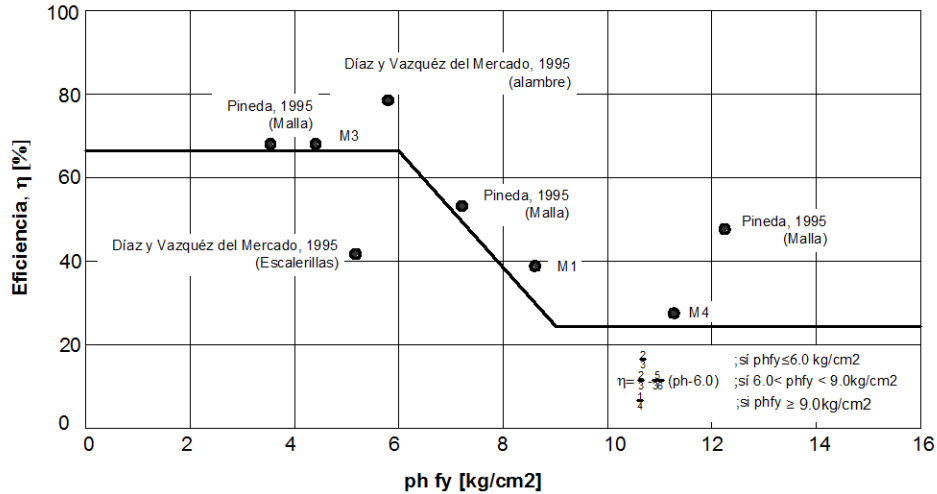


Figura 3.14 Influencia del acero horizontal η asociada a la resistencia, de muros de mampostería ensayados en el CENAPRED Aguilar (2001)

Voon e Ingham (2007) comentan que la eficiencia del acero horizontal observada en muros de mampostería corresponde a aproximadamente la mitad de la observada en elementos de concreto reforzado, y observan que dicha eficiencia depende de manera muy importante del anclaje que se provea para el acero horizontal. Con base en la observación de que la eficiencia del acero horizontal depende de los esfuerzos que pueden desarrollarse en la zona cercana a la de anclaje, proponen conforme a lo mostrado en la Figura 3.15, que dicha eficiencia se evalúe a partir de la definición de una “zona muerta” donde el acero horizontal en cada extremo del muro no sea capaz de desarrollar un esfuerzo mayor que $0.5f_y$. Finalmente la contribución del acero horizontal en la resistencia a corte queda definida a partir del tercer sumando de la Ecuación 3.4

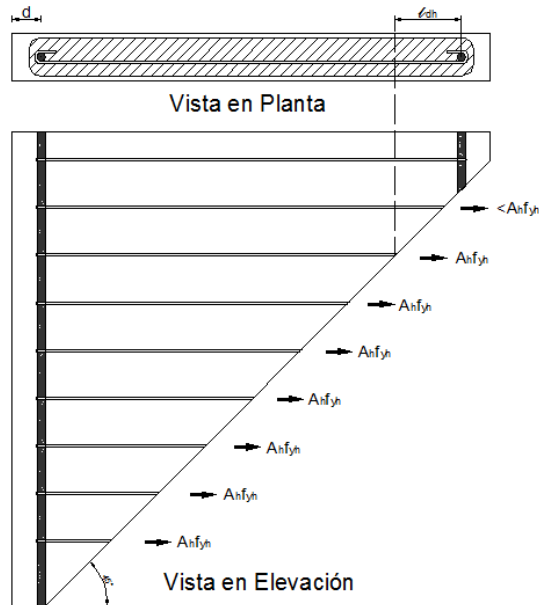


Figura 3.15 Reducción de la eficiencia del refuerzo horizontal en muros de mampostería (Voon y Ingham 2007)

En la Figura 3.15 se puede deducir que si el muro incrementa su relación de aspecto (se vuelve más corto) la zona de fluencia del acero horizontal disminuye en comparación con un muro de relación de aspecto menor (debido a que la longitud l_{dh} depende del esfuerzo de fluencia del acero horizontal), por lo que se puede decir que cuando el muro aumenta su relación de aspecto (se hace más largo) la contribución del acero horizontal en resistencia al corte es mayor.

3.5. Efecto del acoplamiento en el comportamiento de los muros de mampostería

Conforme a lo mostrado en la Figura 3.16, las estructuras de mampostería pueden visualizarse como un sistema de marcos donde los muros cumplen la función de columnas y los pretilos o bajo ventanas el papel de vigas. Mientras que los muros están sometidos a los efectos de la carga axial gravitacional y las fuerzas laterales producto del sismo, la fuerza cortante que desarrollan los pretilos que acoplan el comportamiento lateral de los muros inducen cargas axiales extras en los muros. Dentro de un contexto así, el grado de acoplamiento provisto por los pretilos a los muros define el balance de fuerza axial y momento flexionante que reciben y, por tanto, su comportamiento ante la acción de la excitación sísmica.

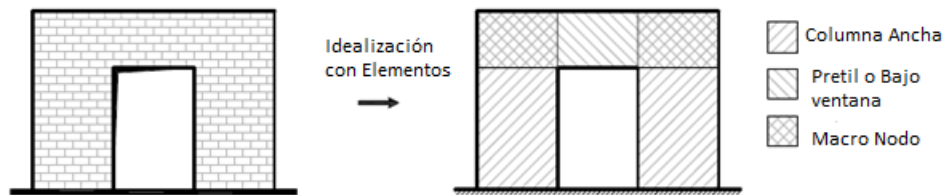


Figura 3.16 Idealización de muros de mampostería

3.5.1. Acoplamiento débil.

Tradicionalmente, las construcciones de mampostería consisten en muros que delimitan grandes aberturas que corresponden a las ventanas y puertas del edificio. En el caso de que el acoplamiento de los muros quede proporcionado por el sistema de piso, se habla de un acoplamiento débil caracterizado por una muy ligera restricción del giro en los extremos de los muros. Bajo estas circunstancias, el diagrama de momentos en el muro asume, conforme a lo mostrado en la Figura 3.17, una forma triangular en altura que se maximiza en la base. Puede entonces decirse que los muros de mampostería se comportan como grandes vigas verticales en voladizo.

3.5.2. Acoplamiento fuerte

En el caso de estructuras cuyos pretilos o elementos de acoplamiento exhiben elevadas rigidez y resistencia a flexión, se presenta una restricción importante al giro en los extremos de los muros, lo que les induce a deformarse en doble curvatura. Las cargas axiales extras que resultan en los muros extremos por este efecto puede resultar en que el edificio quede sujeto a esfuerzos excesivos a compresión, lo que a su vez puede resultar en una reducción importante en su capacidad de deformación última, por otro lado dicha reducción en los esfuerzos axiales puede reducir la capacidad resistente a corte de los muros extremos. Conforme muestra la Figura 3.18, el diagrama de momentos en altura de muros de mampostería fuertemente acoplados se asemeja mucho al correspondiente a una columna de un marco rígido.

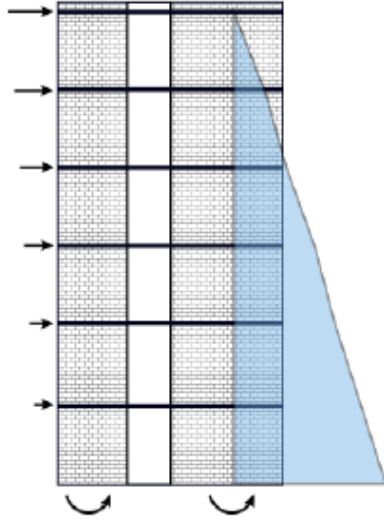


Figura 3.17 Muro sin restricción al giro, en voladizo (Pérez-Gavilan, Alcocer *et al.* 2012)

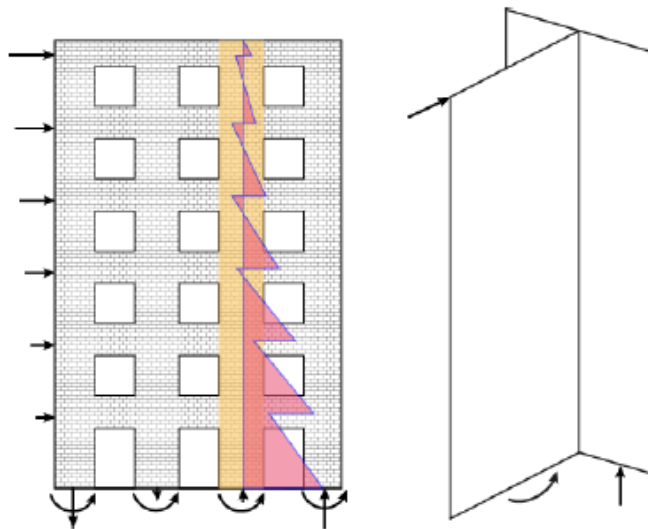


Figura 3.18 Segmento de muro entre nivel que tiene restricción al giro (Pérez-Gavilan y Manzano 2012)

4. COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

4.1. Introducción

Ha sido práctica común permitir que las estructuras desarrollen deformaciones no lineales de consideración durante sismos de alta intensidad como una manera de reducir el costo inicial de un sistema estructural. Por tanto, el planteamiento de un modelo de análisis de un edificio de mampostería no solo debe considerar la estimación de la resistencia de los muros conforme a lo discutido en el Capítulo 3, sino un entendimiento profundo del comportamiento no lineal que desarrollan cuando se les sujeta a deformaciones laterales.

La construcción de un modelo que estime de manera razonable el comportamiento global de una estructura depende en gran medida de la comprensión que se tenga de cada una de las variables que afectan dicho comportamiento. En particular, se requiere establecer un modelo capaz de representar adecuadamente el comportamiento a nivel local de cada uno de los muros que componen la estructura.

En el campo de la ingeniería estructural, se tienen dos fuentes básicas de información que permiten calibrar los modelos de análisis no lineal: A) La observación de estructuras que han sido dañadas por las diferentes solicitaciones a las que han sido sometidas; y B) Las pruebas de laboratorio a escalas natural o reducida de estructuras o partes de ellas.

Dentro de un contexto como el planteado por los párrafos anteriores, es muy importante reunir la información disponible a nivel internacional en términos del comportamiento de muros esbeltos (los cuales predominarán en una estructura de gran altura de mampostería confinada) mampostería para poder plantear un modelo razonable para el análisis no lineal del edificio de diez pisos bajo consideración en esta tesis.

4.2. Comportamiento No Lineal de Muros de Mampostería

Para estudiar el comportamiento no lineal que desarrollan los elementos estructurales, se han planteado tres diferentes tipos de pruebas: A) Monótonas; B) Cuasi-estáticas; y C) Dinámicas (mesa vibradora). La mayoría de los ensayos experimentales realizados hasta el momento en muros de mampostería han considerado el uso de pruebas de naturaleza cuasi-estática. Aunque en dichas pruebas la secuencia de fuerzas y desplazamientos laterales aplicados al espécimen simulan de manera razonable la acción de un movimiento del terreno, dicha aplicación se hace en intervalos amplios de tiempo. Por lo general y tal como lo ilustra la Figura 4.1, las cargas son aplicadas puntualmente por medio de actuadores que se anclan a una estructura de reacción, y que se controlan mediante dispositivos manuales o automáticos

Una de las ventajas de las pruebas cuasi-estáticas es que se tiene un adecuado control sobre la medición de los resultados y la aplicación de las cargas laterales. Una desventaja es que la distribución de las cargas laterales no puede modelarse adecuadamente conforme se degrada la rigidez de la mampostería (Zúñiga 2005). Ya que cuando el muro se encuentra sin daño alguno, la distribución de cargas que el sismo le impone al muro será muy similar a su modo fundamental de vibrar, es decir, en forma de triángulo invertido, sin embargo, una vez que el muro comienza a dañarse es muy probable que la distribución de carga en el muro cambie debido a la influencia de los modos superiores en la respuesta dinámica del muro.

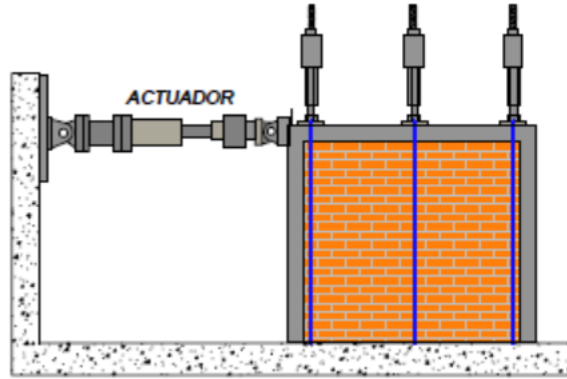


Figura 4.1 Dispositivo de pruebas para cargas monótonas y cuasiestáticas (Zúñiga 2005)

Las pruebas experimentales permiten obtener información que hace posible el planteamiento de modelos no lineales para representar el comportamiento de muros sujetos a la acción de cargas laterales. Entre otras cosas, se requiere lo siguiente: A) naturaleza de las curvas de histéresis; B) capacidad de deformación y disipación de energía; y C) características de la degradación de resistencia y de rigidez que sufre el elemento estructural.

Las curvas de histéresis describen en un diagrama fuerza contra deformación el comportamiento del elemento estructural cuando se le sujeta a carga lateral cíclica reversible. La capacidad de deformación suele establecerse a partir de la ductilidad última, que constituye una medida de la capacidad que tiene el elemento estructural de deformarse más allá de su rango elástico de comportamiento. Es común plantear que si una estructura es capaz de alcanzar altos niveles de ductilidad, será posible disminuir las fuerzas sísmicas de diseño con respecto a las requeridas para mantenerla elástica. En el caso de los muros de mampostería puede llegar a ser difícil definir un punto de fluencia. Al respecto, en caso de que el comportamiento sea a flexión, suele considerarse que la fluencia del muro se da cuando se alcanza la fluencia del acero de refuerzo vertical en su extremo a tensión. Cuando el comportamiento queda dominado por corte, la fluencia del muro suele plantearse para la deformación en que aparece la primera grieta a tensión diagonal.

Al igual que el resto de las estructuras, los edificios de mampostería tienden a disipar cantidades importantes de energía a través de distintos mecanismos: A) agrietamiento; B) fricción generada a lo largo de las grietas, C) deslizamientos relativos de los bloques del panel de mampostería; y D) fluencia del acero de refuerzo. Varios investigadores han planteado el uso de un amortiguamiento histerético equivalente, ξ_{eq} , para cuantificar la capacidad de disipación de energía de los muros de mampostería. La Figura 4.2 ilustra la manera en que se establece el nivel de amortiguamiento equivalente (Chopra 2007).

La rigidez de ciclo es un concepto que permite establecer el nivel de degradación (o deterioro) de la rigidez lateral de un muro de mampostería. Dentro de este tenor, la rigidez de ciclo se define como la pendiente de la línea secante que une al origen (aunque se puede dar el caso que no parta del origen) de la curva fuerza contra desplazamiento con los puntos de corte máximo y distorsión máxima correspondientes a cada ciclo de carga. Una medida utilizada comúnmente para cuantificar la degradación de rigidez, consiste en normalizar la rigidez de ciclo con la rigidez elástica inicial de la mampostería. A través de dicha normalización, es posible graficar los valores de la rigidez degradada en función de la distorsión en cada ciclo de carga (Zúñiga 2005). La degradación de resistencia se define en función de la disminución que exhibe la resistencia del muro para cada nuevo ciclo de carga de la curva de histéresis.

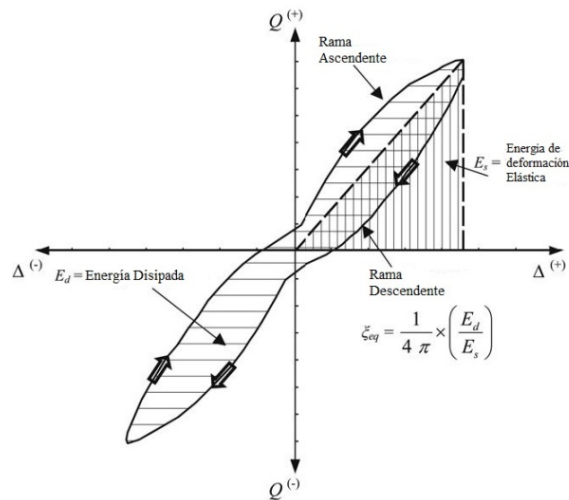


Figura 4.2 Cálculo de la energía de ciclo, y la energía elástica (Shedid, El-Dakhakhni *et al.* 2008)

En el resto de este capítulo se presentará información obtenida del ensayo experimental de muros de mampostería, tanto confinada como reforzada interiormente, que permite entender el efecto de variables como el nivel de esfuerzo axial, la cantidad de acero de refuerzo y la relación de aspecto, en su comportamiento no lineal.

4.2.1 Comportamiento no lineal de muros de mampostería a flexión

Conforme a lo discutido en la Sección 3.2, los muros de mampostería pueden llegar a desarrollar diversos modos de comportamiento y, dentro de este contexto, el modo a flexión resulta el más deseable en términos de sismoresistencia ya que es el mecanismo que es capaz de alcanzar grandes niveles de deformación inelástica sin perder su capacidad de carga y además es capaz de disipar una gran cantidad de energía. A pesar de lo anterior, existe poca información acerca del ensayo de muros de mampostería que desarrollan daño predominantemente a flexión.

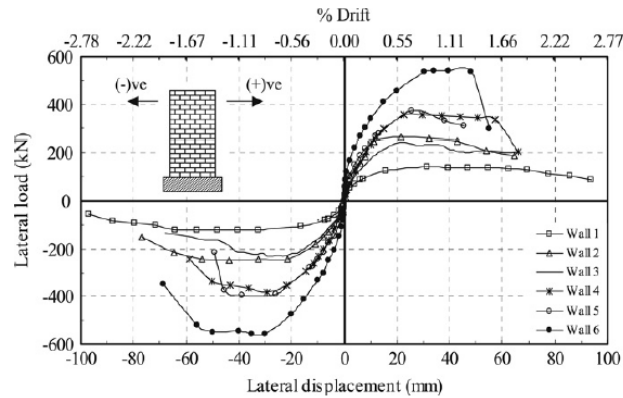
(Shing, Noland *et al.* 1989) realizaron un estudio que consideró dieciséis muros de mampostería reforzada con relación de aspecto igual a la unidad. Observaron que fue posible diseñar algunos de los muros para que tuvieran un comportamiento caracterizado por daño a flexión, y que los muros que fallaron a flexión desarrollaron mayor capacidad de deformación que aquellos que fallaron a corte. Los muros que exhibieron una fuerte interacción flexión/corte exhibieron una capacidad de deformación intermedia.

De especial interés resulta el estudio llevado a cabo por Shedid *et al.* (2009) en seis muros de mampostería con relación de aspecto de dos. Consideraron diversas cantidades de acero tanto vertical como horizontal, y distintos niveles de carga axial. La Figura 4.3 muestra la curva de capacidad obtenida a partir de la envolvente de los ciclos histeréticos de los diferentes muros ensayados. Mientras que los muros 5 y 6 bajo consideración en la figura estuvieron sujetos a un esfuerzo axial de 0.75 y 1.5 MPa, respectivamente, los otros no estuvieron sujetos a carga axial. Además, en los muros 5 y 6 se usó una mayor cantidad de acero vertical que en los muros 1 a 4. Note en la Figura 4.3 el incremento en la rigidez lateral y la disminución en la capacidad de deformación última de los muros conforme se incrementa en ellos el nivel de axial y cuantía de acero vertical.

Tabla 4.1 Propiedades de los muros ensayados por (Shedid *et al.* 2009)

Muro	Refuerzo Vertical		Refuerzo Horizontal		Esfuerzo de Compresión (MPa)
	No y tamaño	ρ_v (%)	No. y espaciamiento	ρ_h (%)	
1	5#15 ⁽²⁾	0.29	#10 ⁽¹⁾ @600mm	0.08	0
2	9#20 ⁽³⁾	0.78	#10@400mm	0.13	0
3	5#25 ⁽⁴⁾	0.73	#10@400mm	0.13	0
4	9#25	1.31	#10@200mm	1.13	0
5	9#25	1.31	#10@200mm	0.26	0.75
6	9#25	1.31	#10@200mm	0.26	1.50

(¹)No. 10=100mm² (²)No. 15=200mm² (³)No. 20=300mm² (⁴)No.25=500mm²

Figura 4.3 Curvas de capacidad de muros de mampostería con relación de aspecto de 2 (Shedid, El-Dakhkhni *et al.* 2009)

La Figura 4.4 muestra la curva de histéresis de dos muros de mampostería con relación de aspecto de uno estudiados por Shing *et al.* (1989) ambos muros contenían el mismo porcentaje de acero vertical 0.38% y horizontal 0.24%, un muro fue sometido a un esfuerzo axial de 1.38MPa y al otro se le aplicó un esfuerzo de 1.86MPa.

Mientras que la Figura 4.4a muestra una baja tasa de degradación tanto de rigidez como de resistencia, lo cual indica un comportamiento estable a flexión para deformaciones laterales moderadas para un muro con un esfuerzo axial de 1.38 MPa; la Figura 4.4b confirma el efecto negativo que tiene un incremento de carga axial en la respuesta lateral del muro.

Shedid *et al.* (2009) observaron que los muros con relación de aspecto de dos alcanzaron a cubrir del 68 al 80% de su desplazamiento lateral total a través de su comportamiento a flexión; y que el porcentaje cubierto por los desplazamientos a flexión tendió a incrementarse conforme se incrementó el nivel de carga axial, Para llegar a esta conclusión Shedid *et al.* (2009) desacoplaron el desplazamiento de los muros en su componente debida a flexión y su componente debida a corte, dichos desplazamientos fueron estimados partiendo del perfil de curvaturas a lo largo de la altura del muro, el promedio de las curvaturas en el muro fueron determinadas basándose en el perfil de deformaciones en diferentes niveles a lo largo de la altura del muro (usando 7 potenciómetros). El producto del promedio de las curvaturas, por su correspondiente segmento de longitud, dio como resultado el segmento de rotación, en el centro de cada segmento.

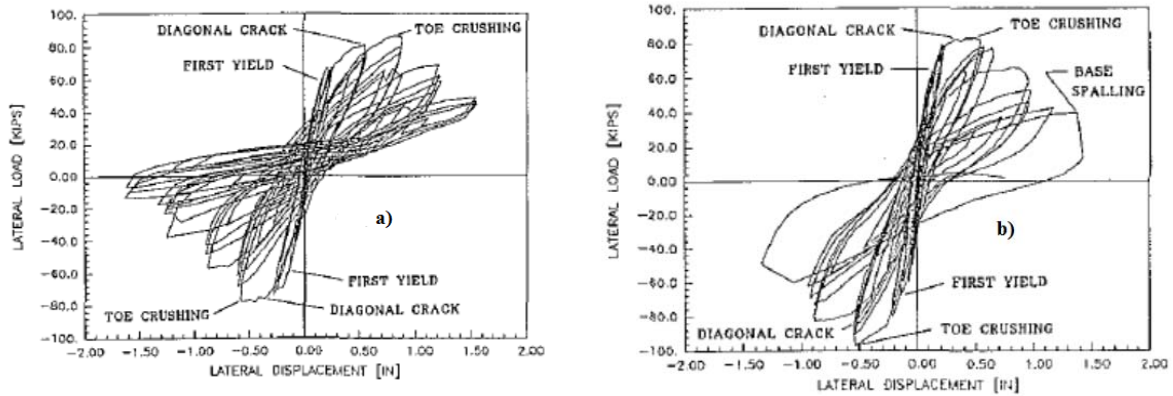


Figura 4.4 Ciclos de histéresis muros con relación de aspecto de 1 (Shing, Noland *et al.* 1989)

La sumatoria de dichas rotaciones, multiplicadas por la distancia del centro del segmento a la parte superior del muro para todos los segmentos dan como resultado el desplazamiento debido a la flexión, finalmente el desplazamiento debido al corte se obtuvo como la diferencia entre el desplazamiento final menos el desplazamiento a flexión.

Es muy importante resaltar que los muros alcanzaron distorsiones últimas que abarcaron un rango que va desde 1.6 hasta el 2.2%; valores que resultan mucho mayores que los valores que un muro es capaz de alcanzar cuando su comportamiento queda dominado por corte. Dentro de este contexto, un contraste entre los resultados reportados por Shing *et al.* y Shedid *et al.* permite entender que un incremento en la relación de aspecto de los muros de uno a dos permite que estos desarrollen un comportamiento a flexión con mucho mayor capacidad de deformación y mucho mayor estabilidad en términos de su comportamiento histérico. Es interesante resaltar los altos niveles de ductilidad asociados a la respuesta lateral de los muros bajo consideración en la Figura 4.3.

En términos de la capacidad de disipación de energía de los muros, Shing *et al.* Observaron un aumento conforme disminuía el esfuerzo axial a compresión y aumentaba la cantidad del acero vertical y horizontal en el alma de los muros. Además, utilizando el concepto de la “normalización de la energía de disipación acumulada” observaron un incremento sustancial en la capacidad de disipación de energía de los muros conforme se incrementaba su demanda de ductilidad hasta valores cercanos a dos. Finalmente concluyeron que la capacidad de disipación de energía de un muro depende del tipo de daño que desarrolla y, dentro de este contexto, enfatizaron la importancia de fomentar que el daño en los muros quede dominado por efectos de flexión.

En términos de la estabilidad del ciclo histérico de muros esbeltos de mampostería, la Figura 4.5 muestra que los muros con relación de aspecto de dos estudiados por Shedid *et al.* alcanzan una distorsión cercana al 1.0% sin exhibir degradación excesiva de resistencia; y que fueron capaces de alcanzar distorsiones cercanas a 1.5% con un comportamiento histérico razonablemente estable. En cuanto a la degradación de rigidez, el concepto de rigidez cíclica les permitió estimar una degradación cercana al 50% para distorsiones cercanas a 0.10%; y observar que dicha degradación se hace más gradual conforme se incrementa la deformación lateral. Concluyeron que ni el nivel de esfuerzo axial ni el tipo de refuerzo afectan la degradación de rigidez. Es importante señalar que una reducción en la relación de aspecto del muro resulta en mayores niveles de degradación, tanto de resistencia como de rigidez.

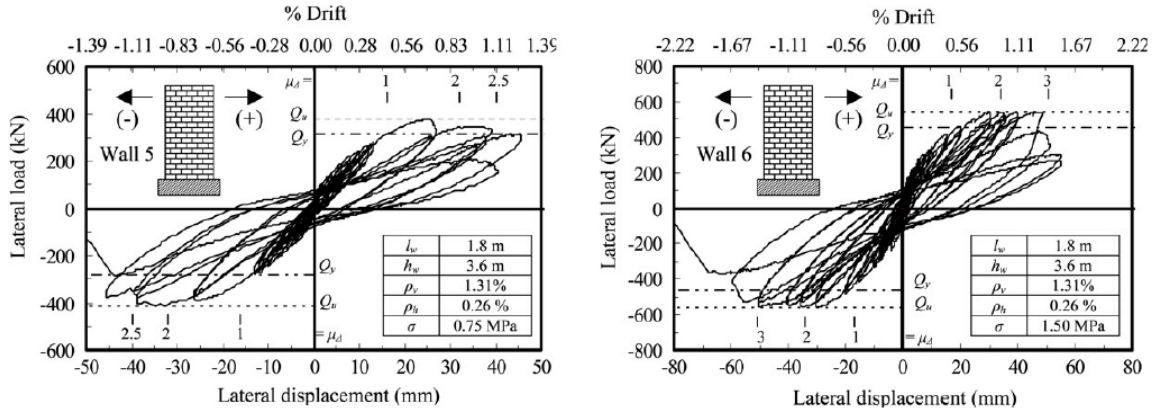


Figura 4.5 Ciclos de histéresis para muros con relación de aspecto de 2 (Shedid, El-Dakhkhni *et al.* 2009)

4.2.2. Comportamiento no lineal de muros de mampostería a corte

Si bien existe mayor información en cuanto al comportamiento de muros de mampostería que se dañan a corte, lo cierto es que dicha información está limitada para el caso de muros con relación de aspecto mayor que uno. Vaughan (2010) presenta una recopilación de resultados experimentales obtenidos en sesenta y nueve muros de mampostería reforzada. Al respecto, es interesante mencionar que la base de datos contempló solo un muro con relación de aspecto de dos. Otra recopilación llevada a cabo por Astroza y Schmidt (2004) de cincuenta y dos muros de mampostería confinada, contiene solo dos muros con relación de aspecto de dos. En México Álvarez y Alcocer (1994) tuvieron a bien llevar a cabo una recopilación de información sobre ensayos realizados en muros de mampostería confinada con relaciones de aspecto que van desde 0.5 hasta 2.5. Shing *et al* (1989). comentan que la cantidad de acero de refuerzo horizontal y vertical juega un papel fundamental en la respuesta no lineal de los muros de mampostería. Dentro de este contexto resultan de gran relevancia los estudios llevados a cabo por Pérez-Gavilán, Alcocer *et al* (2012), ya que permiten entender el porqué del comportamiento no lineal de muros de mampostería confinada con diferentes relaciones de aspecto. Es necesario mencionar que las pruebas planteadas por estos últimos investigadores no contempló el uso de refuerzo horizontal en los muros.

La Figura 4.6 resume la curva de capacidad obtenida experimentalmente para muros con diferente relación de aspecto. Puede observarse que un incremento en la relación de aspecto se refleja en una reducción en la rigidez elástica, y en un incremento considerable en la capacidad de deformación última. En particular, no deja de ser sorprendente la elevada capacidad de deformación que exhibe el muro con relación de aspecto de dos a pesar de que el daño que desarrolla se da fundamentalmente a corte. En términos del efecto de una carga axial a compresión, un incremento se ve reflejado en una mayor resistencia al agrietamiento del muro que se combina con una reducción importante en su capacidad de deformación última (Voon y Ingham 2006). Lo anterior es explicable si se consideran los esfuerzos principales que desarrolla el muro en su rango elástico conforme se le sujeta a una carga axial constante y una fuerza lateral que incrementa su valor hasta agrietar el muro.

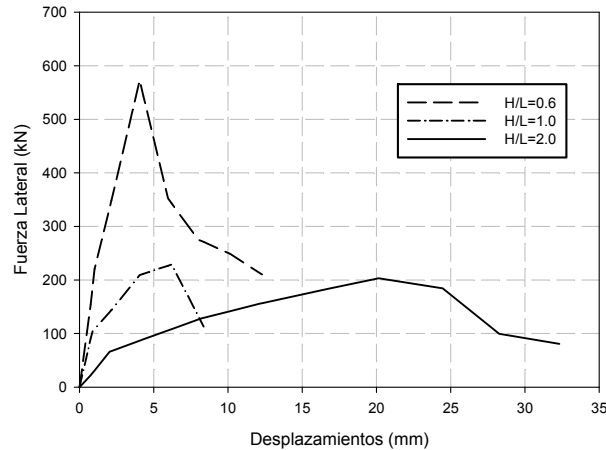


Figura 4.6 Curva de capacidad de muros fallando a corte (Voon y Ingham 2006)

La Figura 4.7, tomada de Pérez Gavilán *et al.* (2012), confirma para muros fabricados con mampostería confinada, las observaciones hechas por Voon e Ingham (2006) en términos de la influencia de la relación de aspecto y carga axial en la capacidad de deformación última.

Estudios realizados por Álvarez y Alcocer (1994), Aguilar y Alcocer (2001) y Shing *et al* (1990) han concluido que la presencia de acero horizontal en las juntas de un muro exhibe una influencia benéfica en su capacidad resistente máxima y capacidad de deformación última. Dicho acero estabiliza además el comportamiento histerético de los muros. Conforme a lo mostrado en la Figura 4.8, un muro esbelto reforzado con acero horizontal exhibe una alta capacidad de deformación lateral, de tal manera que aun fallando a corte, exhibe la habilidad de alcanzar deformaciones laterales cíclicas con un comportamiento histerético estable

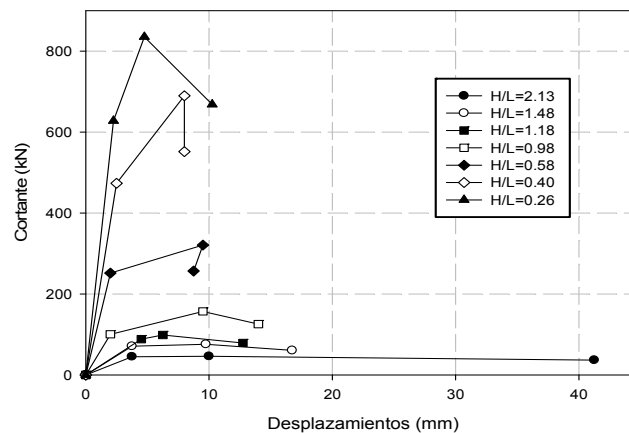


Figura 4.7 Curva de capacidad de muros de mampostería confinada (Pérez-Gavilan, Alcocer *et al.* 2012)

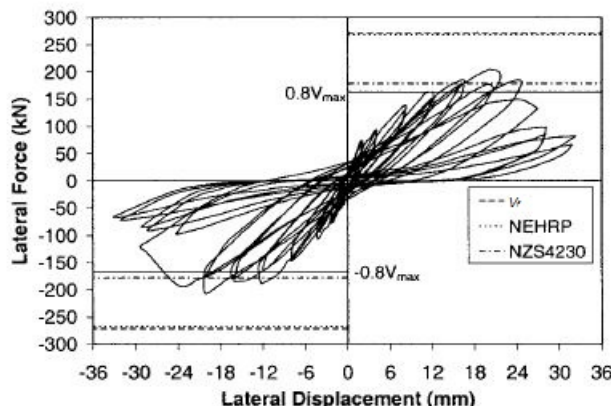


Figura 4.8 Ciclos de histéresis de un muro de mampostería con relación de aspecto de 2 con refuerzo horizontal (Voon y Ingham 2006)

No deja de ser interesante hacer notar que la capacidad de deformación última de los muros esbeltos de mampostería confinada sin refuerzo horizontal probados por Pérez Gavilán *et al* (2012). Es muy similar a la reportada por Voon e Ingham (2006) para muros esbeltos de mampostería no confinada con refuerzo horizontal. Dado el efecto benéfico del acero horizontal observado en múltiples pruebas de laboratorio, es posible entender que, conforme a lo observado por Pérez Gavilán *et al* (2012), el excelente confinamiento provisto por los castillos a elementos esbeltos de mampostería confinada que fallan a corte resulta en un incremento importante en su capacidad de deformación última.

4.3. Modelado del Comportamiento No Lineal Muros de Mampostería

Hasta hace pocos años, el modelado no lineal de los muros de mampostería parecía tener poca relevancia. En términos de los edificios de baja altura que se diseñaban y construían, se suponía un alto nivel de sobrerresistencia y por tanto un comportamiento prácticamente elástico durante el sismo de diseño. En años recientes, los avances de las investigaciones desarrolladas alrededor del comportamiento no lineal de muros de mampostería sujetos a cargas laterales han hecho posible el diseño de edificios con un mayor número de pisos. Lo anterior llevó a caracterizar el comportamiento a corte de muros de mampostería, lo que incluyó propuestas para plantear su curva de capacidad y el uso de esta para el modelado no lineal de edificios de mampostería de baja altura.

Desde finales de los años 70 y principios de los 90 del Siglo XX, se desarrollaron modelos histeréticos que hacían posible el modelado del comportamiento no lineal a corte de muros robustos de mampostería ante carga cíclica (Zúñiga 2005). Dentro de este contexto, la propuesta para establecer la curva de capacidad de un muro hecha por (Flores y Alcocer 2001) fue usada con éxito por (Zuñiga y Terán-Gilmore 2008) para evaluar el daño por sismo en estructuras de mampostería de baja altura.

Recientemente (Riahi *et al.* 2009) propusieron un nuevo modelo para estimar la curva de capacidad de muros de mampostería confinada. Aunque este modelo es similar al modelo tri-lineal propuesto por Flores y Alcocer, su planteamiento contempla la contribución de los castillos a la resistencia máxima a corte del muro, y hace una consideración mucho más cuidadosa y completa de las características del muro durante la estimación de las distorsiones asociadas a la resistencia máxima y falla del muro, desafortunadamente dicho planteamiento solo considera muros con relación de aspecto entre 0.7 y 1.2.

La consideración de edificios con mayor altura que contemplen el uso de muros esbeltos de mampostería implica la necesidad de modelar el comportamiento no lineal de muros cuyo daño tiende a producirse por efectos de flexión, y cuya capacidad de deformación última y estabilidad del comportamiento histerético exhiben niveles muy superiores a los observados en muros con baja relación de aspecto. Conforme a lo mostrado en la Figura 4.9, el incremento en la relación de aspecto de un muro se refleja en un incremento muy importante en los efectos de flexión. Cabe destacar que para un muro en curvatura simple, las deformaciones por flexión contribuyen en una proporción mayor a la deformación lateral que en un muro con curvatura doble. En el caso particular mostrado en la Figura 4.9a, las proporciones de deformación lateral debida a los efectos de flexión aumentan del 50% al 80% conforme la relación de aspecto se incrementa de uno a dos.

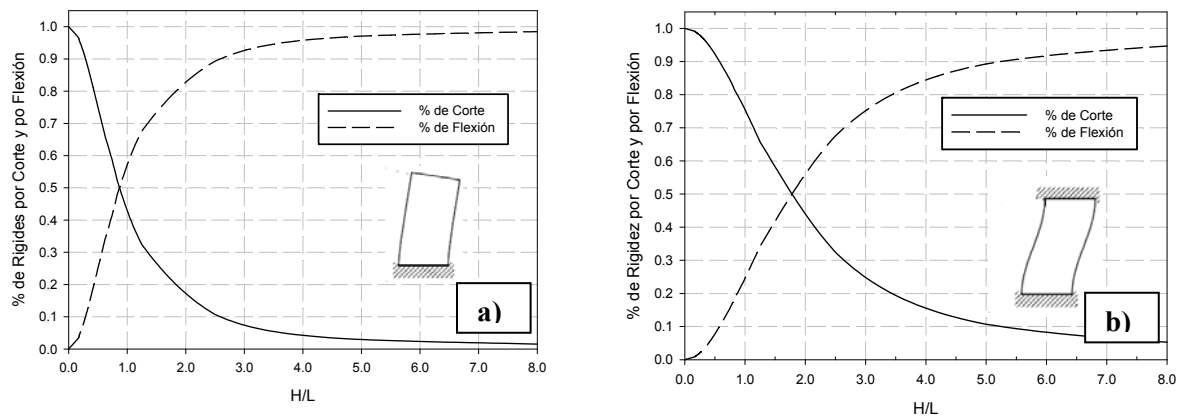


Figura 4.9 Proporción de las deformaciones debidas a cortante y flexión en función de la relación de aspecto de un muro

4.3.1. Relaciones momento curvatura y carga desplazamiento

Es muy importante hacer notar el comportamiento estable que han exhibido los muros con relación de aspecto de dos que han sido probados experimentalmente, particularmente cuando los muros han sido diseñados para controlar su daño por flexión. Bajo una circunstancia así, el comportamiento no lineal de los muros de mampostería puede modelarse de manera razonable a partir de la información obtenida de su diagrama momento-curvatura.

Conforme a lo discutido por Priestley y Elder (1982) y Shedid, El-Dakhakhni *et al*, (2009) la teoría convencional de flexión hace algunas hipótesis básicas para el caso de muros de mampostería:

1. Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la misma
2. Puede desprejarse la resistencia a tensión de la mampostería y del concreto
3. Es necesario conocer la curva esfuerzo-deformación para el acero vertical
4. Es necesario conocer la curva esfuerzo-deformación para la mampostería
5. Es necesario conocer la curva esfuerzo-deformación para el concreto

Dada la evidencia experimental que confirma que la teoría de flexión desarrollada para los elementos dúctiles de concreto reforzado es aplicable al caso de muros de mampostería con relación de aspecto mayor o igual que dos que son detallados y diseñados para fomentar una respuesta estable a flexión, en

este trabajo se utilizó el programa XTRACT (2002) para establecer, a partir de un modelo de fibras, relaciones momento-curvatura para los muros de mampostería confinada.

Partiendo de las hipótesis básicas de la teoría de flexión para elementos esbeltos y el concepto de articulación plástica, fue posible establecer la curva de capacidad para los muros del edificio de diez pisos, y a partir de esta definir propiedades estructurales tan importantes como su rigidez a flexión, momento plástico, y sus desplazamientos de fluencia y último. El proceso se esquematiza en la Figura 4.10 para un elemento en voladizo.

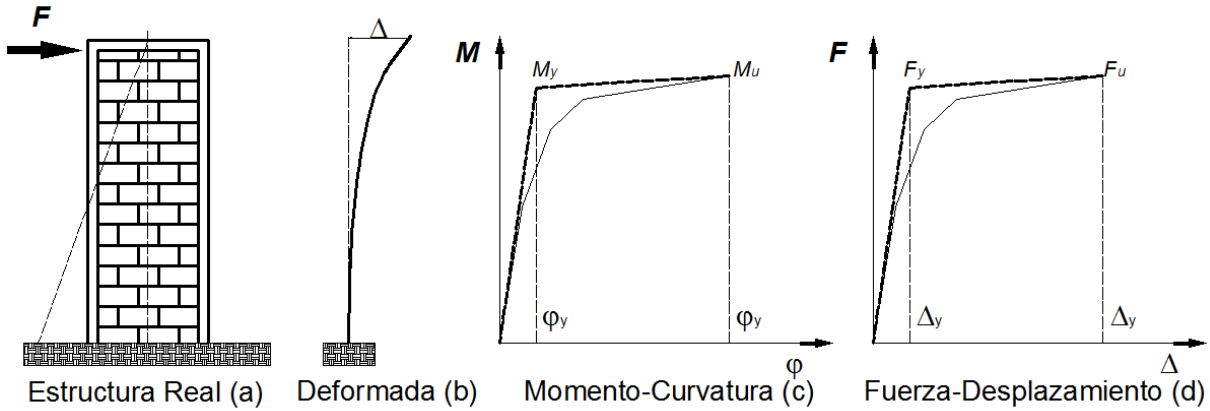


Figura 4.10 Relación entre momento-curvatura y fuerza lateral-desplazamientos

Es importante entender que una curva de capacidad como la ilustrada en la Figura 4.10d requiere establecer de manera correcta el cortante de fluencia asociado a la curva de capacidad a flexión (V_f). Al respecto, si el giro solo se restringe en la base del muro, se dice que el muro está en voladizo, y su cortante y momento plástico (M_p) se relacionan conforme a lo siguiente:

$$V_f = \frac{M_p}{H} \tag{4.1}$$

En el caso en que el muro tenga restringidos a giro sus dos extremos conforme a lo que se ilustra en la Figura 4.11a, el valor resultante de la Ecuación 4.1 se duplica. Si la restricción al giro en la parte superior del muro genera un momento de signo contrario al del momento en la base (M_a), se produce, conforme muestra la Figura 4.11b, un diagrama de momento de forma trapezoidal. Bajo estas circunstancias, el cortante puede estimarse como:

$$V_f = \frac{M_p - M_a}{H} \tag{4.2}$$

Las expresiones anteriores permiten construir la curva de capacidad de un muro de mampostería confinada y establecer la resistencia a corte que debe tener el muro para evitar o retrasar la aparición de daño por corte hasta después de que haya desarrollado comportamiento no lineal a flexión.

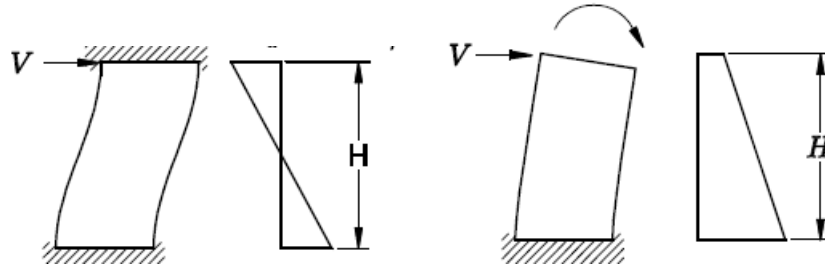


Figura 4.11 Condición de frontera en el muro a) Doblemente empotrada, b) Momento de signo contrario al de la base

4.3.2. Modelo histérico

Los estudios experimentales realizados por (Shedid, El-Dakhakni *et al.* 2009) han mostrado que la capacidad y comportamiento a flexión de muros con relación de aspecto igual o mayor que dos puede estimarse de forma adecuada a partir de la teoría convencional de flexión para elementos esbeltos. En términos de modelado, lo anterior implica que bajo la consideración de un control adecuado de la respuesta lateral del edificio de mampostería, sería posible utilizar un modelo de degradación de rigidez (como los de Takeda o el de Clough) para modelar el comportamiento histérico de los muros esbeltos de mampostería. La Figura 4.12 muestra las particularidades de este tipo de modelo.

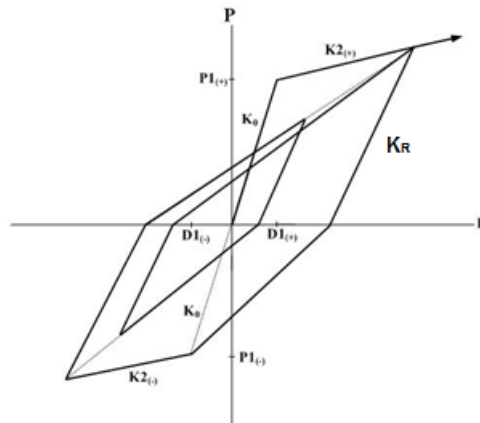


Figura 4.12 Modelo histérico de Clough

Donde PI es el momento de fluencia del elemento estructural, K_o resulta ser la rigidez elástica, $K2$ es la rigidez post-elástica y DI es la rotación del sistema, para obtener la pendiente de descarga del modelo se aplica la siguiente ecuación

$$K_R = K_o \left| \frac{D_y}{D_m} \right|^\beta \leq K_o \quad (4.3)$$

Donde K_R es la rigidez de descarga, D_y resulta ser la rotación a la fluencia, D_m la rotación máxima y finalmente β es una constante que puede tomar valores desde uno hasta cero, siempre que K_R no sea mayor que K_o .

Debido a la falta de información disponible para muros de mampostería confinada, en este trabajo el valor de β es igual a 0, con el objetivo de que $K_R=K_o$

4.4. Interacción Flexión-Corte en el Modelado No lineal de Muros de Mampostería

Uno de los fenómenos que más preocupan en cuanto al comportamiento no lineal de muros esbeltos de mampostería es la interacción que pudiera darse entre el corte y la flexión, y el potencial que tiene esto para reducir o inestabilizar su resistencia y capacidad de deformación lateral.

Aunque un muro de mampostería sea esbelto y tienda a dañarse a flexión, esto no exime que su capacidad a corte pueda verse reducida conforme se incrementa su daño a flexión. En algunos casos un muro que inicio dañándose a flexión termina fallando a corte. Dentro de este escenario, una correcta caracterización de la evolución del daño en el muro requiere de un modelado adecuado de la interacción flexión-corte. Conforme a lo mostrado en la Figura 3.9, el comportamiento no lineal a flexión implica que un muro empotrado desarrolle una grieta a lo largo de casi toda su base, la cual incrementa su espesor conforme se incrementa el desplazamiento lateral del muro. Una vez que se forma la grieta, solo una pequeña porción del muro trabaja a compresión. A medida que se incrementa la rotación en la base del muro, la porción a compresión reduce progresivamente su longitud, lo que a su vez reduce su capacidad para resistir cortante sin sufrir una falla por deslizamiento. Las diferentes circunstancias bajo las cuales pueden interactuar los comportamientos a flexión y a cortante de un muro esbelto de mampostería pueden cuantificarse a partir de la relación de aspecto del muro, su demanda de comportamiento no lineal a flexión (la cual depende a su vez de la demanda de desplazamiento lateral, normalmente cuantificable a través de la demandad de ductilidad μ) y la resistencia relativa que exhiben los mecanismos de flexión y corte.

Aunque la interacción entre el corte y la flexión es un fenómeno complejo, es posible plantear modelos simples que permiten determinar su comportamiento. En términos de un muro esbelto de mampostería, el daño a flexión tiende a concentrarse en su base y conforme a lo discutido con anterioridad, la resistencia a corte en la base del muro depende de la ductilidad a flexión. El estudio de la respuesta sísmica de muros de mampostería permite distinguir claramente entre una falla poco dúctil a corte que ocurre antes de que se alcance la resistencia a flexión del muro, y una falla dúctil a corte, donde cierto nivel de ductilidad a flexión se desarrolla antes de que ocurra la falla a corte. Lo dicho anteriormente queda manifiesto en el modelo conceptual propuesto en el (ATC 1981), que si bien fue establecido con fines del estudio de columnas en puentes, resulta muy adecuado para representar el fenómeno de interacción flexión/corte que se da en los muros de mampostería, este modelo se muestra en la Figura 4.13, donde se supone que la resistencia a corte se reduce de manera lineal una vez que la demanda de ductilidad se incrementa más allá de la que corresponde a la resistencia máxima a corte del muro.

Si la fuerza lateral que corresponde a la resistencia a flexión del muro es menor que su resistencia residual a corte (V_r), caso 1, se garantiza una respuesta dúctil a flexión. Sin embargo, si es mayor que la resistencia máxima a corte del muro (V_{max}), esto resultará en una falla frágil a corte (caso 3). Si la fuerza lateral correspondiente a flexión está entre la resistencia máxima y residual a corte, entonces la falla a corte ocurre, conforme se ilustra para el caso 2 en la Figura 4.13, para una ductilidad que corresponde a la intersección de las curvas de capacidad correspondientes al comportamiento a flexión y a cortante del muro.

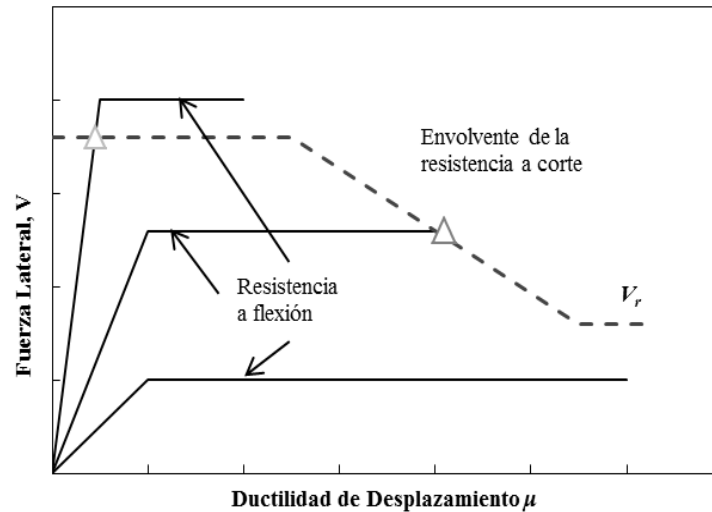


Figura 4.13 Modelo simple para caracterizar la interacción flexión-corte (ATC 1981)

Para evaluar la posibilidad de que exista una falla que implique interacción flexión-corte, es necesario establecer la envolvente de resistencia a corte ilustrada en la Figura 4.13 con línea punteada. En esta tesis y a falta de información desarrollada en México, dicha envolvente se estableció de acuerdo con la Ecuación 3.4, la cual ha dado excelentes resultados a nivel internacional en términos de caracterizar la resistencia a corte de muros esbeltos fabricados con mampostería de alta resistencia. Para obtener la curva de capacidad a flexión de cada muro (línea continua) se usaron los conceptos presentados en la sección 4.3.1. Lo anterior implicó establecer el diagrama momento-curvatura del muro con el programa XTRACT.

En términos de limitación es importante reconocer que la propuesta planteada por la Figura 4.13 solo contempla el efecto del deslizamiento en la capacidad a corte de los muros. En lo que respecta a la interacción flexión/corte, será necesario igualmente tomar en cuenta el efecto de la tensión diagonal. Este fenómeno deberá ser tema en futuros trabajos.

5. EDIFICIO DE DIEZ NIVELES

5.1. Introducción

En el presente capítulo se muestran los resultados de los análisis realizados al edificio de diez niveles de mampostería confinada. El edificio cuenta con entresijos de tres metros, por lo que su altura total resulta ser de treinta metros. Se presenta el modelo estructural utilizado, así como las hipótesis que sustentan dicho modelo. Se realizaron una serie de análisis estáticos y dinámicos no lineales. A partir de las propiedades estructurales a nivel global y el desempeño sísmico estimado para el edificio, se discute la posibilidad de concebir y construir en México edificios altos de mampostería.

5.2. Modelo de Análisis Estructural

Debido a la necesidad de conocer la respuesta de las estructuras de mampostería ante diversas sollicitaciones, en la práctica existen métodos de análisis con diferente grado de refinamiento y precisión. Entre los métodos más utilizados se encuentran: *el método de los elementos finitos*, *el método de la columna ancha* y *el método simplificado* descrito en las NTDCM. De los métodos antes mencionados, *el método de la columna ancha* tiene una gran aceptación en el gremio de los ingenieros estructurales debido a que es relativamente sencillo de aplicar y arroja elementos mecánicos que pueden utilizarse directamente en el diseño.

El modelo de la columna ancha, ilustrado en la Figura 5.1, tiene la capacidad de idealizar un edificio a través de marcos planos o estructuras esquelético tridimensionales. Mientras que los muros se modelan como columnas equivalentes que capturan sus propiedades a flexión y corte; el sistema de piso se modela como vigas, si el sistema de piso cumple con las características de rigidez en su plano, es posible modelar el sistema como un diafragma rígido. A la porción de la losa que queda inmersa en los muros se le asigna rigidez infinita a flexión y a corte. Para estimar las propiedades de los cerramientos que acoplan los muros, se considera la contribución de la porción de losa tributaria de acuerdo a la sección 3.2.3.2 de las NTDCM. Mientras que los pretiles de las ventanas de la planta baja pueden modelarse como columnas anchas acopladas por vigas rígidas articuladas en sus extremos para ligarlas a la parte media de los muros colindantes, los pretiles de las ventanas de los pisos restantes pueden modelarse como vigas de gran peralte cuyas propiedades consideran la contribución de su porción tributaria de losa (Pérez-Gavilán 2012).

Basado en investigaciones experimentales y analíticas, el método de la columna ancha representa una alternativa razonable para el modelado del comportamiento elástico de muros de mampostería confinada (Zúñiga 2005). Además, la respuesta lateral de muros robustos de mampostería confinada está gobernada por deformaciones a corte, particularmente cuando el muro experimenta comportamiento no lineal. Con base en este hecho, planteó un modelo modificado de la columna ancha que mantiene constante la rigidez a flexión y asocia la degradación de rigidez lateral de los muros a sus propiedades a corte.

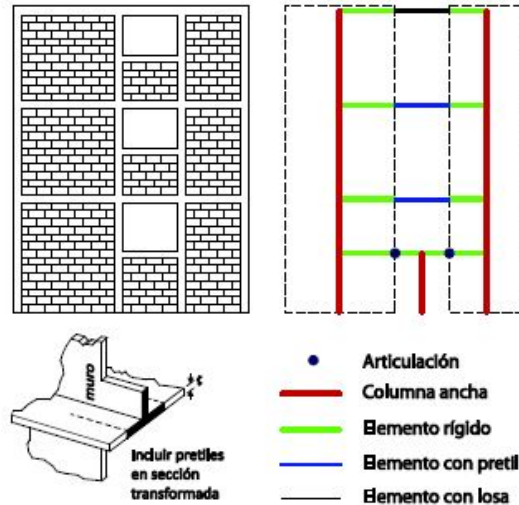


Figura 5.1 Modelo de la columna Ancha (Pérez-Gavilán 2012)

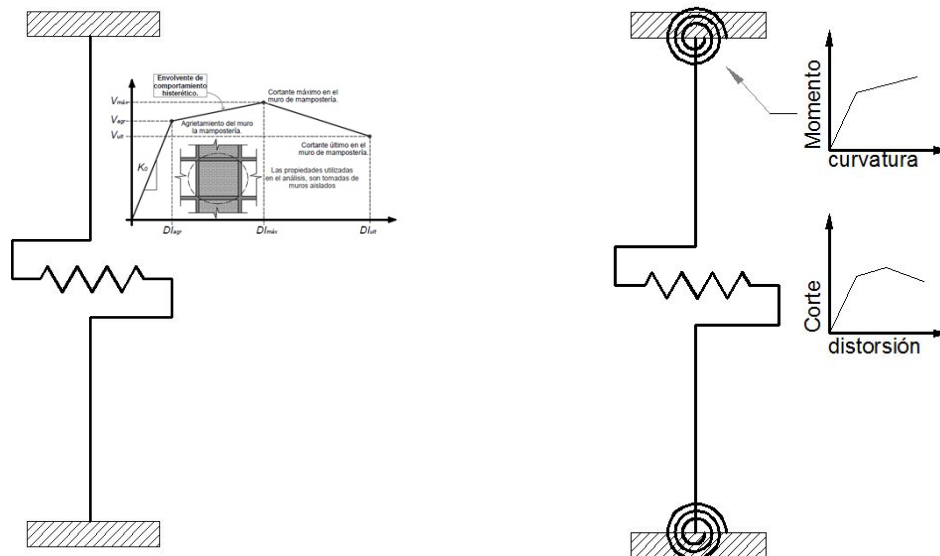


Figura 5.2 Modelo modificado de la columna ancha, a) comportamiento no lineal a corte, b) con interacción no lineal flexión-corte

Con referencia a lo mostrado en la Figura 5.2a, el modelo modificado de la columna ancha contempla, además de la columna que representa las propiedades a flexión del muro, un resorte traslacional no lineal que es capaz de reproducir la curva de capacidad a corte del muro. El planteamiento original hecho por Zúñiga contempló el modelo de Flores y Alcocer para su resorte no lineal. Dado que el modelo de la columna ancha mostrado en la Figura 5.2a podría no ser aplicable para modelar el comportamiento lateral de muros con relación de aspecto mayor que 1, (Valenzuela 2009) propuso y utilizó el modelo mostrado en la Figura 5.2b para modelar edificios de mampostería de hasta siete niveles. Además del resorte no lineal a corte, se consideró el uso de una articulación plástica a flexión para tomar en cuenta el comportamiento no lineal a flexión que pueden desarrollar los muros esbeltos. A través de las demandas de fuerza cortante y momento flexionante en el muro, el modelo de

Valenzuela es capaz de tomar en cuenta la interacción flexión-corte conforme al modelo simplificado propuesto por el (ATC 1981) (ver Figura 4.13).

5.3. Edificio en Estudio

Con el objetivo de mostrar la factibilidad de diseñar y construir edificios altos de mampostería en zonas de alta sismicidad, se consideró el edificio mostrado en la Figura 5.3. El edificio está estructurado con base en muros de mampostería confinada y tiene diez pisos de tres metros, lo que resulta una altura total de treinta metros. El edificio exhibe regularidad de masa, rigidez y resistencia lateral, tanto en planta como en altura, se destina a alojar un hotel, y se le considera ubicado en la *Zona de Transición* del Distrito Federal. El edificio cuenta en la dirección corta con quince planos formados, cada uno, por dos muros acoplados de mampostería. En la dirección larga existen cuatro planos sismoresistentes, dos ubicados en la fachada y dos que delimitan un pasillo central.

Cabe mencionar que las características geométricas, tanto en elevación como en planta, corresponden a las de un edificio real. Por facilidad se decidió eliminar la zona de escaleras y elevadores de cada piso, y se modificó la zona de administración ubicada en la planta baja para que cada uno de los niveles exhibieran la geometría mostrada en la Figura 5.3a. En cuanto a su uso, el edificio requiere de ventanas en la fachada que permiten la entrada de luz a los cuartos, y de un pasillo central para comunicarlos entre sí. Conforme a lo mostrado, la disposición de ventanas y puertas da como resultado que en la dirección larga, los muros de pasillo tengan una longitud en planta cercana al doble de la contemplada para los muros de fachada. Los muros de fachada en la dirección larga encuentran su comportamiento lateral fuertemente acoplado debido a la presencia de los pretiles mostrados en la Figura 5.3b. En cuanto a los muros de pasillo, la altura de las puertas abarca la altura libre de los entrepisos, de tal manera que el comportamiento lateral de estos muros queda débilmente acoplado por las losas de entrepiso.

Tabla 5.1 Propiedades geométricas de los muros que conforman al edificio

Muro	Dirección	t (mm)	L (mm)
MAMPX113.5	X	200	1135
MAMPX227	X	200	2270
MAMPX512	X	200	5120
MAMPY885	Y	200	8850

Tabla 5.2 Propiedades geométricas de los demás elementos estructurales que conforman al edificio

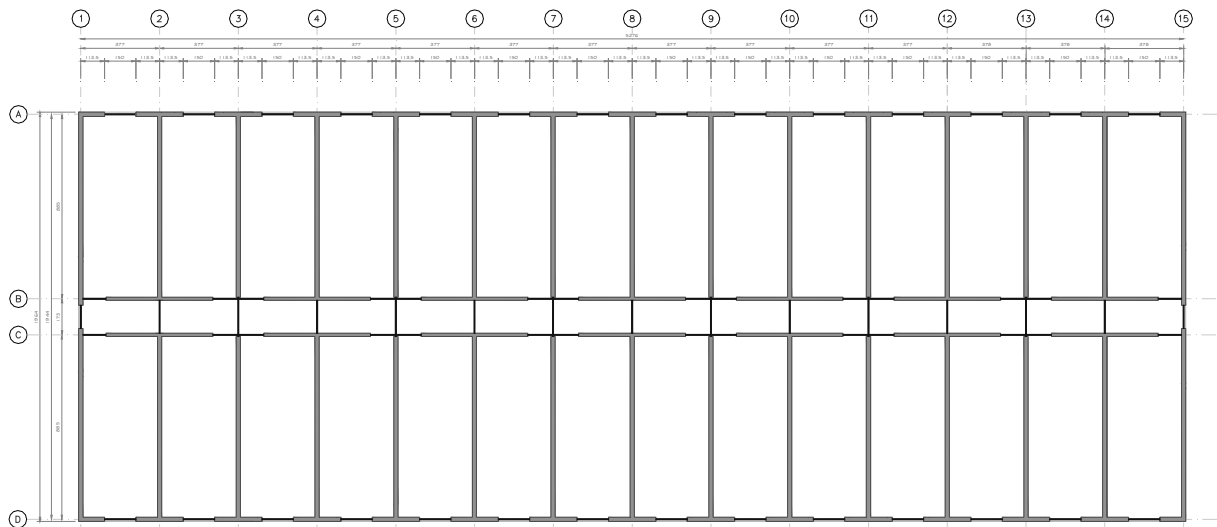
Elemento	h (mm)	b (mm)
Cerramiento	400	200
Bajo Ventana	1030	200
Losa	120	-----

5.3.1. Diseño estructural

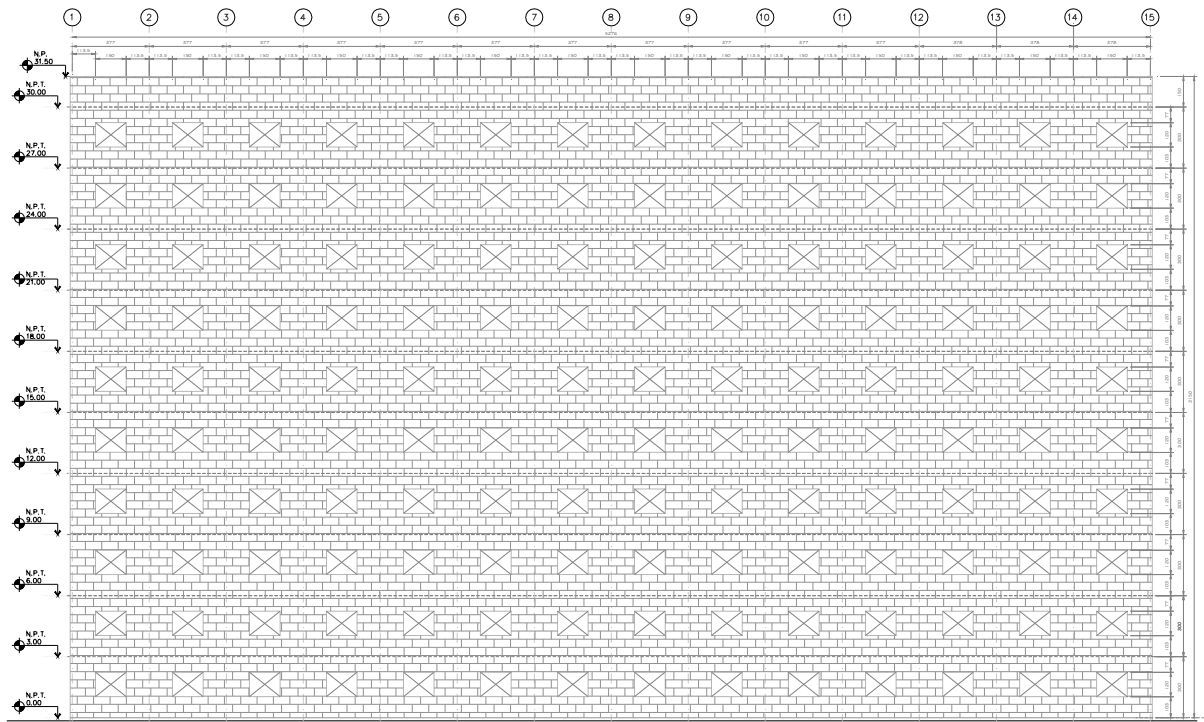
El diseño del edificio se llevó a cabo conforme a los requerimientos de la NTDCM-2004 y de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTDCEC 2004) y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS 2004) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Debido a lo innovadora que resultó la situación, se analizaron varias propuestas en términos de la mampostería a utilizar y el detallado de los muros. En algunos casos se consideró el uso de muros de concreto reforzado. Aunque la gran mayoría de las opciones estructurales resultaron inviables, se adquirió la suficiente experiencia para finalmente diseñar el edificio.

En la Tabla 5.3 se resumen algunas de las características de las propuestas estudiadas. En ellas t_{mm} , t_{mc} y t_{losa} denotan, respectivamente, el ancho de los muros de mampostería y concreto, y de la losa de entrepiso, v_m^* y f_m^* los esfuerzos resistentes a cortante y a compresión de la mampostería, respectivamente, f_c^* el esfuerzo resistente a compresión del concreto, y E_m y E_c los módulos de elasticidad de la mampostería y el concreto. Cabe aclarar que los cerramientos (línea azul en la Figura 5.3 a) están compuesto por el espesor de la losa, más una sección de 20x20cm.

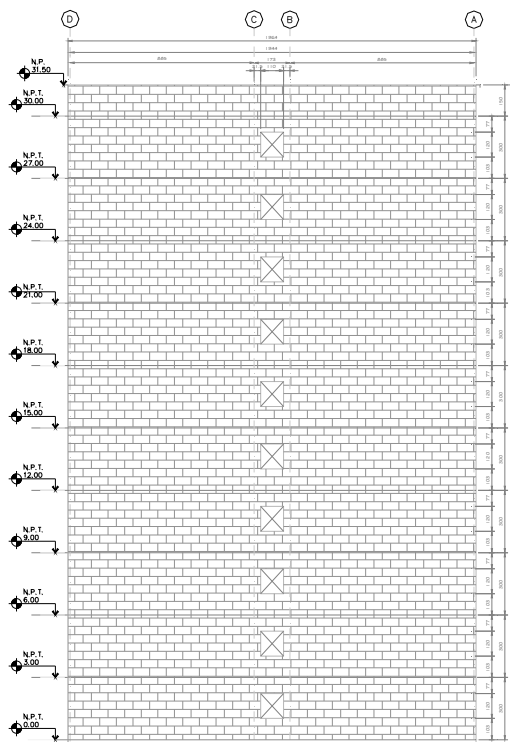
Finalmente, de las propuestas estudiadas, la alternativa 3.2 resultó ser la de mayor viabilidad. Dado las particularidades del edificio de diez pisos, se requirió usar una mampostería de alta resistencia



a)



b)



c)

Figura 5.3 Configuración arquitectónica a) Vista en planta, b) Vista en elevación, dirección larga, c) Vista en elevación, dirección corta

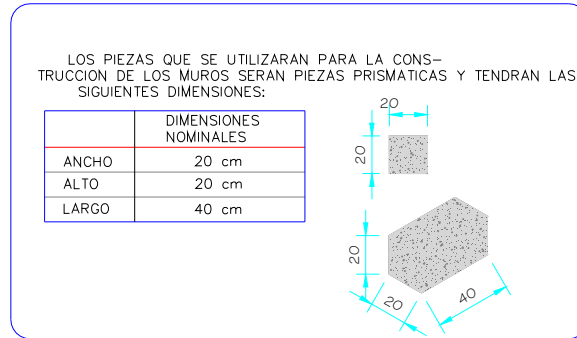


Figura 5.4 Pieza de mampostería de alta resistencia en consideración

Después de una revisión de la oferta en el mercado nacional de piezas de mampostería, se eligieron las definidas en la Figura 5.4. En particular, se seleccionó un tabique multiperforado con resistencia a esfuerzos de compresión y cortante de $f_m^* = 13.9$ MPa y $v_m^* = 0.9$ MPa de acuerdo a la información provista por la empresa *Industrial Bloquera Mexicana S.A de C.V.* En cuanto al módulo de corte G_m este fue calculado de acuerdo a las NTDCEM-2004

Durante el análisis se consideraron cinco condiciones independientes de carga: Carga Muerta (CM), Carga Viva Máxima (CV_{max}), Carga Viva Accidental (CV_{acc}), Sismo en Dirección Larga (S_x) y Sismo en Dirección Corta (S_y).

Tabla 5.3 Propuestas de estructuración

Opción	Propiedades Mecánicas				Dimensiones			Estructuración	
	E_m (MPa)	E_c (MPa)	f_m^* (MPa)	v_m^* (MPa)	f_c (MPa)	t_{mm} (mm)	t_{mc} (mm)		t_{losa} (mm)
1.1	3138.13	-----	6.86	0.49	-----	150	-----	120	Sin muros de concreto, losas macizas
1.2	3138.13	-----	13.73	0.98	-----	150	-----	120	
2.1a	3138.13	237798.66	6.86	0.49	29.42	150	200	120	Con muros de concreto paralelos a la dirección corta hasta el sexto nivel, losas macizas
2.2a	3138.13	237798.66	13.73	0.98	29.42	150	200	120	
2.1.b	3138.13	237798.66	6.86	0.49	29.42	150	200	120	Con muros de concreto paralelos a la dirección larga en todos los entrepisos, losas macizas
2.2.b	3138.13	237798.66	13.73	0.98	29.42	150	200	120	
3.1	3138.13	-----	6.86	0.49	-----	200	-----	120	Sin muros de Concreto, losas macizas
3.2	3138.13	-----	13.73	0.98	-----	200	-----	120	
4.1	3138.13	-----	6.86	0.49	-----	150	-----	120	Sin muros de Concreto, losas macizas
4.2	3138.13	-----	13.73	0.98	-----	150	-----	120	

Tabla 5.4 Cargas vivas utilizadas en la alternativa 3.2

Alternativa	Nivel	Asentamiento kPa	Sismo kPa	Carga Gravitacional kPa
3.2	Entrepiso	0.79	0.88	1.67
	Azotea	0.15	0.79	0.98

Tabla 5.5 Cargas muertas utilizadas en la alternativa 3.2

Nivel	Descripción	Nivel de Carga (kPa)
ENTREPISO	Sistema de piso (Losas macizas h=12)	2.84
	Acabados	0.39
	Plafón e instalaciones	0.2
	Cerramientos en vanos	0.49
	Muros divisorios de tablaroca	0.39
	Sobrecarga reglamento	0.2
AZOTEA	Sistema de piso (Losas macizas h=12)	2.84
	Plafón e instalaciones	0.29
	Muros divisorios de tablaroca	0.2
	Impermeabilizantes	0.98
	Sobrecarga reglamento	0.2

Para el análisis por sismo se adoptaron las especificaciones de las NTCDS-2004. Bajo la consideración de un comportamiento dominado por flexión en los muros, se adoptó un factor de comportamiento sísmico (Q) de 2. En términos de regularidad estructural, el edificio exhibe una relación largo/ancho de la base de 2.69, la cual excede el límite reglamentario de 2.5. Debido a lo anterior, se aplicó una reducción del 10% al factor de reducción de resistencia (Q')

La Tabla 5.6 resume las demandas de distorsión de entrepiso para las diferentes alternativas del edificio. Conforme a lo esperado, las mayores demandas de distorsión corresponden a la dirección larga. En la tabla se han sombreado las mayores demandas de distorsión en cada dirección de análisis para las diferentes alternativas. En términos de la revisión de las distorsiones máximas permisibles, pudiera existir cierta confusión por parte de los ingenieros encargados del diseño de estructuras de mampostería, ya que existen dos distorsiones límite propuestas dentro de las NTC-2004, una contenida dentro del apéndice A de las NTCDS-2004 (0.004) y una en la norma de mampostería NTDCM-2004 (0.0025), es importante aclarar que el uso de cada una de ellas dependerá del espectro de diseño que se utilice en el análisis sísmico de la estructura. En busca de establecer un criterio de mayor “transparencia” en la estimación de las distorsiones permisibles que se deben tener en un edificio de mampostería ante cargas laterales, es preferible la utilización del espectro propuesto dentro del apéndice A de las NTCDS-2004, ya que este espectro muestra de manera explícita el factor de sobrerresistencia que se produce en las estructuras, mientras que el espectro que se encuentra en el cuerpo principal no indica de manera explícita cual es el valor de dicho parámetro (nótese que la distorsión propuesta por el apéndice es aproximadamente 2 veces mayor que valor propuesto por el reglamento de mampostería), en términos del factor de sobrerresistencia, se ha observado que este valor es muy alto en estructuras de mampostería de baja altura, pero que dicho valor se hace menor cuando la altura del edificio aumenta (Valenzuela 2009).

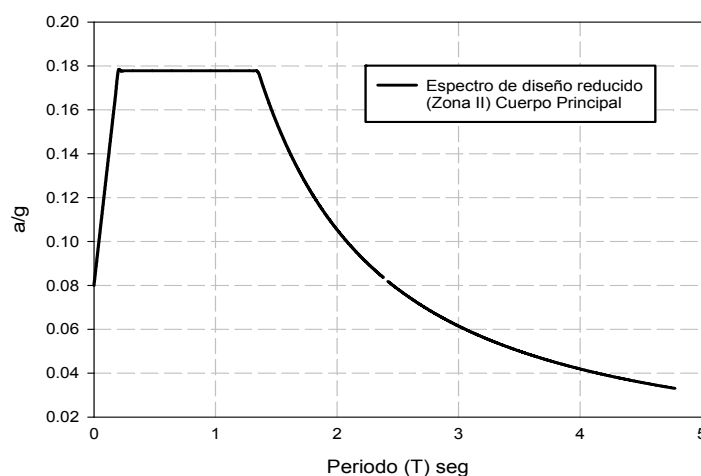


Figura 5.5 Espectro de diseño utilizado en el análisis elástico lineal del edificio

Dado que la distorsión máxima de entrepiso que pueden alcanzar los muros de mampostería con relación de aspecto mayor a la unidad es superlativa a los valores considerados por la NTDCM-2004, no se revisaron las distorsiones de entrepiso durante el diseño del edificio

Tabla 5.6 Distorsiones de entrepiso

Nivel	Alternativas 1.1 y 1.2		Alternativas 2.1a y 2.2a		Alternativas 2.1b y 2.2b		Alternativas 3.1 y 3.2		Alternativas 4.1 y 4.2	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
1	.00231	.00095	.00233	.00044	.00111	.00093	.00192	.00079	.00285	.00195
2	.00292	.00130	.00295	.00069	.00163	.00119	.00244	.00108	.00326	.00222
3	.00320	.00160	.00321	.00092	.00187	.00139	.00267	.00134	.00344	.00247
4	.00318	.00178	.00316	.00108	.00189	.00148	.00266	.00149	.00338	.00262
5	.00298	.00186	.00294	.00118	.00179	.00147	.00249	.00156	.00315	.00267
6	.00267	.00186	.00260	.00123	.00161	.00140	.00222	.00156	.00283	.00265
7	.00227	.00180	.00218	.00146	.00138	.00128	.00189	.00150	.00242	.00257
8	.00182	.00169	.00172	.00140	.00111	.00112	.00151	.00141	.00197	.00246
9	.00135	.00155	.00124	.00128	.00083	.00095	.00111	.00129	.00150	.00231
10	.00090	.00140	.00079	.00113	.00058	.00078	.00074	.00117	.00105	.00216

La Figura 5.6 muestra las primeras formas modales de la alternativa 3.2 para ambas direcciones de análisis. Mientras que en la dirección larga domina un comportamiento global a corte (lo que indica que los muros trabajan como un sistema de marcos a consecuencia del fuerte acoplamiento que le proporcionan los pretilos), en la dirección corta domina un comportamiento global a flexión.

El periodo fundamental de vibración en la dirección larga del edificio resulto estar cercano a los 0.8 segundos. En términos de resistencia, a nivel global se revisaron los requerimientos de cortante basal mínimo, y a nivel local, la resistencia a flexocompresión y corte para cada muro. El diseño por resistencia se hizo conforme a los requerimientos de la NTDCM-2004 y las NTDCM 2004. A partir del análisis estructural y las expresiones normativas, se determinó que prácticamente todos los muros fabricados con las piezas de alta resistencia (Figura 5.4) eran capaces de resistir adecuadamente las demandas de carga axial, fuerza cortante y momento flexionante. Por cuestiones económicas se limitó la cuantía de acero horizontal de los muros a 0.001. En la Figura 5.7 se resumen las dimensiones y detallado propuesto para los diferentes castillos. La Figura 5.9 muestra la geometría de uno de los muros centrales de fachada, y de uno de los muros de pasillo.

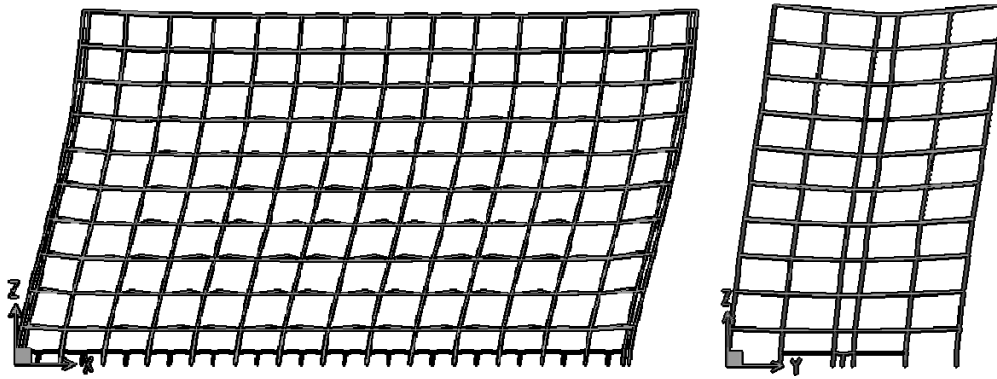


Figura 5.6 Configuración deformada, Alternativa 3.2

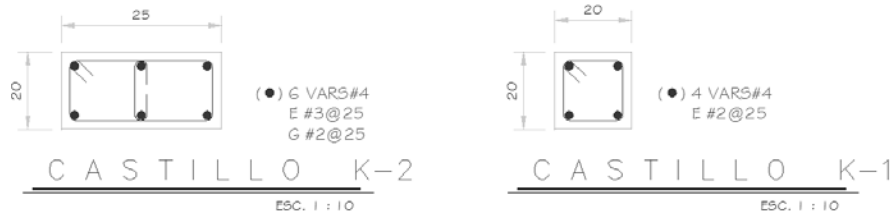


Figura 5.7 Armado y dimensiones de castillos de muros tipo de mampostería, Alternativa 3.2

Tabla 5.7 Cargas axiales en muros de primer nivel, dirección larga

Muro	Carga Axial Gravitacional (kN)
MAMPX113.5	430.33
MAMPX227	1028.0
MAMPX512	2304.56

5.3.2. Modificaciones al sistema estructural original

Una vez que se tuvo disponible el diseño del sistema estructural, se hizo una inspección visual y se revisó en detalle la distribución de elementos mecánicos a lo largo, ancho y alto del edificio. De manera inmediata se hizo notoria una demanda excesiva de fuerza cortante en los muros ubicados en los pisos inferiores de las fachadas orientadas en la dirección larga. En términos de la dirección corta, se apreció una capacidad sismorresistente por demás sobrada. Debido a lo anterior, se decidió solo considerar el comportamiento y desempeño sísmico del edificio en su dirección larga.

La Figura 5.8 a ilustra que la estructuración considerada inicialmente para las fachadas en la dirección larga mostraba un alto potencial para la formación de un entrepiso débil caracterizado por la falla a corte de los muros representada con patrones de grietas en forma de “X”. Dado que esto limitaba de manera considerable la capacidad de deformación lateral y la estabilidad ante cargas gravitacionales de la fachada, se optó por eliminar cada dos niveles, conforme a lo mostrado esquemáticamente en la

Figura 5.8b, los pretilos de mampostería. Con lo anterior, se planteó para la fachada el uso de muros extremos con una altura de más de 4 veces su ancho y muros centrales con 2.65, lo que resultó en un comportamiento dominado por flexión, e hizo posible un incremento considerable en la capacidad de deformación lateral de la fachada al darse un mecanismo por flexión donde se generan articulaciones plásticas en los extremos de muros, con lo cual se tiene una reducción importante en sus demandas de fuerza cortante.

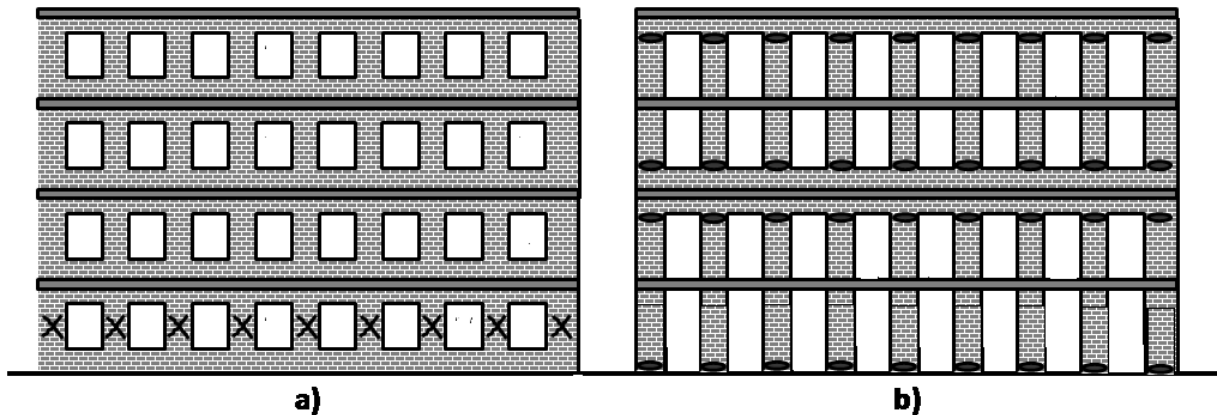


Figura 5.8 Estructuración de fachada en la dirección larga, a) Original, b) Modificada

A consecuencia del cambio propuesto en la Figura 5.8b se obtiene un cambio significativo en el comportamiento de los muros, principalmente los muros de planta baja, ya que en la propuesta original, la altura efectiva del muro era menor a los 3m, sin embargo el cambio en la condición de frontera (lo cual se traduce en el cambio del pretil) se propicia que los muros de planta baja se comporten prácticamente como un muro en voladizo este fenómeno se hace evidente si consideramos como altura el claro de cortante, es decir, la distancia del punto de inflexión (cero momento) hacia la base del muro; en términos más correctos se estaría considerando así la relación M/VL siendo M el momento flexionante, V el cortante y L la longitud horizontal del muro, dicho comportamiento se acentúa al incrementarse el daño en las dadas que acoplan a los muros, en relación a los muros de los niveles superiores donde se localiza la viga de acoplamiento, el comportamiento de los muros está regido por la restricción al giro que este elemento estructural le produce al muro, sin embargo, al incrementarse el daño en la dala de acoplamiento, el comportamiento de los muros de dichos niveles tiende a formar una curvatura doble. En términos de la estabilidad del muro, y sin ser este su principal objetivo, la losa de entepiso ubicada a la mitad de cada muro aporta apoyo que reduce el posible pandeo de los muros fuera de su plano. Además, debido a su condición de acoplamiento débil (sección 3.5.1), se reduce de manera importante las cargas axiales que el sismo induce en algunos de los muros de mampostería por el momento de volteo general del edificio, lo que implica un incremento en su capacidad de deformación lateral.

En cuanto a los muros de pasillo, los espacios libres requeridos para las puertas de los cuartos resultan, conforme a lo ilustrado en la Figura 5.10 (los óvalos rojos en la Figura indican la posible formación de una articulación plástica), en una serie de muros paralelos, esbeltos y ligeramente acoplados por las losas de entepiso. Bajo estas circunstancias, el comportamiento de los muros queda totalmente regido por efectos de flexión, lo que resulta en una elevada capacidad de deformación a nivel global. Las longitudes en planta de los muros resultan en una elevada resistencia y rigidez lateral

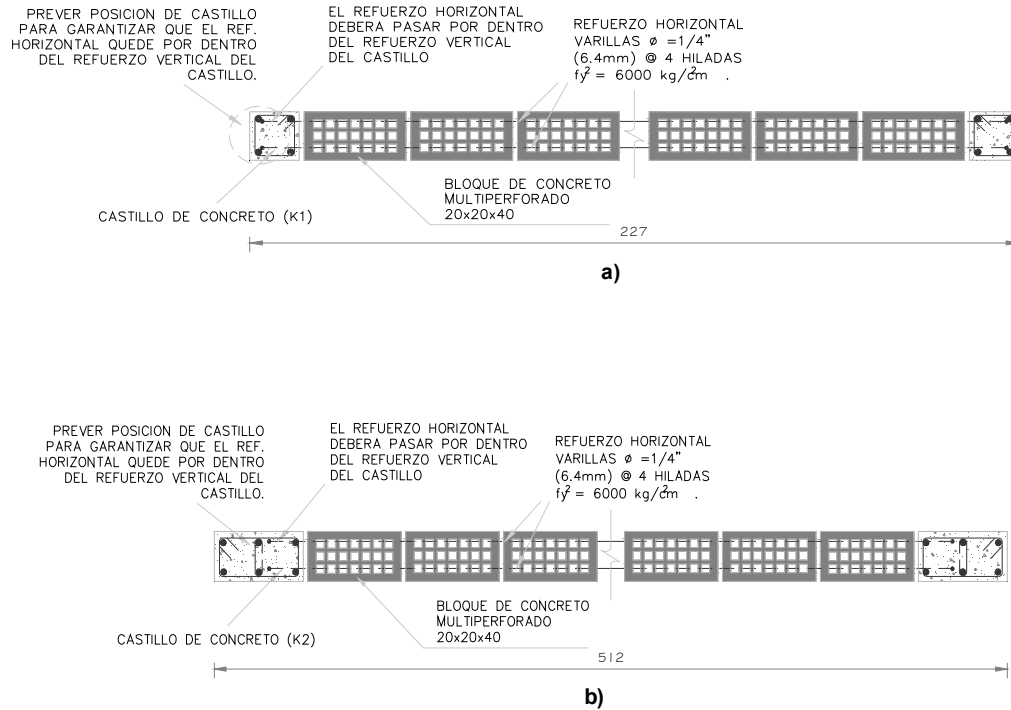


Figura 5.9 Muros en dirección larga, a) Geometría y armado de muro de fachada, b) Geometría y armado de muro de pasillo

En términos de refinar el sistema estructural originalmente propuesto, hubo un segundo punto a considerar. En particular, pudo establecerse que debido a las acciones derivadas del acoplamiento que aportan a los muros, los pretilos de mampostería de la fachada (ilustrados esquemáticamente en la Figura 5.8a), tienen un alto potencial de dañarse. Aunque esto no implica un riesgo de colapso para la fachada, no se encontró información confiable que permitiera modelar analíticamente el posible comportamiento no lineal de los pretilos. Debido a esto y con el fin de reducir la incertidumbre en términos del comportamiento estructural de la fachada, se propuso una alternativa que considera el uso de pretilos de concreto reforzado que exhiben una alta resistencia y un detallado correspondiente a una viga de acoplamiento (ver Figura 5.14).

Inicialmente, el diseño estructural a flexocompresión de los muros del edificio se realizó con el método optativo propuesto por las NTCDEM-2004. Conforme a lo discutido con anterioridad (ver la Figura 3.8), el método optativo subestima de manera importante la capacidad a flexocompresión de los muros de mampostería. Según lo discutido a partir de la Figura 4.13, si la capacidad real a flexión del muro es mucho mayor a la estimada, se estará produciendo una falla poco dúctil a corte. Para solucionar este inconveniente se propuso reducir el armado longitudinal originalmente propuesto para los castillos. El nuevo armado se propuso mediante un proceso iterativo estimando la capacidad a flexocompresión mediante el uso del programa XTRACT.

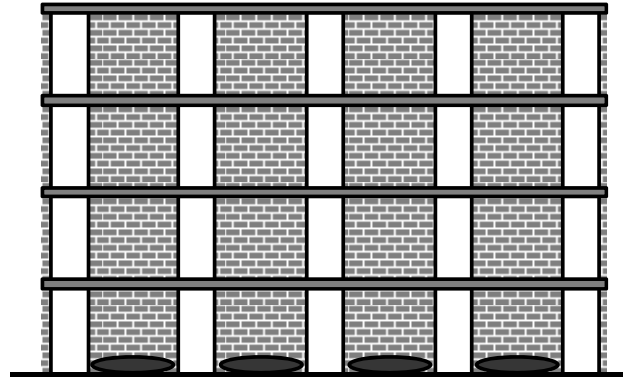


Figura 5.10 Estructuración de muros de pasillo en la dirección larga

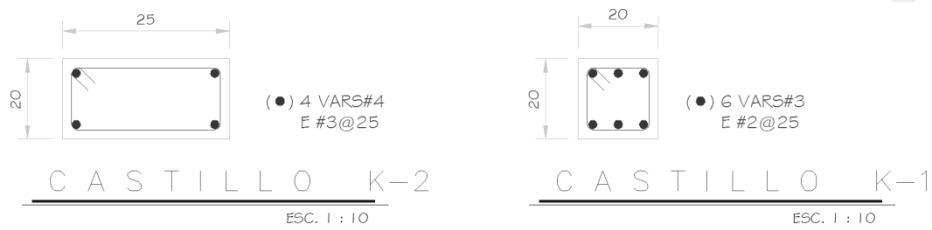
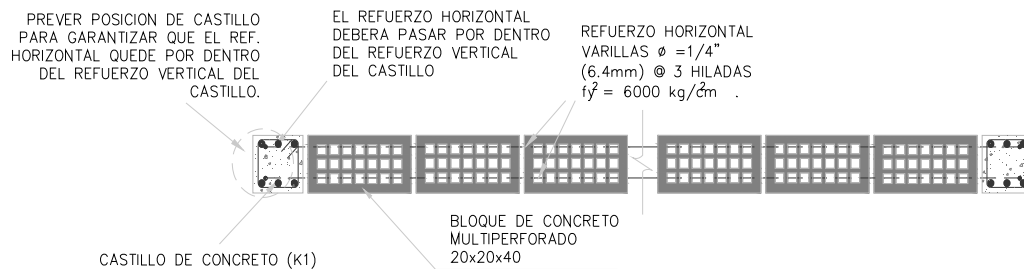


Figura 5.11 Armado de castillos definitivos

Mientras en la Figura 5.11 se ilustra el tamaño y armado longitudinal considerado en definitiva para los castillos, la Figura 5.12 muestra las dimensiones y detallado final usado para los muros de mampostería. La Figura 5.13 muestra los diagramas momento-curvatura obtenidos para los muros del edificio, trabajando puramente a flexión.



a)

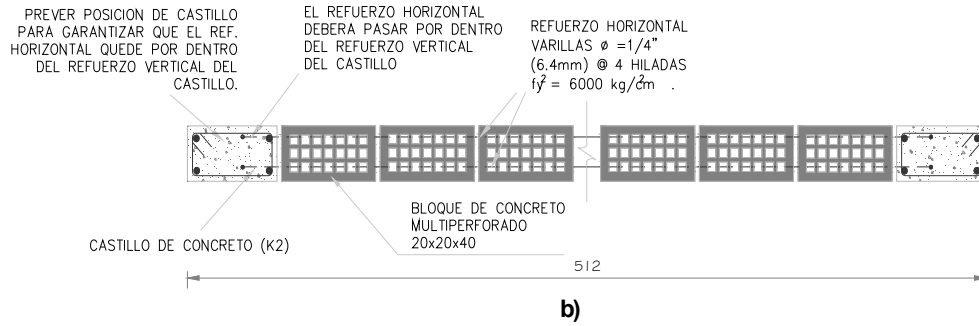


Figura 5.12 Detallado definitivo en muros, a) muro de fachada, b) muro de pasillo

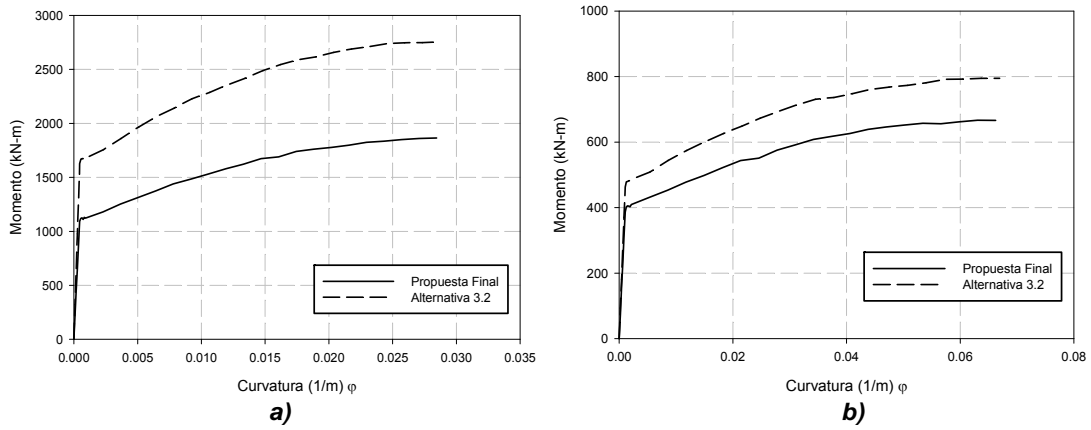


Figura 5.13 Diagrama momento curvatura (sin carga axial), a) muros de fachada, b) muros de pasillo

Tabla 5.8 Dimensiones finales de elementos que acoplan a los muros en el edificio

Elemento	h (mm)	b' (mm)	b(mm)	As (mm ²)	As' (mm ²)
Cerramiento de Borde (L)	355	200	680	729	254
Viga de Acoplamiento	1030	200	-----	966	966
Cerramiento interior (T)	-----	200	1160	990	254
Prétil de Mampostería	1030	200	-----	-----	-----

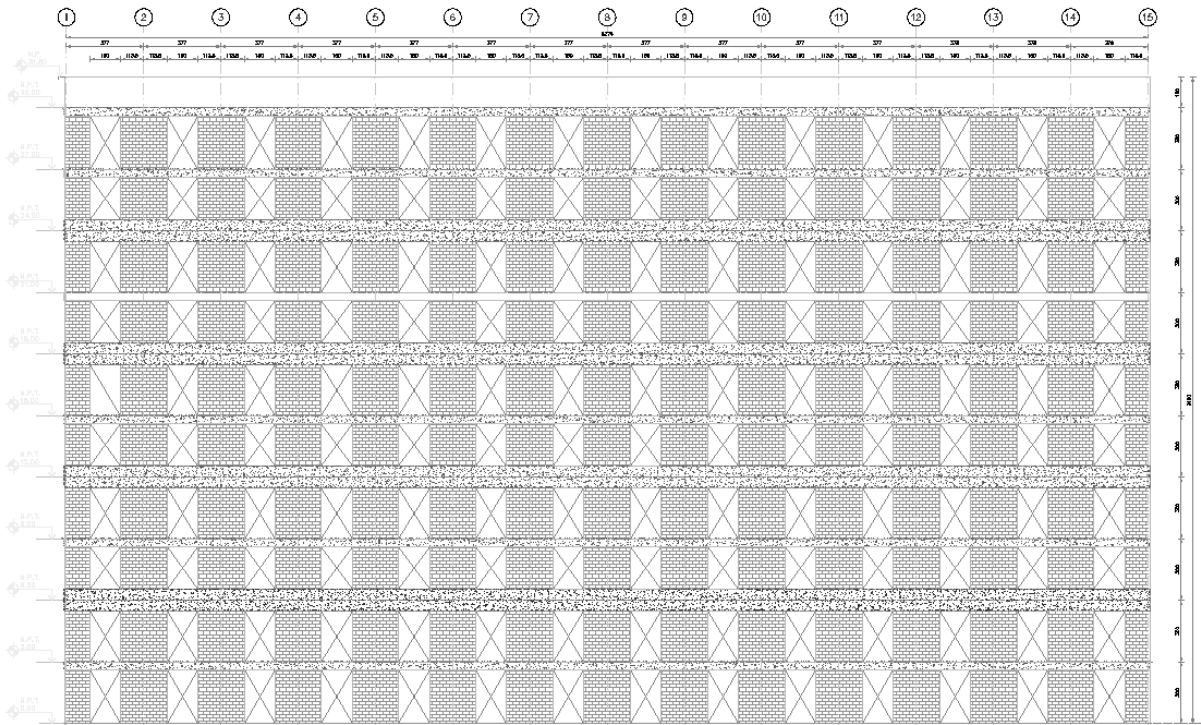


Figura 5.14 Fachada después de la modificación por la colocación de pretil de concreto

5.4 Modelo de Análisis No Lineal

Para simular el comportamiento del edificio de mampostería confinada de 10 niveles se decidió modelar el comportamiento de los muros, de tal manera que solo exhibieran daño a flexión, esta decisión se basa en lo discutido en el *capítulo 4* de esta tesis, por lo que el modelo de análisis no lineal queda definido por una columna ancha (elemento barra) que modela las propiedades a corte sin degradación. Para considerar explícitamente el comportamiento no lineal de los muros, se utilizó la teoría convencional de flexión y el concepto de articulación plástica con una longitud (l_p) de $0.5d$, este valor de longitud de articulación ha sido utilizado en el reglamento canadiense para muros de mampostería reforzada, estableciendo las propiedades de las articulaciones plásticas ubicadas en sus extremos

A pesar que en este modelo no se considera de manera directa la degradación de resistencia a corte en el modelo, dicha degradación se consideró de la siguiente manera:

1. Se realizó un análisis estático no lineal (sección 5.5) al edificio con las propiedades no lineales a flexión
2. De este análisis se obtuvieron los elementos mecánicos en los muros con mayor demanda a corte
3. Con la Ecuación 3.4 se estimó la resistencia a corte

Se comparó la resistencia a corte con la calculada con la Ecuación 3.4 contra la demanda de corte en cada incremento de carga del análisis estático no lineal, si la capacidad resistente es mayor que la demanda de corte, esto indica que no existe daño por corte en el muro

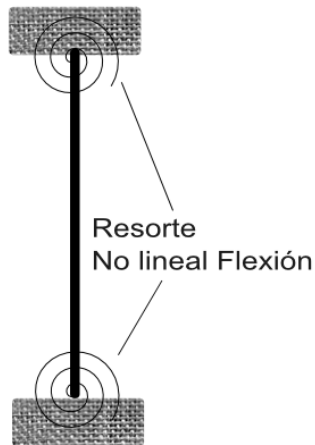


Figura 5.15 Modelo de columna ancha del comportamiento no lineal a flexión de un muro con relación de aspecto cercana a 2

Las propiedades no lineales de los cerramientos fueron establecidas de manera análoga a lo que se realiza en el modelado no lineal de vigas de concreto reforzado. En lo que respecta al pretil ó bajo ventana de mampostería, debido a las incertidumbres en su comportamiento y a la escasa información registrada sobre el comportamiento no lineal de este tipo de elementos estructurales, se decidió modelar su comportamiento no lineal dominado por corte a través del modelo de Flores y Alcocer, ya que la relación de claro entre peralte que guarda este elemento es cercana a la unidad.

Finalmente el comportamiento no lineal de la viga de acoplamiento de concreto se estableció de acuerdo a lo mostrado en el Apéndice B de esta tesis.

El para obtener las propiedades no lineales a flexión de todos los elementos a través del diagrama momento curvatura, se buscó un programa de análisis de secciones que fuera capaz de incluir diversos materiales en una misma sección, ya que un muro de mampostería cuenta con al menos 3 materiales (concreto, mampostería y acero de refuerzo) además era importante que dicho programa tuviera la capacidad de modelar el efecto benéfico del confinamiento proporcionado por los estribos al concreto. Todas estas cualidades fueron encontradas en el programa XTRACT, el cual realiza un análisis de secciones por medio del método de las fibras (Imbsen y Chadwell).



Figura 5.16 Modelo de fibras muro MAMPX227 de fachada, calculado con el programa XTRACT

5.5. Análisis Estático No lineal

Para estimar las propiedades estructurales en la dirección larga del edificio, se prepararon dos modelos de análisis no lineales. Dichos análisis fueron elaborados en el programa de computo MIDAS GEN (2012). En el primero se consideró la existencia de pretilos de mampostería (MPM). El segundo contempló el uso de pretilos de concreto (MPC). Vale la pena mencionar que aunque los pretilos de concreto se diseñaron para fomentar un mecanismo de columna débil-viga fuerte, se les aportó un detallado que hiciera posible su ingreso estable al rango no lineal de comportamiento (ver Apéndice B). En contraste, la falla a corte en los pretilos de mampostería es casi inevitable debido a la escasa área con la que cuentan y la ausencia de cargas axiales. En términos del periodo fundamental de vibración para la dirección larga del edificio, el modelo MPM estima un valor de 0.83 segundos. En el caso del modelo MPC, este valor es de 0.78 segundos.

Las curvas de capacidad para la dirección larga de ambas versiones del edificio se establecieron a partir de análisis estáticos no lineales (conocido como Pushover) que consideraron un patrón de carga triangular invertido. Conforme a lo ilustrado en la Figura 5.18b, se utilizó el modelo de la columna ancha cuyas propiedades elásticas se establecieron con base en lo discutido por (Zúñiga 2005).

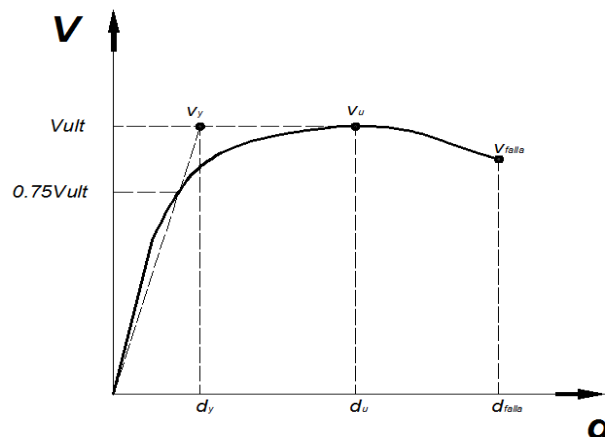
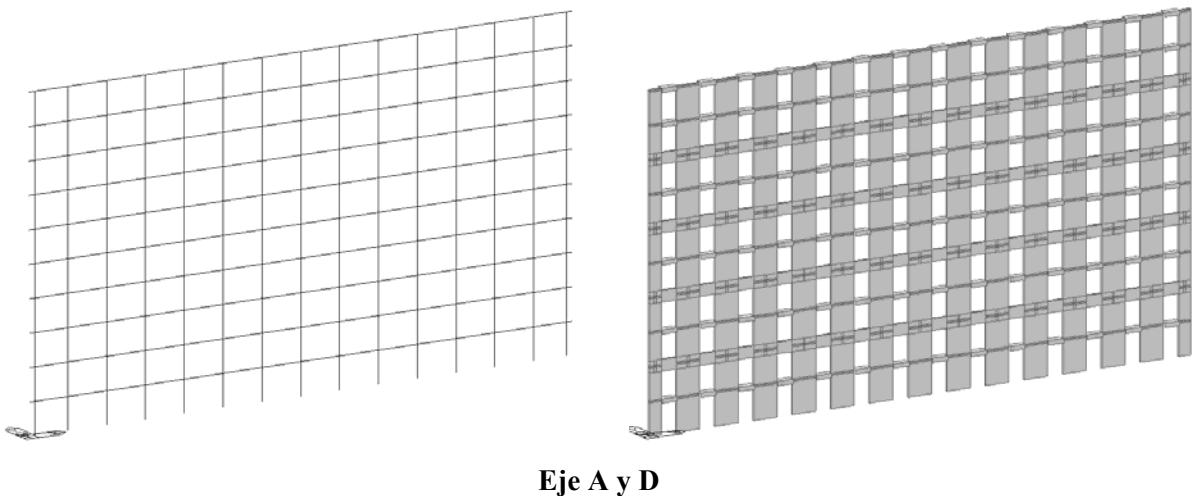


Figura 5.17 Definición de los puntos representativos de la curva de capacidad



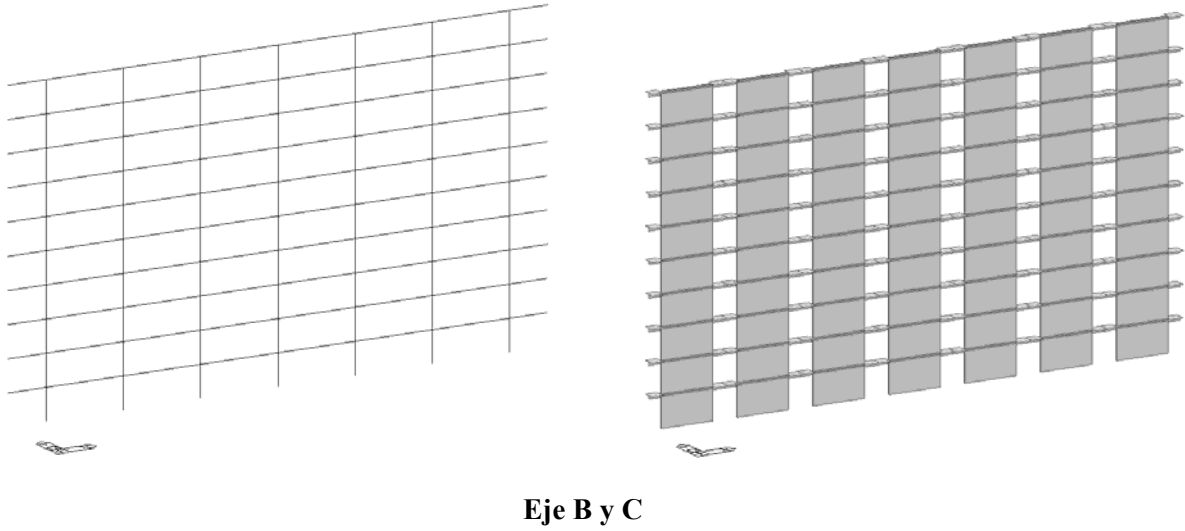


Figura 5.18 Modelo de análisis no lineal para el edificio

Tabla 5.9 Propiedades no lineales a flexión de los muros y elementos de acoplamiento

Elemento	EI (N-m ²)	M _v (kN-m)	φ _v (1/m)	M _u (kN-m)	φ _u (1/m)
MAMPX113.5	5.02E+7	125	3.19E-3	213.5	0.1343
MAMPX227	3.64E+8	400	1.35E-3	665.9	66.23E-3
MAMPX512	2.93E+9	1100	0.56E-3	1858	28.45E-3
Cerramiento (L)	1.3E+7	138.9	10.64E-3	171	0.1848
Cerramiento (T)	6.30E+6	-82.49	-13.08E-3	-103.4	-0.2885
Cerramiento (T)	1.72E+7	174.8	10.17E-3	238	0.2460
Viga de Acoplamiento	8.51E+6	-112.4	-13.21E-3	-133.2	-0.1979
Viga de Acoplamiento	1.52E+8	483.9	3.186E-3	600	0.03398

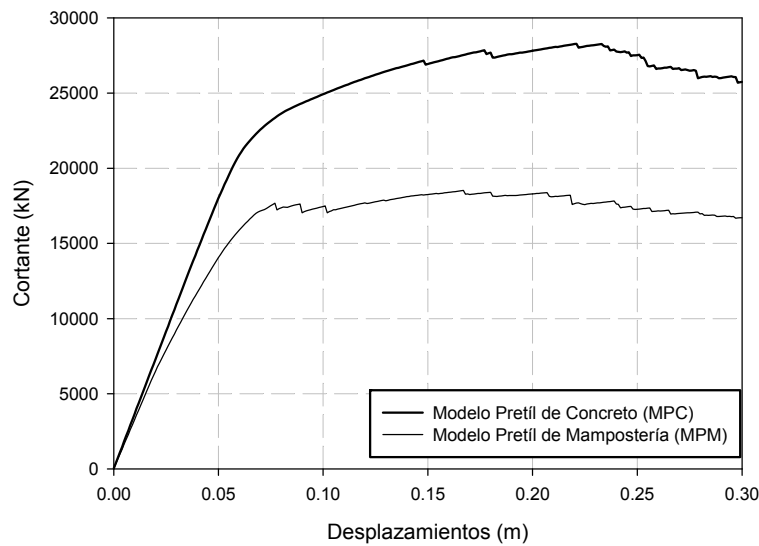


Figura 5.19 Curvas de capacidad para la dirección larga del edificio

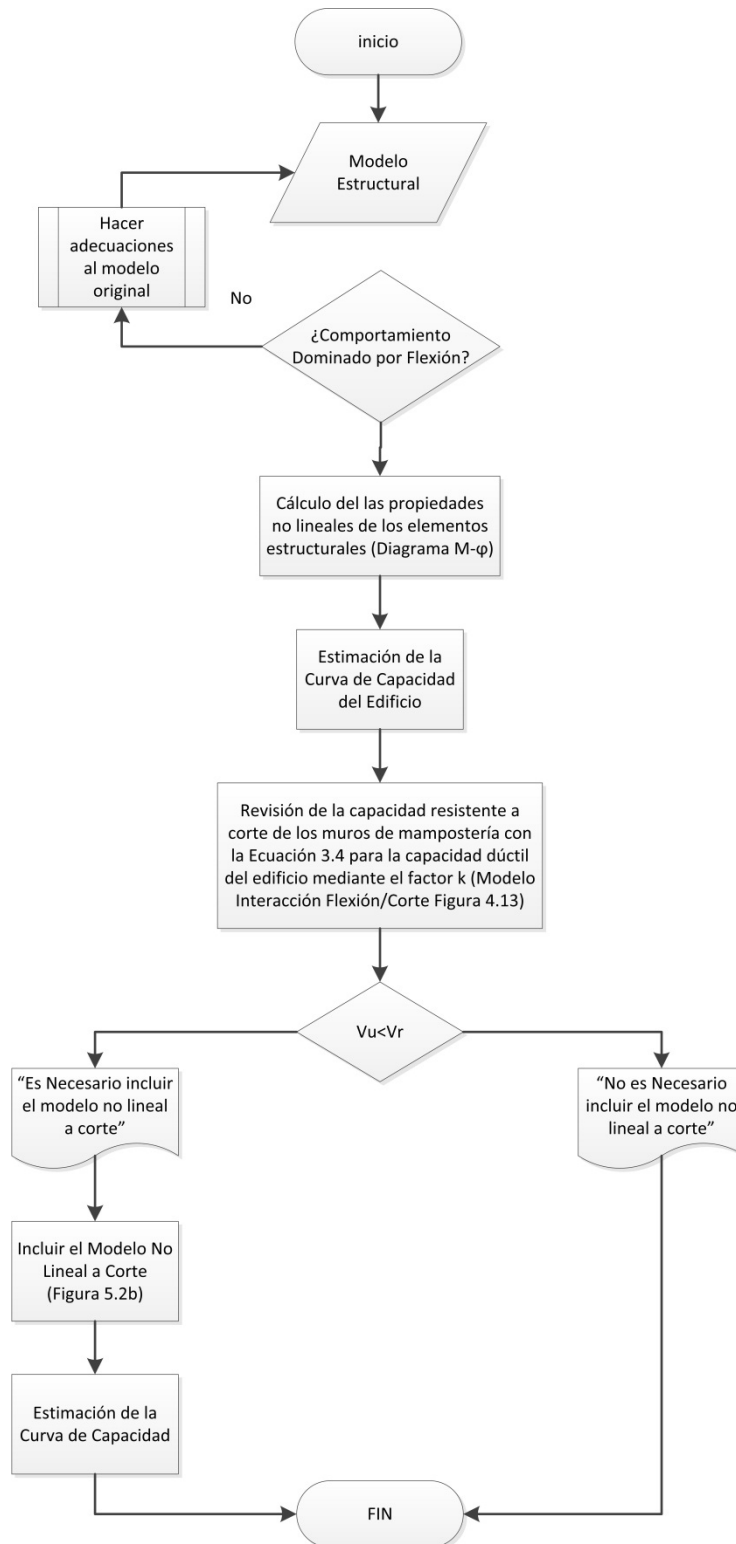


Figura 5.20 Diagrama de flujo del procedimiento para obtener la curva de capacidad del edificio

Tabla 5.10 Datos curva de capacidad

Modelo	Cortante de fluencia (kN)	Desplazamiento de Fluencia (mm)	Cortante Ultimo (kN)	Desplazamiento Ultimo (kN)	Cortante a la Falla (kN)	Desplazamiento de Falla (mm)
MPC	2.38E+4	70	2.38E+4	221	2.67E+4	255
MPM	1.38E+4	50	1.82E+4	167	1.76E+4	170

En la Figura 5.19 se observan las curvas de capacidad obtenidas para la dirección larga del edificio. La

Tabla 5.10 resume las propiedades estructurales derivadas de las curvas. En cuanto a la definición del desplazamiento de fluencia en la azotea, se utilizó el método de la rigidez secante (Park 1988). Puede observarse que aunque la capacidad de deformación de ambos modelos es similar, el cortante basal máximo que desarrolla el modelo MPM es aproximadamente del 60% del alcanzado por el modelo MPC. De acuerdo a lo mostrado, ambos modelos son capaces de desarrollar de manera muy estable un desplazamiento de azotea cercano a los 15 centímetros, lo que de acuerdo al desplazamiento de fluencia considerado en la

Tabla 5.10 para el modelo MPC, corresponde a una ductilidad global de 2. A partir de los 15 cm de azotea, el daño en algunos muros de fachada y en los elementos horizontales que los acoplan resulta en una ligera reducción de la capacidad resistente del edificio. Note que la curva de capacidad muestra un comportamiento estable hasta un desplazamiento de azotea de 25 centímetros (una pérdida aproximada del 5% de cortante basal), de tal manera que podría considerarse que 25 centímetros es el umbral para el desplazamiento máximo que puede desarrollar el edificio durante un sismo.

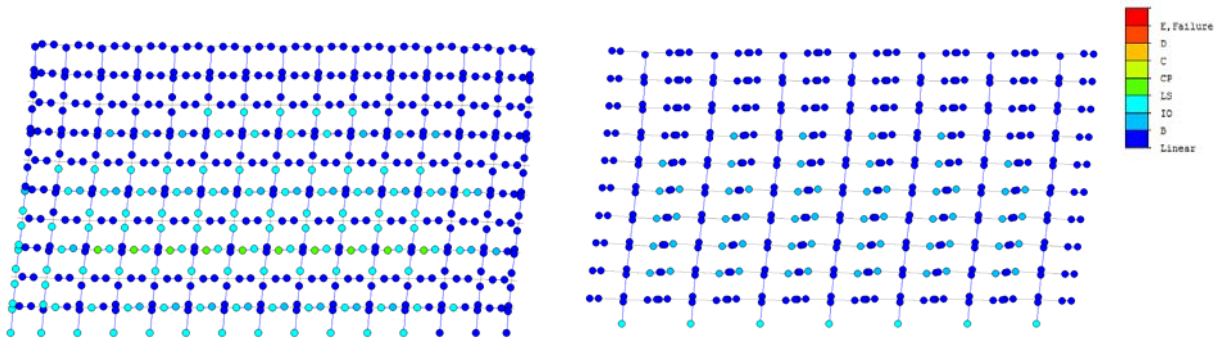


Figura 5.21 Nivel de daño para el desplazamiento de fluencia (Modelo MPC)

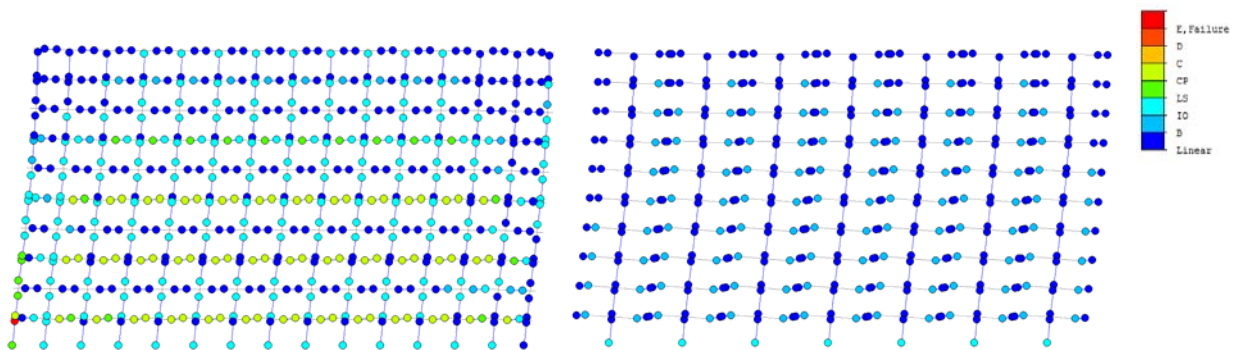


Figura 5.22 Nivel de daño para una ductilidad de 2 (Modelo MPC)

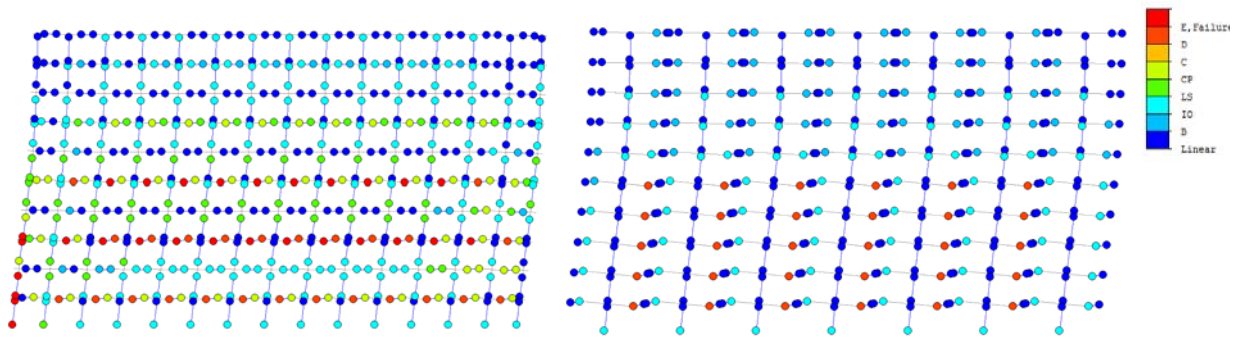


Figura 5.23 Nivel de daño para un desplazamiento de 25cm (Modelo MPC)

Las Figura 5.21 a Figura 5.23 muestran los patrones de daño en los elementos estructurales del modelo MPC, para diferentes condiciones de desplazamiento lateral donde: la literal B, se hace referencia al momento y rotación de fluencia, D se refiere al momento y rotación última para esta zona, finalmente el resto de las literales no han sido calibradas debido a la falta de información en muros con las características que se tienen en este modelo. En todas se aprecia que el mayor daño tiende a aparecer en las porciones de la losa de entrepiso que acoplan el comportamiento de los muros del primer, tercer y quinto niveles, y en muros ubicados en el extremo de la planta que desarrollan fuerzas axiales de tensión como parte del mecanismo sismorresistente aportado por la fachada.

La Figura 5.24 muestra para el modelo MPC la evolución en altura de la deformación lateral del edificio conforme se incrementa el desplazamiento de azotea. Mientras que la Figura 5.24a lo hace en términos del desplazamiento lateral de las diferentes losas, la Figura 5.24b la presenta en términos de distorsiones de entrepiso. Conforme a lo mostrado, la deformación lateral en el edificio tiende a concentrarse en los primeros seis pisos, tendencia que se agudiza conforme se incrementa el desplazamiento de azotea. En términos de los umbrales de desplazamiento asociados a una respuesta lateral estable, se observan demandas máximas de distorsión de 0.007 y 0.01 para desplazamientos de azotea de 15 y 20 centímetros. Note que dichas distorsiones son considerablemente mayores que el límite de 0.0025 contemplado por las NTDCM-2004 para el edificio. Lo discutido anteriormente muestra que es necesario revisar las distorsiones permisibles propuestas en la NTDCM-2004, que si bien han funcionado de manera adecuada para edificaciones de media y baja altura, de acuerdo a lo mostrado en este trabajo parecen ser muy severas para estructuras de mayor altura donde es posible desarrollar mayores niveles de deformación a través de un comportamiento a flexión dúctil.

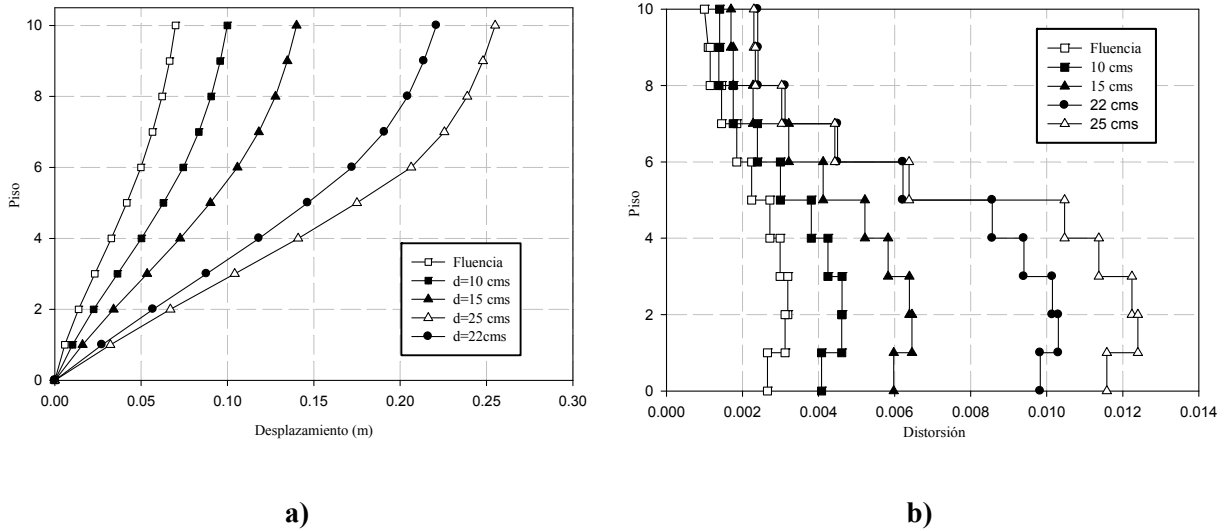


Figura 5.24 Evolución de la deformación lateral en altura para el modelo MPC: a) Desplazamientos de piso, b) Distorsiones de entrepiso

5.6. Desempeño Sísmico de la Estructura

Con fines de evaluar el desempeño sísmico del edificio de diez pisos esto es buscar la demanda máxima esperada en la estructura, se buscó el sitio dentro de la Zona de Transición que resultará en las mayores demandas de deformación lateral. Esto arrojó la consideración de un sitio con un periodo dominante del terreno de un segundo ($T_s=1seg$).

Para establecer la base de datos de los registros, se seleccionaron los eventos sísmicos de mayor intensidad registrados en la base de datos de sismos fuertes de México que data de 1985 a 1999. Los espectros correspondientes al sitio de la construcción se establecieron a partir de doce movimientos registrados en la Zona de Transición durante diferentes eventos sísmicos

Tabla 5.11 Movimientos que caracterizan al sismo de diseño

Id	Estación	Evento	Componente	Aceleración Máxima del Terreno (cm/seg ²)	M _L	Tipo de Suelo	Factor de Escala
Acel1	JC54	04/1989	EO	29.96	6.9	Arcilla Blanda	5.730
Acel2	JC54	04/1989	NS	28.18	6.9		6.092
Acel3	JC54	06/1999	EO	35.53	5.8		4.832
Acel4	JC54	06/1999	NS	43.69	5.8		3.930
Acel5	DX37	04/1989	EO	33.78	6.9		5.083
Acel6	DX37	04/1989	NS	31.28	6.9		5.488
Acel7	DX37	09/1999	EO	26.81	7.5	Transición	6.404
Acel8	DX37	09/1999	NS	23.51	7.5		7.302
Acel9	ME52	04/1989	NS	20.85	6.9		8.233
Acel10	ME52	09/1995	EO	27.37	6.4		6.273
Acel11	ME52	09/1995	NS	21.33	6.4		8.048
Acel12	ME52	09/1999	NS	21.03	7.5		8.163

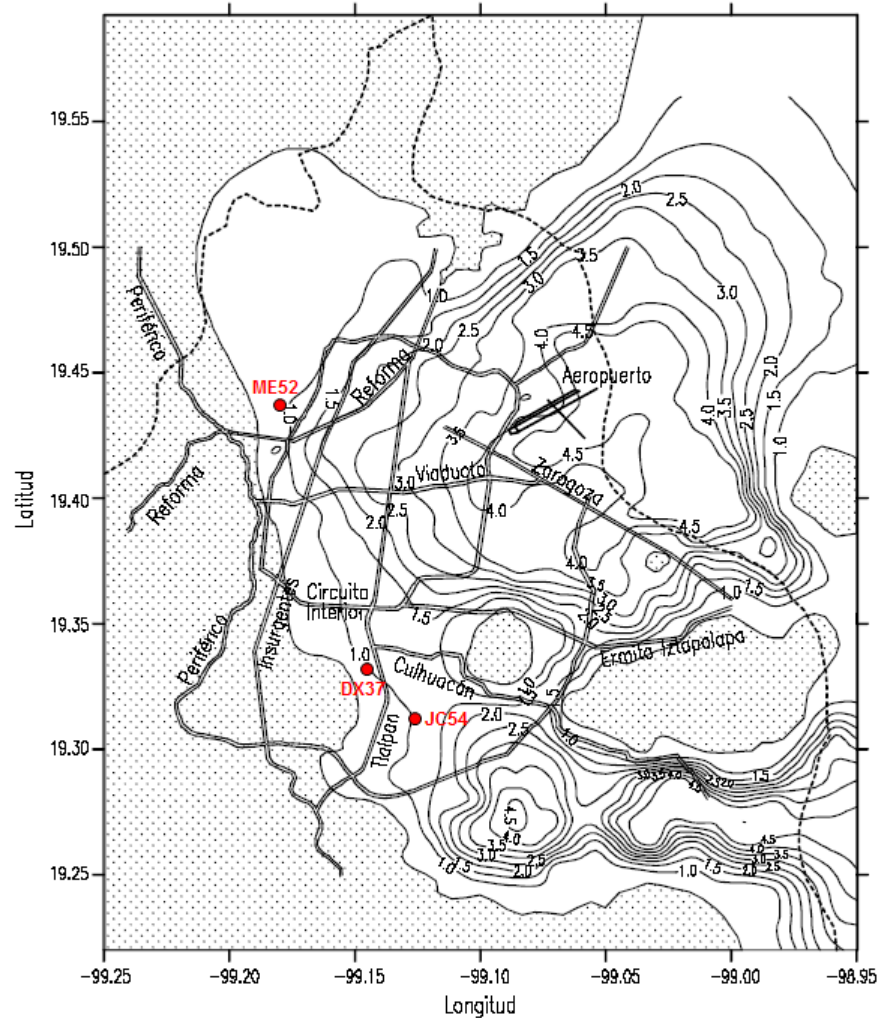


Figura 5.25 Ubicación de las estaciones de registro

Para modelar el comportamiento histerético de los muros se empleó el modelo con degradación de rigidez de Clough (Figura 4.12), dicho modelo ha sido utilizado exitosamente en elementos de concreto reforzado. De acuerdo con los resultados obtenidos por (Shedid, El-Dakhkhni *et al.* 2009) el comportamiento de los muros fallando a flexión presenta lazos de histéresis estables con baja degradación de resistencia. A falta de mayores investigaciones, no es posible establecer un valor característico para la pendiente de descarga del modelo de Clough, por lo que en este trabajo se optó por utilizar el mismo valor que define la rigidez inicial del muro.

La Tabla 5.11 resume información relevante de cada movimiento. La aceleración máxima del terreno de los registros originales va desde 21 hasta 44 cm/seg^2 . Todos los movimientos se escalonaron linealmente de tal manera que su aceleración máxima del terreno coincidiera con el valor de $0.175g$ prescrito por el Apéndice A de las NTCDS-2004. Mientras que la Figura 5.26 compara los espectros medio y medio + σ de resistencia con los espectros de diseño que, de acuerdo al Apéndice A corresponden al sitio de la construcción, la Figura 5.27 hace lo propio para la media + σ del desplazamiento.

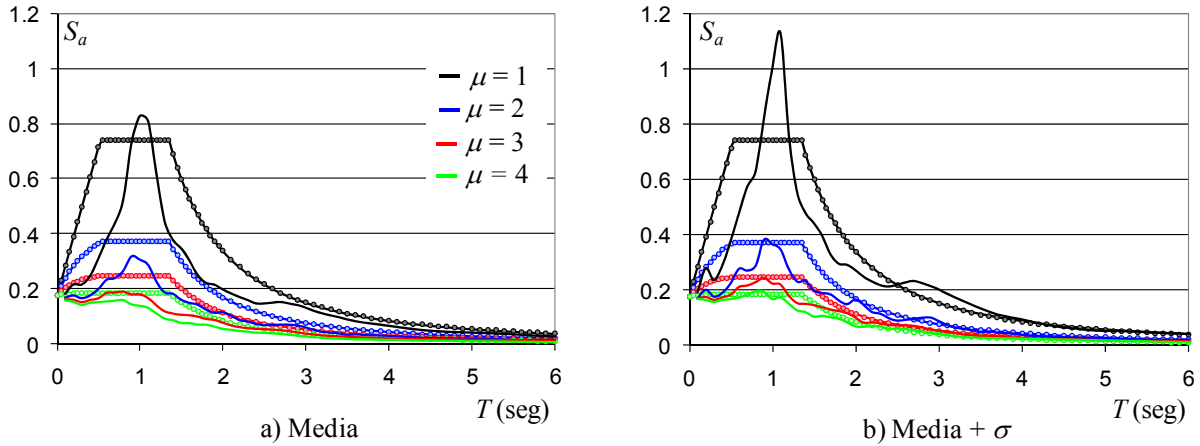


Figura 5.26 Comparación de espectro de resistencia medio y medio+ σ con espectros normativos

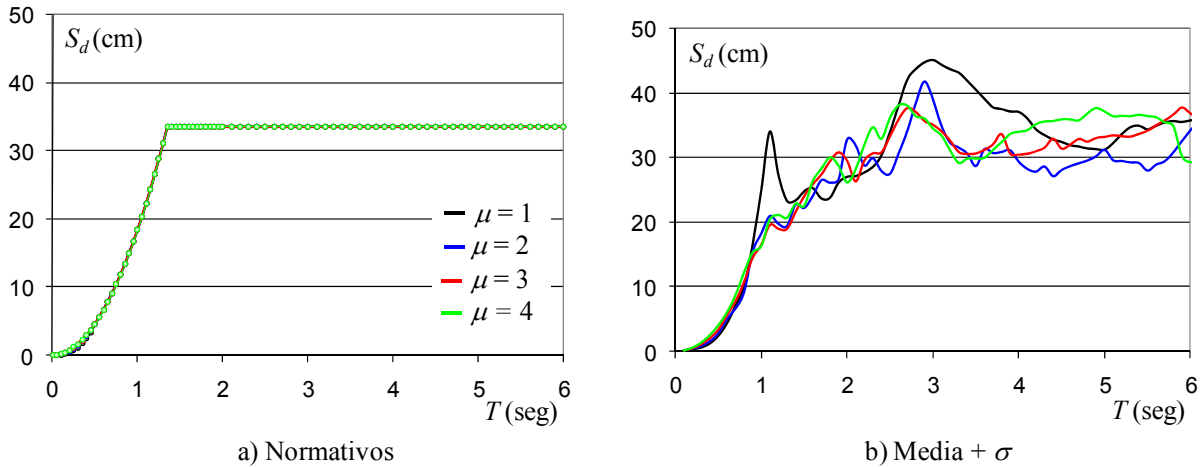


Figura 5.27 Comparación de espectros de desplazamiento medio + σ con espectros normativos

Finalmente, la Figura 5.28 muestra las demandas de deformación lateral calculadas con los análisis paso a paso que en el edificio. Mientras que la Figura 5.28a presenta las envolventes de desplazamiento lateral, la Figura 5.28b hace lo propio para las distorsiones de entrepiso. Se resalta que la demanda media + σ de desplazamiento de azotea corresponde a un valor de 15 centímetros, valor que conforme a la curva de capacidad del edificio puede ser alcanzado por el edificio de manera estable. En términos del nivel de daño estructural, esto corresponde a daño severo en unos cuantos muros de fachada y algunas de las dalas de acoplamiento; y daño entre leve y moderado en la base de los muros ubicados en los pasillos (ver Figura 5.22). La demanda media + σ de distorsión exhibe un valor cercano a 0.007, valor que, por un lado, excede el límite de 0.0025 especificado por las NTCM y que por el otro lado, corresponde bastante bien a la demanda de distorsión predicha por el análisis estático no lineal para un desplazamiento de azotea de 15 centímetros

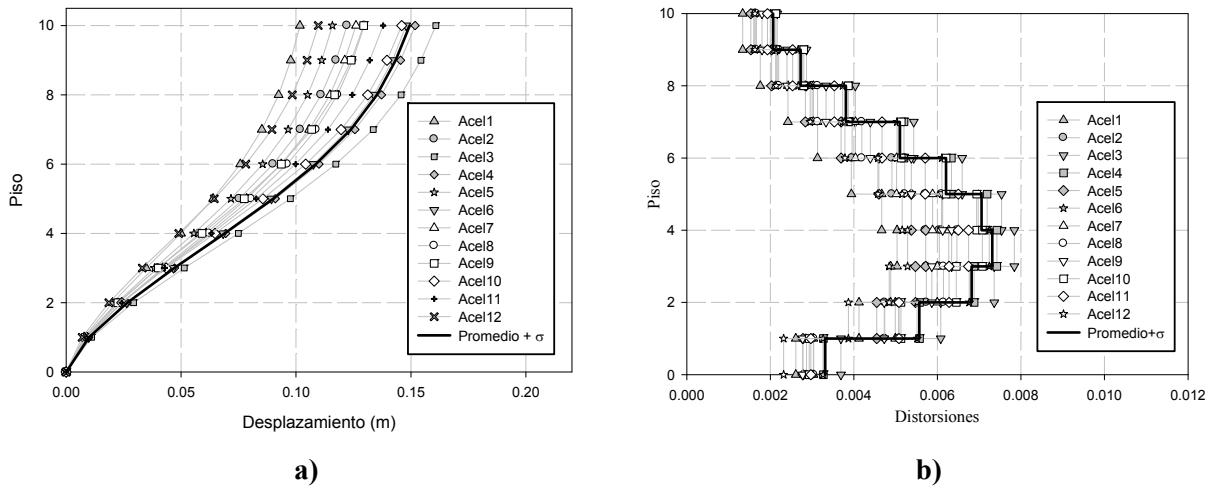


Figura 5.28 Demanda de deformación lateral para el modelo MPC, a) Desplazamiento de piso, b) Distorsiones de entrepiso

6. OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES

6.1. Observaciones

El comportamiento global del edificio en su dirección larga puede entenderse a partir de la curva de capacidad idealizada incluida en la Figura 6.1. Por un lado y dado que estas se dañan a deformaciones menores, las fachadas se constituyen en un *fusible estructural* capaz de disipar una cantidad importante de energía. Por el otro lado, los pasillos aportan un núcleo estructural que exhibe un comportamiento dúctil y estable que resiste de manera mayoritaria la acción del sismo sobre el edificio. Conforme a lo mostrado esquemáticamente, el edificio de mampostería tiene en su dirección larga la capacidad de desarrollar de manera confiable deformaciones laterales mayores que la asociada a la pérdida de la capacidad sismorresistente de la fachada. Note que el modelo simplificado propuesto en la Figura 6.1 resulta en edificios altos de mampostería capaces de desarrollar demandas de deformación laterales importantes de manera estable.

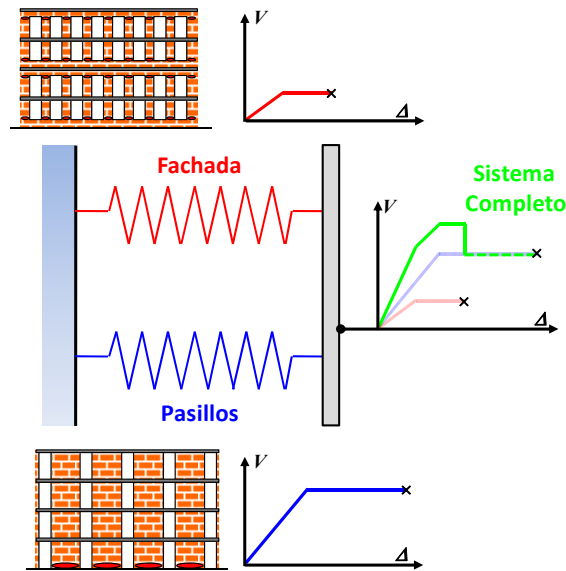


Figura 6.1 Trabajo integrado de fachada y pasillo en la dirección larga

6.2. Conclusiones

Los ensayos experimentales llevados a cabo a nivel internacional indican con claridad que el comportamiento de muros esbeltos de mampostería puede llegar a ser dúctil, y tener asociado altas capacidades de deformación lateral y disipación de energía. La construcción de edificios de mampostería de gran altura será posible en la medida que se desarrollen en México mamposterías de alta resistencia y se planteen sistemas estructurales que promuevan el comportamiento a flexión de los muros. Dentro de este contexto, la normativa actual debe modificar y/o esclarecer las hipótesis con que se analizan y diseñan las estructuras de mampostería.

De acuerdo a lo observado en el desarrollo de este trabajo, sería complejo establecer un diseño racional de un edificio alto de mampostería a través de análisis elásticos, por lo que una modificación al reglamento consiste en la consideración de modelos de análisis no lineal tal como los que se proponen en esta tesis.

En términos del análisis estructural, el método de la columna ancha resulta ser una excelente herramienta para el modelado de las estructuras de mampostería. Dentro de este contexto, no solo puede utilizarse el método durante la etapa de diseño, sino para plantear modelos no lineales de análisis que permiten evaluar el desempeño esperado de los edificios de mampostería.

Los resultados obtenidos a partir del modelado no lineal de un edificio de diez pisos, y de la evaluación de su desempeño estructural, sugieren que los muros contemplados para el edificio no tendrán problemas en términos de su resistencia a corte. Al respecto, es importante mencionar que dicha resistencia fue evaluada a partir de una propuesta establecida a nivel internacional, la cual debe ser avalada o corregida a la brevedad para su uso dentro del contexto de la práctica mexicana. La presencia de castillos en los extremos de los muros del edificio estabiliza su respuesta a flexión, y elimina la posibilidad de aplastamiento de la mampostería.

Los ensayos en muros de mampostería con relación de aspecto de 2, muestran que la capacidad de deformación de estos muros es superlativa a la desarrollada por muros con relaciones de aspecto menores, No obstante, en un edificio de mampostería pudieran existir un amplio rango de muros con diferentes relaciones de aspecto, en este escenario, sería complejo establecer una distorsión de entrepiso máxima tal como lo hace la norma mexicana actualmente. A consecuencia de esto, a juicio del autor, sería adecuado establecer el desempeño sísmico a través de modelos de análisis dinámicos no lineales para este tipo de estructuras, en vez de establecer un valor fijo, como lo hace el reglamento actualmente.

Según lo discutido en el *capítulo 3* y el *capítulo 4* existe la posibilidad que un muro dominado con relación de aspecto cercano a 2, presente un comportamiento donde la falla por deslizamiento debida al corte tenga un impacto importante en la respuesta lateral del muro, por lo que el modelo de análisis utilizado solo considera dicho comportamiento, en términos de un comportamiento a corte en tensión diagonal, será necesario desarrollar en futuros trabajos un modelo que represente la aparición de este tipo de falla.

Aunque durante su respuesta ante sismo, el edificio de 10 pisos llega a exhibir daño severo en los muros de fachada, la estabilidad global del edificio queda garantizada por un núcleo estructural formado por los muros de pasillo, los cuales son capaces de aportar una sismorresistencia adecuada el edificio aún para elevadas demandas de desplazamiento de azotea

Bibliografía

Aguilar, G. y S. M. Alcocer (2001). "Efecto del Refuerzo Horizontal en el Comportamiento de Muros de Mampostería Confinada ante Cargas Laterales". Informes Técnicos. México, CENAPRED.

AIJ (1994). "Structural Desing Guidelines for Reinforced Concrete Buildings Based on Ultimate Strength Concept". Tokyo Japon, Architectural Institute of Japon.

Alcocer, S. M., J. G. Arias y L. E. Flores (2004). "Some Developments on Performance-Based of Masonry Structures". Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation Proceedings of the International Workshop. P. Fajfar and H. Krawinkler. Bled, Slovenia, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER): 223-244.

Alvarez, J. J. y S. M. Alcocer (1994). Influencia del Refuerzo Horizontal y De la Relación de Aspecto en Muros de Mampostería Confinada. Memorias del Noveno Congreso Nacional de Ingeniería Estructural Zacatecas, México.

Astroza, I. M. y A. A. Schmidt (2004). "Capacidad de Deformación de Muros de Albañilería Confinada para Distintos Niveles de Desempeño Sísmico ". Revista de Ingeniería Sísmica. No. 70 59-75

ATC (1981). "Applied Tecnology Council ". Seismic Design guidelines for highway bridges Berkeley, California. **ATC-06**.

Brzev, S. (2007). Earthquake-Resistant Confined Masonry Construction. Kanpur, India, National Information Center of Earthquake Engineering (NICEE).

Castillo, J. J., D. Arroyo y L. Quiroz (2009). "Modelos Esfuerzo Deformación Axial para Mampostería Confinada Fabricada en México D.F". Memorias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Puebla, Pue.

Chadwell, C. B., Imbsen y Associates (2002). "Cross Section Analysis Software for Structural and Earthquake Engineering". "XTRACT". V. 3.0.9

Chopra, A. K. (2007). Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Pearson/Prentice Hall.

Diez, J., I. M. Astroza y F. Delfín (1988). "Estudio Experimental de Modalidades de Refuerzo para Muros de Albañilería de unidad cerámicas ". Colloquia 88. Madrid, España.

Ewing, B. D. y M. J. Kowalsky (2004). "Compressive Behavior of Unconfined and Confined Clay Brick Masonry." Journal of Structural Engineering **130**(4): 650-661.

Flores, L. E. y S. M. Alcocer (2001). "Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería Confinada". México, CENAPRED: 109.

Hidalgo, P., R. Mayes, H. McNiveN y R. Clough (1978). "Cyclic Loading Tests of Masonry Single Piers Volumen 1 Height to Width Ratio of 2". California University of California 171 pp.

Imbsen, R. A. y C. B. Chadwell XTRACT: A Tool for Axial Force - Ultimate Curvature Interactions. Structures 2004: 1-9.

Kent, D. C. y R. Park (1971). "Flexural Members with Confined Concrete." Journal of Structural Engineering **97**: 1969-1990.

Meli, R. (1979). "Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería ". México, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.

Meli, R., S. Brzev, M. Astroza, T. Boen, F. Crisafulli, J. Dai, M. Farsi, T. Hart, A. Mebarki, I. Moghadam, D. Quiun, M. Tomazevic y L. Yamin (2011). Seismic Design Guide For Low-Rise Confined Masonry Buildings, World Housing Encyclopedia

Meli, R. y A. Reyes (1971). "Propiedades Mecánicas de la Mampostería". Serie del Instituto de Ingeniería. México D.F, Instituto de Ingeniería UNAM. **288**: 290-295.

MIDAS (2012). "Integrated design systems for buildings and general structures". "MIDAS GEN". v3.1

Miranda, E. y A. Tena (1999). Comportamiento Mecánico de la Mampostería. Edificaciones de Mampostería para Vivienda. Ciudad de México, Fundación ICA, A.C.: 578.

NEHRP (1997). "National Earthquake Hazards Reduction Program". Recommended provisions for seismic regulation for new buidings and other structures. Washington D.C, Building Seismic Safety Council.

NTCDS (2004). "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo". México D.F, Gaceta del Gobierno del D.F: pp 55-77.

NTDCEC (2004). "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto". TOMO I, Gaceta Oficial del Gobierno del D.F: 88-193pp.

NTDCEM (2004). "Normas Técnicas Complementarias Para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería". TOMO I. México D.F, Gaceta Oficial del Gobierno del D.F: pp 4- 53.

Park, R. (1988). Ductility Evaluation From Laboratory And Analytical Testing. Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto JAPAN.

Pérez-Gavilán, J. J. (2012). "Notas de Análisis de Estructuras de Mampostería ". México, D.F, U.N.A.M: pp 49.

Pérez-Gavilan, J. J., S. M. Alcocer y L. E. Flores (2012). "Efecto de la Esbeltez en la Resistencia de Muros de Mampostería Confinada". Revista de Ingeniería Sísmica. **Sin Publicar**

Pérez-Gavilan, J. J. y T. A. Manzano (2012). "Efecto del Momento Flexionante en la Fuerza Cortante que Produce el Agrietamiento por Tensión Diagonal en Muros de Mampostería". Revista de Ingeniería Sísmica. México, D.F. **Aceptado**.

Pérez-Leal, G. E. (2011). "Alternativas para el Diseño Sísmico de Edificios Altos de Mampostería". Facultad de Ingeniería Civil. Morelia, Michoacán Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. **Maestró de Ingeniería**

Priestley, M. J. N. y D. M. Elder (1983). "Stress-Strain Curves for Unconfined and Confined Concrete Masonry." ACI Journal **80**: 192-201.

Priestley, M. J. N. y M. D. Elder (1982). "Seismic Behavior of Slender Concrete Masonry Shear Walls". Research Report. Christchurch New Zealand, Department of Civil Engineering University of Canterbury.

Riahi, Z., K. Elwood y S. Alcocer (2009). "Backbone Model for Confined Masonry Walls for Performance-Based Seismic Design." Journal of Structural Engineering **135**(6): 644-654.

Rodriguez, M. y J. C. Botero (1995). "Comportamiento Sísmico de Estructuras Considerando Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Mexicanos". Revista de Ingeniería Sísmica N° 49: 39-50.

San Bartolomé, A. (1990). Albañilería Confinada. Colección del Ingeniero Civil. Lima, Consejo Departamental de Lima. **Libro 4**.

Seible, F., M. J. N. Priestley, G. R. Kingsley y A. G. Kurkchubasche (1994). "Seismic Response of Full-Scale Five-Story Reinforced-Masonry Building." Journal of Structural Engineering **120**(3): 925-946.

Shedid, M. T., W. W. El-Dakhkhni y R. G. Drysdale (2008). "Analysis of Seismic Response of Fully Grouted Reinforced Concrete Masonry Shear Walls". The 14th World Conference of Earthquake Engineering. Beigin China.

Shedid, M. T., W. W. El-Dakhkhni y R. G. Drysdale (2009). "Behavior of fully grouted reinforced concrete masonry shear walls failing in flexure: Analysis." Engineering Structures **31**(9): 2032-2044.

Shing, P., J. Noland, E. Klammer y H. Spaeh (1989). "Inelastic Behavior of Concrete Masonry Shear Walls." Journal of Structural Engineering **115**(9): 2204-2225.

Shing, P., M. Schuller y V. Hoskere (1990). "In-Plane Resistance of Reinforced Masonry Shear Walls." Journal of Structural Engineering **116**(3): 619-640.

Terán-Gilmore, A., D. Arroyo y J. Ruiz (2009). "Diseño por Desempeño ¿El Futuro para el Diseño de las Estructuras de Mampostería?". VI Simposio Nacional Sobre Ingeniería Estructural en la Vivienda. Guanajuato, Gto, Sociedad Mexicana Ingeniería Estructural (SMIE).

Torrevalva, D. y A. Macciotta (1986). "Influencia de la esbeltez en la resistencia al corte de la albañilería confinada". Ponencias del VI Congreso Nacional de Ingeniería Civil Perú.

Valenzuela, E. (2009). "Sobrerresistencia en Estructuras de Mampostería". División de Ciencias Básicas e Ingeniería México. D.F, Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco. **Maestro en Ingeniería Estructural**.

Vaughan, P. T. (2010). "Evaluation of Masonry Wall Performance Under Cyclic Loading". Department of Civil and Environmental Engineering. Washington, Washington State University. **Master of Science in Civil Engineering**.

Voon, K. y J. Ingham (2006). "Experimental In-Plane Shear Strength Investigation of Reinforced Concrete Masonry Walls." Journal of Structural Engineering **132**(3): 400-408.

Voon, K. C. y J. M. Ingham (2007). "Design Expression for the In-Plane Shear Strength of Reinforced Concrete Masonry." Journal of Structural Engineering **133**(5): 706-713.

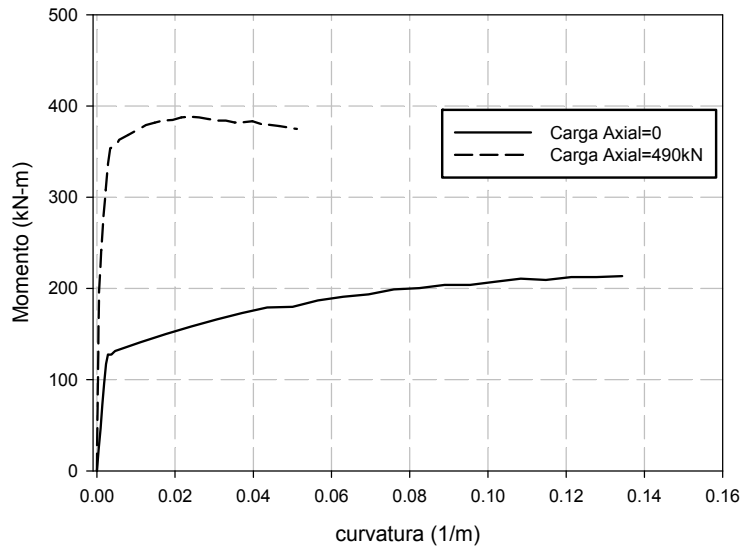
Zúñiga, O. (2005). "Evaluación Analítica de la Respuesta Sísmica de las Edificaciones de Mampostería". División de Ciencias Básicas e Ingeniería México. D.F, Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco. **Maestro en Ingeniería Estructural**.

Zuñiga, O. y A. Terán-Gilmore (2008). "Evaluación Basada en Desplazamientos de Edificaciones de Mampostería Confinada". Revista de Ingeniería Sísmica. **No 79**: 25-48.

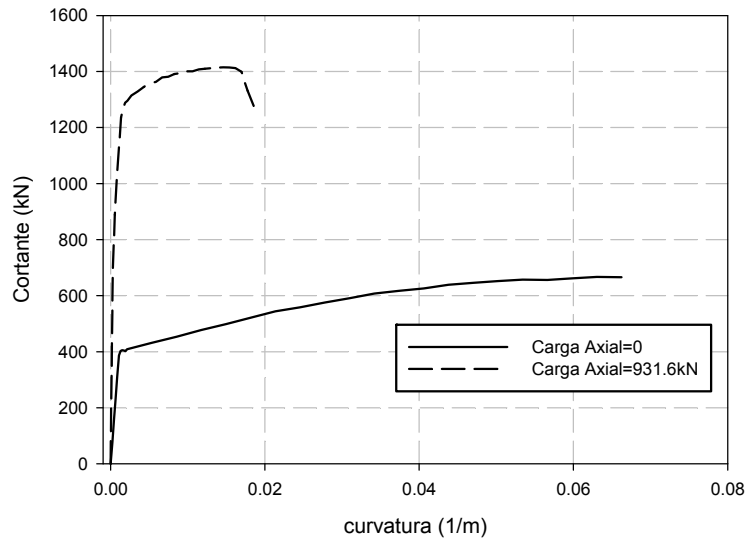
APENDICE A

Diagramas Momento Curvatura de los muros en el edificio

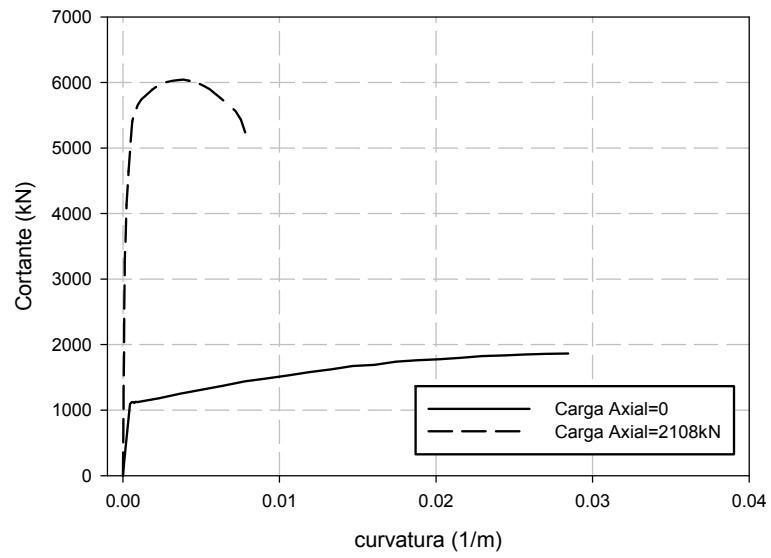
Se muestran los diagramas momento curvatura de los distintos muros que componen la dirección de análisis del edificio.



A.1. Diagrama Momento Curvatura para el muro MAMPX113.5x20



A.2. Diagrama Momento Curvatura para el muro MAMPX227x20



A.3. Diagrama Momento Curvatura para el muro MAMPX512x20

APENDICE B

DISEÑO Y MODELADO DE VIGA DE ACOPLAMIENTO DE CONCRETO

Las vigas de acoplamiento del modelo MPC, fueron diseñadas de acuerdo a lo establecido por las (NTDCEC 2004), estas vigas entran en la denominación de “viga diafragma” dada su relación de claro libre entre los apoyo, L , a peralte total h , es $L/h < 2.5$, los requerimientos de acero a flexión de este tipo de elemento estructural se fijan en la sección 2.2.5 de la NTCC, donde la resistencia a flexión de vigas diafragma se puede calcular con la expresión

$$M_R = F_R A_s f_y z \tag{B.1}$$

Donde z es el brazo del par interno. En vigas de un claro, z se evalúa con el criterio siguiente:

$$z = \left(0.4 + 0.2 \frac{L}{h} \right) h; \quad \text{Si} \quad 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2.0$$

$$z = 0.6L \quad \text{Si} \quad \frac{L}{h} \leq 1.0$$

Para realizar el diseño a cortante se siguió lo indicado en la sección 2.5 de las NTCC.

Una vez obtenido el acero a flexión de la viga se calculó su grafica Momento-Curvatura utilizando el programa XTRACT

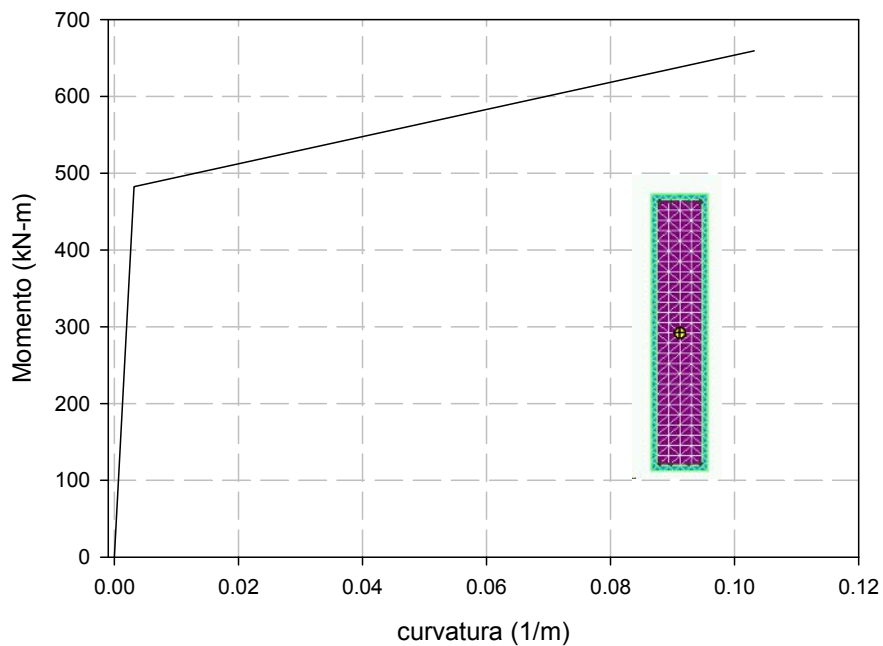


Figura B.1 Diagrama Momento Curvatura de la viga de Acoplamiento

Dado el gran peralte de la viga, las deformaciones por cortante juegan un papel importante, por lo que resulta necesario conocer si no existirá una falla prematura por corte que limite la ductilidad de la viga. Para estimar la envolvente de resistencia a corte de la viga, la normativa japonesa (AIJ 1994), propone las siguientes ecuaciones:

$$V_u = bj_t \rho_w f_{yh} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) bh f'_c \quad (\text{B.2})$$

Donde:

$$\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D \quad (\text{B.3})$$

$$\beta = \frac{\{(1 + \cot^2 \phi) \rho_w f_{yh}\}}{v f'_c} \quad (\text{B.4})$$

b es el ancho de la sección, h es el peralte total de la sección, j_t es la distancia entre las camas de acero superior e inferior, L , es el claro de la viga, f'_c es el esfuerzo a compresión del concreto, f_y es la fluencia del acero en los estribos, ρ_w es la cuantía de refuerzo transversal, v es el factor de eficiencia del concreto a compresión y ϕ es el ángulo del puntal en compresión para el mecanismo de armadura.

Si el elemento estructural no desarrolla deformaciones inelásticas, el factor de eficiencia del concreto a compresión v debe ser remplazado por v_o .

$$v_o = 0.7 - f'_c / 2000^1 \quad (\text{B.5})$$

El valor de $\cot \phi$ debe ser el mínimo de los calculados con las siguientes ecuaciones:

$$\cot \phi = 2.0 \quad (\text{B.6})$$

$$\cot \phi = j_t / (h \tan \theta) \quad (\text{B.7})$$

$$\cot \phi = \sqrt{v f'_c / (\rho_w f_y)} - 1 \quad (\text{B.8})$$

Finalmente es posible obtener una grafica como la siguiente:

¹ Las unidades a utilizar son (kgf/cm²)

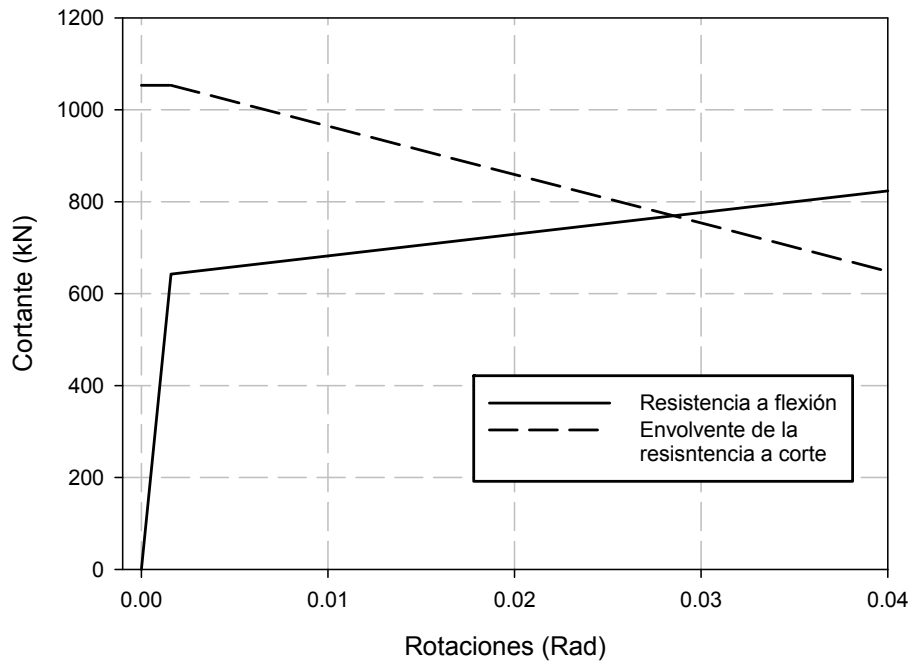


Figura B.2 Diagrama de Interacción Flexión Cortante