

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO
EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**“IMPLICACIONES ESTRUCTURALES DE LA
CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS ALTOS DE
MAMPOSTERÍA PARA VIVIENDA EN LA
CIUDAD DE MÉXICO”**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

ALFREDO LÓPEZ ORTIZ

DIRECTOR DE TESIS:

DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE



México D.F., Noviembre de 2011



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. ESCOBAR SÁNCHEZ JOSÉ ALBERTO
Secretario: DR. GARCÍA PÉREZ JAIME
Vocal: DR. PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE JUAN JOSÉ
1^{er}. Suplente: DR. AGUILAR RAMOS GERARDO
2^{do}. Suplente: M.I. JEAN PERRILLIAT RAÚL

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE

AGRADECIMIENTOS

“Gracias Señor, porque cuando yo te pedía de todo para disfrutar la vida, tú me diste vida para disfrutar de todo”.

Esta tesis es dedicada especialmente para todas aquellas personas que no tuvieron la oportunidad de llegar a esta estancia profesional pero viven día a día tratando de ser mejores personas.

Al profesor y amigo Ing. Carlos Magdaleno por haberme incitado a seguir preparándome, al Ing. José Álvaro Pérez de quien agradezco la primera oportunidad para desarrollarme profesionalmente en la ingeniería estructural.

Muy especialmente al Dr. Juan José Pérez-Gavilán de quien agradezco infinitamente me haya brindado la oportunidad de plasmar en esta tesis mis conocimientos e inquietudes sobre el tema. My friend, gracias por su tiempo, sus consejos y su enseñanza.

A mi familia y amigos.

Para todos ellos, espero que comprendan que mis ideales, esfuerzos y logros han sido también suyos e inspirados en ustedes.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT)

RESUMEN

Se presentan los resultados obtenidos de analizar y diseñar 24 modelos de edificios altos de mampostería para conocer las implicaciones estructurales que representa construirlos. Los modelos constan de cuatro variables importantes: el número de niveles, el tipo de mampostería utilizada, la zona geotécnica de desplante y las dimensiones en planta. Se utilizó el análisis modal espectral para considerar los efectos dinámicos incluyendo los efectos de torsión accidental. El análisis tridimensional se realizó con el método de la columna ancha utilizando el programa comercial StaadPro 2007. La normatividad utilizada corresponde a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004. Se presentan los resultados de la modelación, el análisis y el diseño. Se recomiendan valores de resistencia y dimensiones para las piezas de mampostería y mortero a utilizar. Se revisan las cantidades de refuerzo vertical y horizontal requeridas y se revisa la elección del espesor y resistencia adecuada de la mampostería para edificios altos. Se correlacionan los resultados para hacer diseños eficientes y se describen recomendaciones generales para la construcción de edificios altos de mampostería.

SUMMARY

They present the results obtained of analyze and to design 24 models of high buildings of masonry to know the structural implications that it represents to construct them. The models consist of four key variables: the number of levels, type of masonry used, area and rebuff geotechnical plan dimensions. We used the spectral modal analysis to consider the dynamic effects including the effects of accidental torsion. The three-dimensional analysis was performed using the method of the wide column using the commercial program StaadPro 2007. The regulations used correspond to the Technical Standards Supplementary Regulations of the Federal District Building 2004. We present the results of the modeling, analysis and design. Values are recommended for strength and dimensions of masonry and mortar pieces to use. We review the amount of vertical and horizontal reinforcement required and review the choice of adequate thickness and strength of the masonry for tall buildings. Results are correlated to efficient designs and describes general recommendations for the construction of tall buildings of masonry.

AGRADECIMIENTOS	III
RESUMEN.....	IV
SUMMARY	IV
NOTACIÓN.....	IX
CAPÍTULO 1.....	1
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. ESTADO ACTUAL DE LA VIVIENDA EN LA CIUDAD DE MÉXICO	1
1.2. REDENSIFICACIÓN HABITACIONAL DE LA CIUDAD.....	2
1.2.1. La ciudad compacta	2
1.3. EDIFICIOS ALTOS DE MAMPOSTERÍA.....	3
1.4. DESCRIPCIÓN DEL PRESENTE ESTUDIO	3
CAPÍTULO 2.....	5
2. NORMATIVIDAD.....	5
2.1. ASPECTOS GENERALES	5
2.2. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL PROYECTO ARQUITECTÓNICO (NTC-PA)	5
2.2.1. Dimensiones y características de vivienda plurifamiliar.....	5
2.2.2. Iluminación y ventilación naturales	5
2.2.3. Comunicación, evacuación y prevención de emergencias	5
2.2.4. Elevadores.....	6
2.2.5. Clasificación estructural.....	6
2.2.6. Zonas del Distrito Federal.....	6
2.3. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA (NTC-M)	7
2.3.1. Factores de resistencia para mampostería confinada	7
2.3.2. Análisis por cargas verticales.....	8
2.3.2.1. Resistencia a compresión en el plano del muro	8
2.3.2.2. Factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez (F_E).....	8
2.3.2.3. Resistencia a tensión en el plano del muro	12
2.3.3. Resistencia a flexocompresión en el plano del muro	12
2.3.3.1. Momento resistente de diseño	13
2.3.4. Fuerza cortante resistida por la mampostería.....	14
2.3.5. Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal.....	15
2.3.6. Diagrama de interacción “falla por cortante o momento”	17
2.3.6.1. Zonas específicas del diagrama de interacción	18
2.3.6.2. Falla a cortante o momento en función del refuerzo vertical y horizontal.....	19
CAPITULO 3.....	23
3. MATERIALES.....	23

3.1.	PIEZAS DE MAMPOSTERÍA.....	23
3.1.1.	Dimensión de castillos	24
3.1.2.	Tipos de aparejo, acomodo, o colocación de piezas	25
3.1.3.	Mampostería utilizada.....	26
3.1.3.1.	Piezas de barro (Tabimax-Novaceramic).....	26
3.1.3.2.	Piezas de concreto (bloques multiperforados de alta resistencia-Stonecrete).....	27
3.1.3.3.	Piezas no comerciales (propuesta)	28
3.2.	MORTEROS PARA MAMPOSTERÍA	28
3.2.1.	Clasificación de los morteros	28
3.2.2.	Mortero para muros de mampostería estructural en edificios altos	29
3.2.2.1.	Espesor de juntas.....	30
3.2.2.2.	Uso de la cal en el mortero.....	31
3.2.2.3.	Morteros y concretos de relleno (NTC-M)	31
3.2.2.4.	Correlación de la resistencia entre mortero y piezas de mampostería	32
3.2.2.5.	Conclusión sobre propiedades de los morteros	33
3.3.	CONCRETO	34
3.4.	ACERO DE REFUERZO	34
3.5.	SISTEMA DE PISO	35
CAPITULO 4.....		37
4.	ANÁLISIS SÍSMICO	37
4.1.	PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS	37
4.1.1.	Proyecto arquitectónico.....	37
4.1.2.	Análisis de carga de los modelos de estudio.....	37
4.1.2.1.	Análisis de cargas para losa de vigueta y bovedilla.....	37
4.1.2.2.	Análisis de carga para losa de concreto	40
4.1.2.3.	Análisis de carga de escalera.....	40
4.1.2.4.	Cargas de servicio por nivel.....	41
4.1.3.	Espectros de diseño sísmico.....	42
4.1.3.1.	Factores de comportamiento sísmico	43
4.1.3.2.	Factor de reducción	43
4.1.3.3.	Corrección por irregularidad	44
4.2.	MÉTODO DE LA COLUMNA ANCHA (MCA).....	44
4.2.1.	Modelación por el MCA	44
4.2.1.1.	Recomendaciones de modelación por el MCA	44
4.2.2.	Modelación de edificios de estudio.....	47
4.3.	ANÁLISIS CON TORSIÓN SÍSMICA	48
4.3.1.	Conceptos generales.....	48
4.3.2.	Configuración estructural para edificios altos de mampostería	49
4.3.3.	Torsión sísmica de los modelos de estudio	50
4.3.3.1.	Distribución del cortante por torsión entre los elementos resistentes.	51
4.3.3.2.	Excentricidad de piso	51
4.3.3.3.	Excentricidad de entrepiso	53
4.3.3.4.	Procedimiento simplificado de diseño por torsión (PSD)	53
4.3.3.5.	Uso del PSD para un análisis modal espectral	55
4.3.3.6.	Ejemplo del PSD para un análisis modal espectral	55
4.4.	ANÁLISIS SÍSMICO MODAL ESPECTRAL	56
4.4.1.	Proceso de análisis modal espectral	57
CAPITULO 5.....		59

5.	DISEÑO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.....	59
5.1.	MODELOS DE ESTUDIO.....	59
5.1.1.	Selección de la combinación de carga más desfavorable.....	59
5.1.2.	Ayuda de diseño con el programa ADM-8.....	60
5.1.2.1.	Obtención de datos en el programa ADM-8.....	60
5.1.2.2.	Criterios utilizados referentes a muros de mampostería.....	61
5.1.2.3.	Cálculo del cortante resistente de entrepiso.....	63
5.1.2.4.	Procedimiento para obtener el cortante resistente de entrepiso.....	63
5.2.	DISEÑO PRELIMINAR DE EDIFICIOS ALTOS DE MAMPOSTERÍA.....	64
5.2.1.	Densidad de muros.....	64
5.1.1.	Distorsiones inelásticas.....	66
CAPÍTULO 6.....		69
6.	RESULTADOS.....	69
6.1.	MODELOS DE ESTUDIO.....	69
6.1.1.	Características particulares de edificios altos de mampostería.....	70
6.1.1.1.	Muros que presentan tensiones en la combinación más crítica de diseño.....	70
6.1.1.2.	Muros que requieren de refuerzo horizontal.....	70
6.1.1.3.	Peso de la mampostería utilizada y relación entre cargas muertas y cargas vivas.....	70
6.1.1.4.	Espectros de diseño sísmico y periodos de los modelos M1 a M18.....	71
6.1.1.5.	Definición de conceptos utilizados en las gráficas de estudio.....	72
6.1.2.	Modelos M1, M2 y M3.....	72
6.1.3.	Modelos M4, M5 y M6.....	75
6.1.3.1.	Diferencia entre los Modelos con mampostería de barro y concreto.....	77
6.1.3.2.	Revisión a flexión.....	79
6.1.4.	Modelos M7, M8 y M9.....	79
6.1.4.1.	Implicaciones de construir en zona II ó III.....	81
6.1.5.	Modelos M10, M11 y M12.....	82
6.1.6.	Modelos M13, M14 y M15 (piezas propuestas).....	83
6.1.7.	Modelos M16, M17 y M18.....	84
6.1.8.	Modelos M19, M20 y M21 (planta arquitectónica modificada).....	85
6.1.9.	Modelos M22, M23 y M24 (planta arquitectónica modificada).....	86
6.1.10.	Resumen de resultados para los edificios de 15 niveles, con las 4 variables principales.....	88
6.1.10.1.	Acero de Refuerzo Horizontal.....	88
6.1.10.2.	Acero de Refuerzo Vertical.....	88
CAPITULO 7.....		91
7.	CONCLUSIONES.....	91
7.1.	Piezas de mampostería.....	91
7.2.	Morteros.....	93
7.3.	Acero de refuerzo horizontal.....	94
7.4.	Acero de refuerzo vertical.....	94
7.5.	Configuración estructural.....	94
7.6.	Análisis sísmico.....	95
7.7.	Diseño.....	95
7.8.	Recomendaciones.....	97
BIBLIOGRAFÍA.....		99

NOTACIÓN

a	ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad	F_{AE}	factor de área efectiva de los muros de carga
a_o	valor de a que corresponde a $T = 0$	f_c'	resistencia especificada del concreto en compresión
A_s	área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro	F_E	factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez
A_{sc}	área del acero de refuerzo transversal de los castillos colocada a una separación s	F_i	fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel
A_{sh}	área del acero de refuerzo horizontal colocada a una separación s_h	f_j^*	resistencia de diseño a compresión del mortero
A_{st}	área de acero de los dispositivos o conectores, colocados a una separación s , necesaria para dar continuidad a muros transversales que lleguen a tope	f_m^*	resistencia de diseño a compresión de la mampostería, referida al área bruta
A_{sv}	área del acero de refuerzo vertical colocada a una separación s_v	f_p^*	resistencia de diseño a compresión de las piezas, referida al área bruta
A_T	área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillos	F_R	factor de resistencia
b	dimensión de la planta del entrepiso que se analiza, medida perpendicularmente a la dirección de análisis	f_y	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo
B	dimensión en planta del entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad torsional estática, e_s	f_{yh}	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo horizontal o malla de alambre soldado
c	coeficiente sísmico	g	aceleración de la gravedad
d	distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima	G_m	módulo de cortante de la mampostería
d'	distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos de un muro	H	altura de un entrepiso
d_b	diámetro de barras de refuerzo	H	altura libre del muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral
e	excentricidad con que actúa la carga en elementos de mampostería de piedras naturales y que incluye los efectos de empujes laterales, si existen	h	altura, sobre el terreno, de la masa para la que se calcula una fuerza horizontal
e'	excentricidad calculada para obtener el factor de reducción por excentricidad y esbeltez	h_c	dimensión de la sección del castillo o dala que confina al muro en el plano del mismo
e_c	excentricidad con que se transmite la carga de la losa a muros extremos	k	factor de altura efectiva del muro
E_m	módulo de elasticidad de la mampostería para esfuerzos de compresión normales a las juntas	L	longitud de un muro
e_s	excentricidad torsional estática	L'	separación entre elementos que rigidizan transversalmente al muro
E_s	módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario	M_o	momento flexionante, aplicado en el plano, que resiste el muro en flexión pura
		M_R	momento flexionante resistente de diseño, aplicado en el plano, en un muro sujeto a flexocompresión
		P	carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga
		p_h	cuantía de acero de refuerzo horizontal en el muro, calculada como $A_{sh}/s_h t$
		P_R	resistencia de diseño del muro a carga vertical
		P_u	carga axial total que obra sobre el muro multiplicada por el factor de carga

p_v	cuantía de acero de refuerzo vertical en el muro, calculada como $A_{sv}/s_v t$	V_{mRE}	fuerza cortante de diseño que toma la mampostería para el cálculo de resistencia del entrepiso
q	$= (T_b/T)^r$	V_o	fuerza cortante horizontal en la base de la construcción
Q	factor de comportamiento sísmico, independiente de T	V_{sR}	fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado
Q'	factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño, función del periodo natural	W	peso de la construcción arriba del nivel que se considera, incluyendo la carga viva que se especifica en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones
r	exponente en las expresiones para el cálculo de las ordenadas de los espectros de diseño	W_{ei}	peso modal efectivo del modo i -ésimo
s	separación del acero de refuerzo	W_i	peso de la i -ésima masa.
s_h	separación del acero de refuerzo horizontal en el muro o de los alambres horizontales de una malla de alambre soldado	W_o	valor de W en la base de la estructura
t	espesor del muro	x	distancia entre el centro de cortante del entrepiso y el muro de interés, con signo, ortogonal a la dirección de análisis, usada para calcular la excentricidad torsional estática, e_s
T	periodo natural de vibración de la estructura	x_i	desplazamiento lateral del nivel i relativo a la base de la estructura
T_a, T_b	periodos característicos de los espectros de diseño	Δ	desplazamiento lateral en la parte superior
V	fuerza cortante horizontal en el nivel que se analiza	θ	distorsión
v_m^*	resistencia de diseño a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga	η	factor de eficiencia del refuerzo horizontal
V_{mR}	fuerza cortante de diseño que toma la mampostería		

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Se describe el problema de escases de vivienda en la Cd. de México a partir de estudios previos que buscan contribuir al aprovechamiento y uso del suelo de forma adecuada. La solución propuesta parte de la redensificación de vivienda mediante la construcción de edificios altos de mampostería. Se describen los objetivos planteados, los alcances y limitaciones, así como la descripción general del presente estudio.

1.1. ESTADO ACTUAL DE LA VIVIENDA EN LA CIUDAD DE MÉXICO

En años recientes se ha registrado un importante crecimiento de la industria de vivienda en el país; sin embargo, en México todavía existe un importante rezago habitacional. Alrededor del 33% de las familias mexicanas (8.9 millones) no gozan del derecho de habitar una vivienda adecuada, ya sea por situaciones de hacinamiento, por construcciones inadecuadas o costo (Fundación Cidoc y SHF, 2010).

Las ciudades mexicanas han adoptado un modelo de crecimiento urbano extensivo, esto es, un crecimiento de baja densidad caracterizado por una muy amplia mancha urbana y una altura promedio menor a los dos niveles (CONAVI, 2010). Lo anterior ha sido provocado principalmente por los extensos desarrollos de vivienda en la periferia de las ciudades, lo cual ha generado problemas, como:

- Alto costo en urbanización. Derivado de la expansión de las redes de infraestructura y la construcción de equipamiento nuevo.
- Baja densidad de ocupación. Provoca que el costo por metro cuadrado de urbanización y su mantenimiento sean notablemente altos.
- Severo deterioro ambiental. Produce pérdida de áreas de valor agrícola y zonas de recarga de acuíferos.
- Mayor consumo de energéticos. derivado de los traslados y servicios urbanos adicionales. Altos costos de transporte de las familias que ocupan los desarrollos habitacionales ubicados en la periferia.
- Creciente consumo de suelo. Sin relación directa con un crecimiento demográfico que lo justifique.
- Bajas densidades de población. La densidad promedio de las localidades mayores a 15,000 habitantes es de 26 viviendas por hectárea. Sí únicamente se consideran las ciudades mayores a un millón de habitantes esta cifra se incrementa a 36 viviendas por hectárea¹.

En México las áreas centrales y la ciudad interior muestran fenómenos de subutilización, declinación y deterioro del suelo, que llevan no sólo al desaprovechamiento de la infraestructura urbana instalada, sino al desperdicio de las mejores localizaciones de la ciudad.

El problema de escases de vivienda no es un caso particular de la ciudad de México, sin embargo, ha sido tomado como referencia para trabajar en la solución del problema. En las últimas décadas el sector de la vivienda ha sido considerado uno de los motores más importantes en el desarrollo de nuestro país. Tanto su producción y adquisición generan un efecto muy importante en la economía nacional. Además de generación de empleos, provee de una cantidad importante de bienes, insumos

¹ Fuente: Elaboración CONAVI con base en el II Censo de Población y Vivienda.

y otros servicios que están relacionados. Asimismo, incluye la participación de instituciones, gobiernos, profesionistas, productores de insumos y prestadores de servicios, por lo que resulta una cadena de producción importante.

1.2. REDENSIFICACIÓN HABITACIONAL DE LA CIUDAD

La guía para la redensificación habitacional en la ciudad interior (CONAVI, 2010), fue elaborada con el propósito de contribuir al aprovechamiento y uso del suelo. Presenta una metodología para motivar una mayor densidad habitacional y optimizar el uso de suelo urbanizado. Propone instrumentos fiscales y normativos para impulsar el crecimiento inteligente de las ciudades y la metodología para identificar las zonas de la ciudad interior que tienen capacidad para ser redensificadas con vivienda.

La redensificación puede evitar la expansión innecesaria de la ciudad en sus áreas periféricas, obtener una mejor localización para los nuevos desarrollos habitacionales y disminuir costos y tiempos de traslado, lo que eleva la calidad de vida de la población residente.

El reto actual es hacer ciudades sustentables, ocupando y consolidando los espacios intraurbanos y los de la primera periferia de las ciudades mexicanas. Es conveniente favorecer la ocupación de los predios ociosos y los vacíos urbanos, promover ciudades compactas, policéntricas y consolidadas, es decir, que desarrollen una centralidad y varios subcentros que permitan mezclar diversos usos: trabajo, entretenimiento, vivienda y servicios (CONAVI, 2010).

1.2.1. La ciudad compacta

En la actualidad el concepto de ciudad compacta comprende una serie de características como la mezcla compatible de usos del suelo, diferentes tipos de vivienda; más altas densidades de habitantes por hectárea y otras soluciones. Este concepto opera como un modelo a seguir ante el grave esparcimiento de ciudades y el imperativo de lograr un desarrollo sustentable.

El suelo es un elemento indispensable para el crecimiento de la ciudad, cuyo valor depende de su cercanía al área urbana, de la infraestructura y de servicios con los que cuenta. Es evidente que es más cotizado un predio cercano a la ciudad y más aún, uno que esté dentro de ella. Para hacer de la construcción de vivienda un detonante del fomento a la actividad económica y que haga posible la edificación de más de 700 mil viviendas anuales en los próximos años, es necesario construir edificaciones de vivienda con características especiales pensadas en intensificar su construcción. Lo anterior es una de las principales razones por las que se tomó la decisión de desarrollar esta tesis en la que se estudia la construcción de edificios de mayor altura construidos con mampostería. Simultáneamente conocer los resultados que se obtendrían al analizar y diseñar con la normatividad actual (Normas Técnicas Complementarias 2004).

Las ciudades compactas permiten conservar la tierra en su estado natural y en usos agropecuarios, forestales y recreativos; disminuir la energía que se requiere para la operación de vehículos, edificios y redes de servicios públicos, así como reducir el volumen necesario de materiales de construcción y de insumos para la producción de bienes. Las ciudades compactas propician la disminución y el ahorro en la dotación de infraestructura, equipamientos y servicios urbanos, la costosa dependencia del automóvil, el tiempo destinado a transportarse entre diferentes usos del suelo, y las emisiones de contaminantes. Las ciudades compactas contribuyen a elevar la calidad de vida, a mejorar el acceso y servicios de transporte, reducir la fragmentación urbana y evitar la segregación social.

1.3. EDIFICIOS ALTOS DE MAMPOSTERÍA

A pesar de que México desarrolla investigación teórica y experimental sobre el comportamiento de la mampostería, su uso está limitado a edificios bajos o medios (1 a 5 niveles). Para la estructura de edificios de mayor altura se emplean otros materiales para construcción como concreto y acero. Esta elección se hace en función del tipo de construcción, las características particulares de la zona, los materiales, costo de construcción, y sobre todo por el desconocimiento del comportamiento de edificios altos en zonas de alta sismicidad de mampostería.

En la actualidad existen piezas de mampostería con características físicas muy diversas en: resistencia, forma, tamaño, materiales, propiedades térmicas y aislantes. Si a dichas propiedades se suma el efecto benéfico del confinamiento y la resistencia del acero de refuerzo se pueden lograr óptimos desempeños estructurales según su elección. Para el caso de vivienda plurifamiliar parece ser la alternativa idónea.

La mampostería como elemento estructural ha predominado en la construcción de vivienda. En la actualidad, esta práctica ha sido rebasada por la gran demanda de espacios habitables y la falta de terrenos adecuados. Se requiere de edificios de mayor altura que sean compatibles con el entorno, sin embargo, se desconocen las implicaciones de construir edificios altos de mampostería.

Esta investigación surge de la necesidad de conocer los alcances y limitaciones del diseño y construcción de edificios altos de mampostería para vivienda. Esta tesis evalúa las implicaciones estructurales para edificios altos de mampostería.

1.4. DESCRIPCIÓN DEL PRESENTE ESTUDIO

Pensar en estructuras de mampostería con alturas mayores de 20, 30 y 40 m (8 a 15 niveles) representa un reto importante para el diseño estructural. Para ello se requiere de una revisión minuciosa de las implicaciones que representa. Desde el punto de vista estructural, modificar la altura de una edificación no solo significa mayores masas y elementos mecánicos, sino también, mayores requerimientos de resistencia de los materiales, dimensiones de ciertos elementos, cambios en el comportamiento y adecuaciones a las normas existentes.

La normatividad sobre la que está fundamentado este trabajo corresponde al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004 (RCDF-2004).

Para poder identificar las adecuaciones al sistema de diseño tradicional al proyectar y diseñar este tipo de edificaciones. Se optó por analizar y diseñar 24 modelos. Se elaboraron dos plantas arquitectónicas tipo, que constan de cuatro y ocho departamentos por nivel de aproximadamente 90 m² cada una. El diseño arquitectónico corresponde a edificios de altura mayor a 20 m.

Los modelos constan de cuatro variables importantes: el número de niveles, el tipo de mampostería, la zona geotécnica de desplante y las dimensiones en planta. La altura de los edificios para el análisis fue variable y corresponde a edificios de 8, 12 y 15 niveles. Para cada uno de ellos se utilizaron tres opciones de mampostería: comercial de barro, concreto y no comercial. La mampostería no comercial se refiere a piezas no fabricadas actualmente pero que se proponen. Las zonas geotécnicas de desplante para el caso particular de la ciudad de México corresponden a la zona II y III. Se excluyó la zona I por ser de menor categoría sísmica.

Se utilizó el análisis modal espectral para considerar los efectos dinámicos incluyendo los efectos de torsión estructural. La torsión accidental fue calculada mediante el procedimiento simplificado de diseño por torsión (PSD). Como herramienta de análisis estructural se utilizó el programa StaadPro 2007. Para la modelación de muros se utilizó el método de la columna ancha (MCA).

Para facilitar el proceso de revisión de los prototipos sin tener errores en los datos obtenidos del análisis se optó por elaborar un programa de análisis y diseño de mampostería (ADM-8) vinculado al programa StaadPro 2007. Esta herramienta calcula la torsión accidental a partir de los resultados del análisis y la geometría del modelo. Con ellas se obtienen los elementos mecánicos de diseño por muro y por nivel para las dos direcciones de análisis, seleccionando la combinación de carga más desfavorable de cada elemento. Así mismo permite conocer las condiciones de falla de acuerdo a las ecuaciones de las Normas Técnicas Complementarias de Mampostería (NTC-M 2004).

En el programa ADM-8 los datos que pueden ser modificados por el usuario y son principalmente: datos de proyecto, propiedades de los materiales y cantidades de refuerzo vertical y horizontal. El diseño se realiza automáticamente. El programa permite la revisión de información como densidad de muros, desplazamientos, distorsiones, periodos, pesos de los entresijos, resistencias a cortante para cada dirección, comparativa entre análisis estático y modal, momentos de volteo y cuantías de refuerzo mínimas y máximas.

Cada modelo fue analizado y diseñado para cumplir con los criterios de diseño estructural de las NTC-2004 para diseño de mampostería. En cada modelo se consideraron las cargas muertas y cargas vivas del sistema de acuerdo con su uso, además, del peso volumétrico y espesor de muros en función del material (barro y concreto). Para los edificios de 12 y 15 niveles se consideraron diferentes espesores de muros con objeto de reducir las cargas. Cada modelo se comparó entre los de su tipo para identificar el efecto de las cuatro variables especificadas. Además se estudiaron sus comportamientos, resistencias, cantidades de refuerzo horizontal y vertical, espesores de muro, periodos predominantes, desplazamientos, distorsiones y la variación de cargas para modificar los materiales y espesores. Lo anterior permitió conocer las características idóneas para piezas de mampostería que se puedan usar en edificios de más de ocho niveles.

Finalmente se presentan recomendaciones para la modelación tridimensional, el análisis y el diseño de edificios altos de mampostería. Se listan algunos parámetros para el diseño preliminar y revisión que son de utilidad para identificar los alcances de cualquier planta arquitectónica. Se especifica la resistencia y dimensiones adecuadas de las piezas de mampostería, los espesores de muro para requerir de menores cantidades de acero de refuerzo horizontal y vertical, la resistencia de morteros, los volúmenes de materiales para hacer comparativas entre este y otros sistemas constructivos. Se identifican temas de estudio relacionados con este trabajo que significaran un importante complemento.

CAPÍTULO 2

NORMATIVIDAD

2.1. ASPECTOS GENERALES

A continuación se presenta una breve descripción de la normatividad vigente sobre estructuras de mampostería para vivienda enfocada a edificios altos. Se presenta una síntesis de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004 (RCDF-NTC-2004). Los edificios de estudio de este trabajo corresponden a vivienda plurifamiliar según lo define la CONAVI (2007).

La normatividad mencionada ha sido revisada para conocer sus alcances e identificar sus limitaciones para los edificios de estudio. Así mismo, se comenta sobre aspectos generales concernientes al proyecto arquitectónico desde un enfoque estructural.

2.2. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL PROYECTO ARQUITECTÓNICO (NTC-PA)

A diferencia de edificios bajos y medios, los edificios multifamiliares verticales (altos) deben cumplir con un mayor número de requisitos arquitectónicos que pueden modificar el comportamiento de la edificación ante acciones permanentes y accidentales. Se mencionan los más importantes para ser considerados.

2.2.1. Dimensiones y características de vivienda plurifamiliar

La altura máxima de entrepiso debe ser menor a 3.60 m. Las dimensiones y características mínimas según su uso o destino, se determinan en la tabla 2.1 (NTC-PA, 2004).

2.2.2. Iluminación y ventilación naturales

El dimensionamiento de vanos tiene una influencia directa en la densidad de muros estructurales. Generalmente las fachadas de edificaciones presentan bajas resistencias por esta razón. Para el dimensionamiento de ventanas se debe tomar en cuenta lo siguiente: el área de ventanas para iluminación no será inferior al 17.5% del área del local. Además las escaleras, deben estar ventiladas en cada nivel y su superficie no será menor del 10% de la planta del cubo de la escalera.

2.2.3. Comunicación, evacuación y prevención de emergencias

Las puertas de acceso, intercomunicación y salida deben tener una altura mínima de 2.10 m y una anchura libre que cumpla con la medida de 0.60 m por cada 100 usuarios o fracción y con las dimensiones mínimas que se indica en las tablas 2.1 y 2.2. Estas áreas deben ser diseñadas para garantizar su buen desempeño en situaciones de riesgo.

Tabla 2.1 Dimensiones mínimas de puertas de acceso

Tipo de Edificación	Circulación horizontal	Ancho (m)	Altura (m)
Vivienda plurifamiliar	Pasillos	0.75	2.30
	Comunes a dos o más viviendas	0.90	2.30
Residencias colectivas	Pasillos comunes a dos o más cuartos	0.90	

Tabla 2.2 Dimensiones mínimas de ancho de escaleras

Tipo de Edificación	Circulación horizontal	Ancho (m)
Vivienda plurifamiliar Residencias colectivas	Privada o interior con muro en un solo costado	0.75
	Privada o interior confinada entre dos muros.	0.9
	Común a dos o más viviendas	0.9

2.2.4. Elevadores

Las edificaciones plurifamiliares deberán contar con un elevador o sistema de elevadores para pasajeros que tengan una altura o profundidad vertical mayor a 13 m desde el nivel de acceso de la edificación, o más de cuatro niveles, además de la planta baja (4.1.5 NTC-PA).

Es importante considerar el peso y los elementos estructurales de elevadores para integrarlos al sistema estructural principal. En el diseño y construcción de elevadores, se debe cumplir con lo dispuesto en la Norma Oficial Mexicana NOM-053-SCFI “Elevadores eléctricos de tracción para pasajeros y carga, especificaciones de seguridad y métodos de prueba” (NOM-053-SCFI, 2004).

2.2.5. Clasificación estructural

En las NTC-PA-2004 la construcción de vivienda tipo plurifamiliar corresponde al grupo B. En el existen dos subgrupos:

Subgrupo B1: Edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II, y construcciones de más de 15 m de altura o más de 3,000 m² de área total construida ubicadas en zona III. En ambos casos, las áreas se refieren a un solo cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo: acceso y escaleras.

Subgrupo B2: Las demás de este grupo.

2.2.6. Zonas del Distrito Federal

El Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

Zona I denominada de lomas. Formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, cavernas y túneles excavados en suelo para explotar minas de arena.

Zona II denominada de Transición. En la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m. de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

Zona III denominada Lacustre. Integrada por depósitos de arcilla altamente comprensible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

El RCDF-2004 permite la utilización del mapa de la sección 2.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-C-2004) para delimitar la zona en que se encuentra la construcción. Para el caso de esta investigación se trabaja con Zona II y III.

2.3. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA (NTC-M)

El diseño de mampostería confinada en México se regula bajo las normas que ofrece el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004. Estas contienen requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de estructuras de mampostería (NTC-M-2004).

A continuación se hace una breve descripción de la normatividad referente a mampostería confinada incluyendo comentarios a las expresiones de diseño para cálculo de resistencias. Las revisiones se abordan desde el punto de vista analítico. En tanto que los ensayos, propiedades y características de materiales no son comentadas.

2.3.1. Factores de resistencia para mampostería confinada

Las resistencias deberán reducirse por un factor de resistencia igual al mostrado en la tabla 2.3 [capítulo 3.1.4, NTC-M-2004].

Tabla 2.3 Factores de reducción

F_R	Según con su condición de carga
0.6	Muros en compresión axial
0.8	Muros en tensión axial
0.8	Muros sujetos a flexocompresión si $P_u \leq P_R/3$
0.6	Muros sujetos a flexocompresión si $P_u \geq P_R/3$
0.7	Muros sujetos a cortante

donde:

F_R factor de resistencia
 P_R resistencia de diseño del muro a carga vertical
 P_u carga axial total que obra sobre el muro multiplicada por el factor de carga

2.3.2. Análisis por cargas verticales

2.3.2.1. Resistencia a compresión en el plano del muro

La carga vertical resistente, P_R , se calculará como:

$$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + \Sigma A_s f_y) \quad (2.1)$$

donde:

F_E	factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez
f_m^*	resistencia de diseño a compresión de la mampostería, referida al área bruta, kg/cm ²
A_T	área bruta de la sección transversal del muro, cm ²
A_s	área total de acero vertical colocada en cada uno de los castillos extremos del muro, cm ²
f_y	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo, kg/cm ²

2.3.2.2. Factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez (F_E)

La ec 2.1 tiene la característica de considerar un factor que representa los efectos de excentricidad y esbeltez (F_E) del muro. De acuerdo con las NTC-M $F_E = 0.6$ si se trata de muros extremos y 0.7 si se trata de muros interiores. Dicha simplificación es posible si se cumple, simultáneamente, con: a) restricciones a la deformación en la dirección normal a su plano en los extremos inferior y superior del muro por medio del sistema de piso, por dalas u otros elementos, b) excentricidades menores a $t/6$ en dirección normal al plano y c) espesor del muro en función de su altura $h/t \leq 20$. Cuando existen restricciones a las deformaciones laterales debido a muros transversales, contrafuertes, columnas o castillos como sucede generalmente en la práctica mexicana, el factor F_E se calcula con:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \left[\left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'}\right] \leq 0.9 \quad (2.2)$$

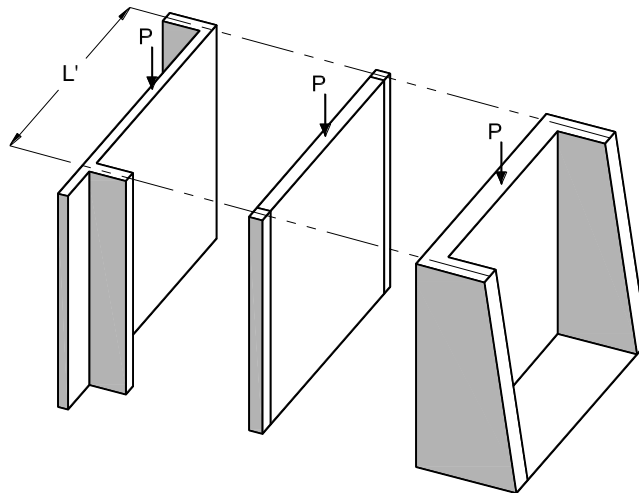


Figura 2.1 Restricción a la deformación lateral

donde:

- k factor de altura efectiva del muro que se determinará según el criterio siguiente:
 - $k = 2.0$ para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior (en voladizo);
 - $k = 1.0$ para muros extremos en que se apoyan losas (extremo); y
 - $k = 0.8$ para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro (intermedio).
- L' es la separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro (indiferente de la longitud L)
- t espesor del muro
- H altura libre del muro
- e' excentricidad calculada para la carga vertical (e_c) más una excentricidad accidental igual a $t/24$ (figura 2.3, ec. 2.4 y 2.5).

$$e' = e_c + t/24 = (t/2 - b/3) + t/24 \quad (2.3)$$

El cálculo de e_c cambia, según se trate de muros en último nivel ó muros en entrepiso. En el caso de muros de entrepiso, se tienen dos cargas principales, cargas axiales de losa y cargas axiales de muro(s) superior(es) ver figura 2.3b. En la figura 2.2 se presenta un detalle típico del apoyo de una losa de viga y bovedilla sobre muro extremo, en el que se indica el ajuste de excentricidad de carga e_c .

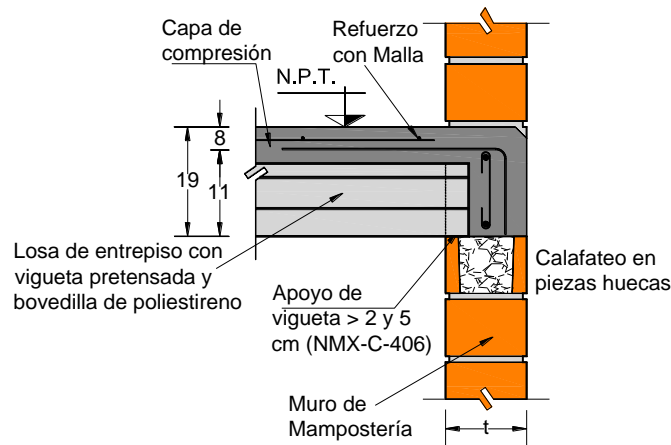


Figura 2.2 Apoyo tipo de losa en muro de entrepiso (extremo)

En el caso de muro de entrepiso, es apreciable que e_c disminuye según el porcentaje de carga que se transmite a través del muro superior (figura 2.3b). Para los muros de los primeros niveles en edificios de mayor altura, la excentricidad e_c se reduce.

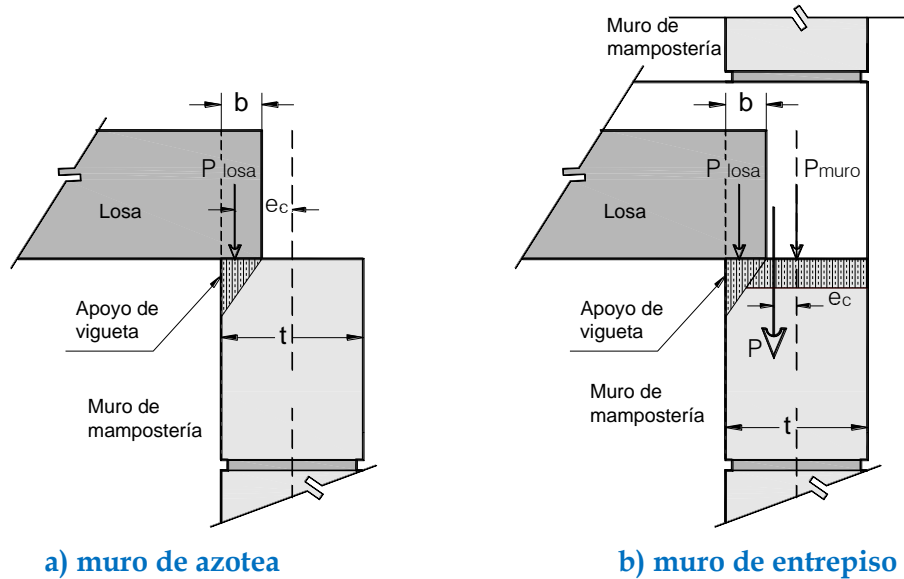


Figura 2.3 Excentricidad por carga vertical (e_c)

Para el caso de muros en extremo de último nivel el valor e_c se calcula como

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3} \quad (2.4)$$

Para el caso de muros en extremo de entrepiso el valor e_c se calcula como

$$e_c = \left(\frac{t}{2} - b' \right) \quad (2.5)$$

donde:

$$b' = \frac{P_{losa} \left(\frac{b}{3} \right) + P_{muro} \left(\frac{t}{2} \right)}{\sum P} \quad (2.6)$$

La figura 2.4 muestra el factor F_E para tres espesores de muro. Siendo modificado por el factor k , el espesor t , y la separación L' . Es evidente que $F_E = 0.9$ para muros cortos con relación $L'/H \leq 1$. Se observa que los muros con relación L'/H pequeña como muros cortos o con restricciones laterales cercanas, el factor F_E es mayor que para muros largos ó con restricciones laterales distantes.

Revisando, los muros cortos tienen un $F_E = 0.9$. Mientras que el F_E en muros largos varía según la ubicación en planta de la estructura (factor k). Si se trata de muros robustos el intervalo en que $F_E = 0.9$ se extiende a muros con relación L'/H mayor a uno (figura 2.4c). Para muros esbeltos con $t = 10 \text{ cm}$, por ejemplo, $F_E = 0.90$ aplica solo para muros cortos con relación $L'/H \leq 1$ (figura 2.4a).

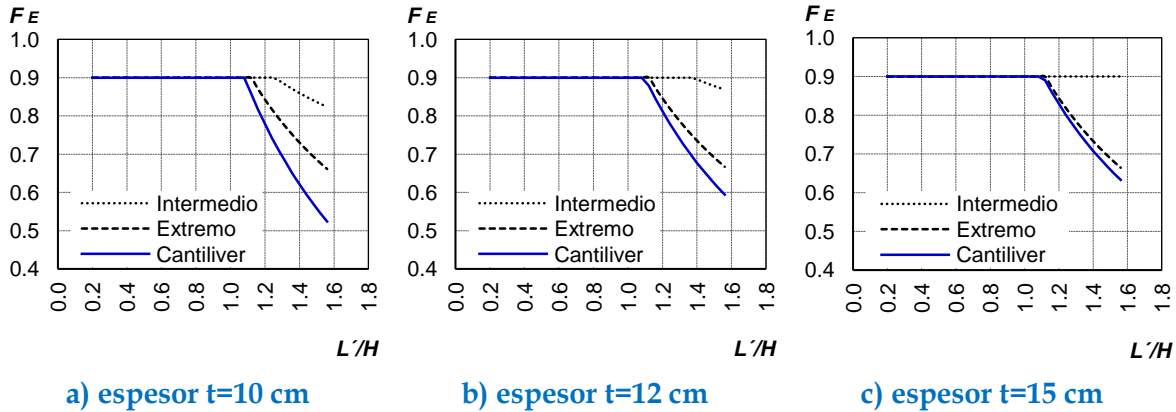


Figura 2.4 valores de F_E vs relación L'/H

Es importante saber que la distancia L' es independiente de la longitud L . L' indica la separación entre elementos que restringen las deformaciones al muro. Sí se tratara, de un muro de 5 m con dos castillos extremos y uno intermedio L' sería aproximadamente $L/2$. En este caso, a pesar de ser un muro largo, F_E sería 0.9 ya que $L'/H \leq 1.0$ si se considera de $H=2.50$ m (figura 2.1).

Para el caso particular de losas de vigueta y bovedilla, apoyadas sobre muros extremos, es importante considerar el valor de la excentricidad e_c (ver figura 2.2). De acuerdo con la Norma Mexicana (NMX-C-406-1997-ONNCCE) que establece las especificaciones y métodos de prueba para este sistema de piso en edificaciones, se debe garantizar la continuidad estructural del sistema mediante un apoyo adecuado. El apoyo entre viguetas y muros de carga será de al menos 2 cm para los sistemas que cuentan con anclaje, y de al menos 5 cm para los sistemas sin anclaje.

La variación de F_E en función de e_c es mayor para muros extremos (figura 2.5), mientras que para muros en voladizo puede ser casi imperceptible. En teoría para muros intermedios se puede considerar un e_c cercana o igual a cero. Para evitar grandes excentricidades de carga, en el caso de viguetas se recomienda, tener mayor longitud de apoyo que la mínima que indica la Norma NMX. Lo anterior no siempre es fácil de lograr por el espacio disponible para la colocación de dalas de cerramiento. La recomendación en este caso sería el empleo de muros de mayor espesor y la colocación las viguetas en una misma dirección de apoyo alternando en cada nivel de la edificación.

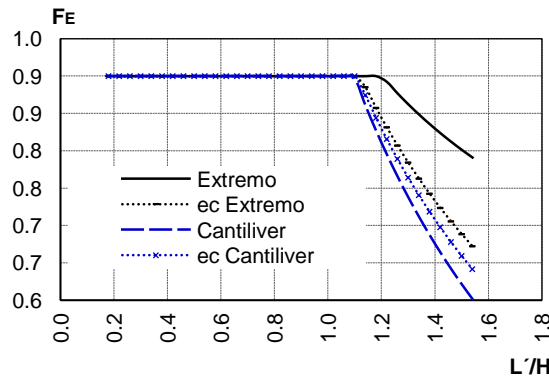


Figura 2.5 variación de F_E (e_c) para un muro de $t=15$ cm con losa apoyada $b= 4$ cm (viguetas) y 15 cm (losas maciza)

En la figura 2.6 se muestra la participación a la resistencia a compresión del refuerzo vertical y de la mampostería según su relación de aspecto. Se observa que el acero de refuerzo vertical tiene mayor eficiencia en muros cortos. La figura 2.6 corresponde a un muro de 15 cm de espesor con $f_m^*=50 \text{ kg/cm}^2$ y $F_E=0.9$. La línea discontinua que representa la contribución del acero de refuerzo solo es representativa como porcentaje de la resistencia total.

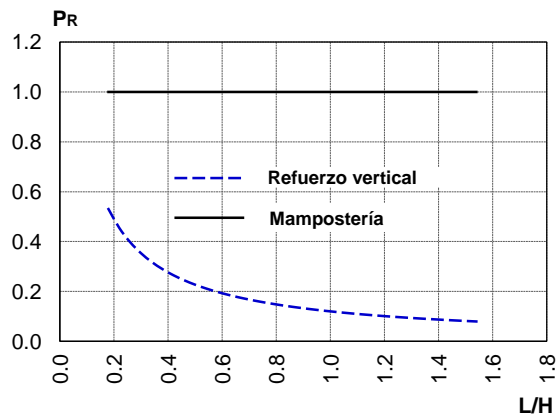


Figura 2.6 Resistencia a compresión del refuerzo vertical y la mampostería

La ecuación 2.1 no considera la contribución de los castillos a la resistencia, despreciando así la participación del concreto y acero. Sin embargo, en muros cortos esta contribución puede ser mayor.

2.3.2.3. Resistencia a tensión en el plano del muro

Una condición que se presenta en estructuras de mayor altura, es la presencia de esfuerzos de tensión principalmente en los primeros niveles. En este caso, la resistencia a tensión del muro, se considera únicamente como la que aporta el acero de refuerzo vertical, es decir: $P_R = F_R A_s F_y$, donde $F_R = 0.8$. La resistencia a tensión solo es aplicable cuando la combinación de carga más desfavorable es de signo negativo.

2.3.3. Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectúa con el criterio de resistencia a flexocompresión que se especifica en las Normas Técnicas Complementarias para concreto reforzado (NTC-C-2004), y con base en las hipótesis siguientes:

- La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero de refuerzo únicamente.
- Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.
- La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.
- 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.

En la zona a compresión de muros con piezas huecas en los que no todas las celdas estén rellenas con mortero o concreto, se considerará el valor de f_m^* de las piezas huecas sin relleno.

2.3.3.1. Momento resistente de diseño

Para muros con barras longitudinales colocadas simétricamente en sus castillos extremos, sean éstos exteriores o interiores, las fórmulas simplificadas de las ecs. 2.7 y 2.8 dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento resistente de diseño.

$$M_R = F_R M_o + 0.3 P_u d ; \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3} \tag{2.7}$$

$$M_R = (1.5 F_R M_o + 0.15 P_R d) \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) ; \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3} \tag{2.8}$$

Donde

$M_o = A_s f_y d'$ resistencia a flexión pura del muro;

A_s área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro;

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

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

P_u carga axial de diseño a compresión, cuyo valor se toma con signo positivo en las ecs. 2.7 y 2.8; y

F_R se toma igual a 0.8, si $P_u \leq P_R/3$ e igual a 0.6 en caso contrario (tabla 2.3).

Para cargas axiales de tensión será válido interpolar entre la carga axial resistente a tensión pura y el momento resistente M_o , afectando el resultado por $F_R = 0.8$.

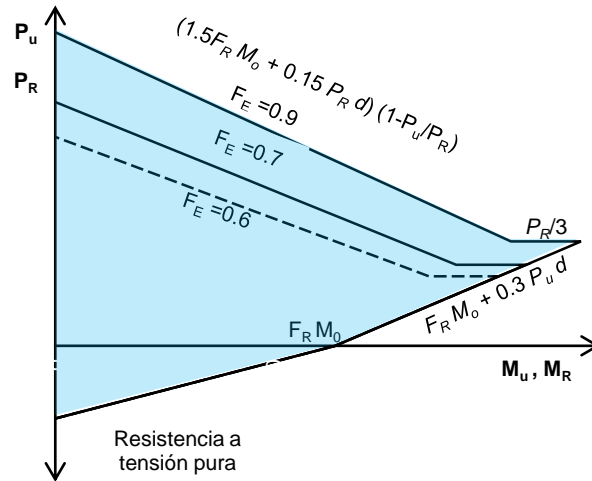


Figura 2.7 Diagrama de interacción carga axial-momento resistente de diseño, para tres valores del factor de excentricidad F_E

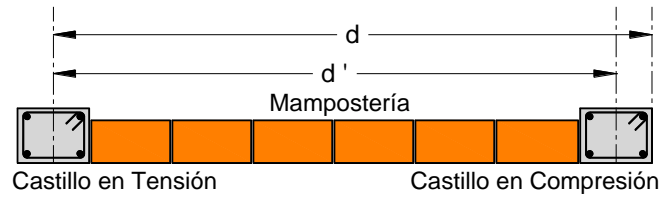


Figura 2.8 Distancia entre centroides del acero de refuerzo vertical

En edificios altos, las cargas axiales son elevadas, principalmente en los niveles inferiores. En el diagrama de interacción carga axial momento resistente es importante conocer el valor de P_R , a su vez dependiente del factor F_E . En la figura 2.7 se presenta el diagrama de interacción carga axial–momento resistente de diseño, afectado por los factores de excentricidad simplificados que marcan las NTC-M. Se observa que al disminuir la resistencia de diseño a compresión del muro, la resistencia a flexocompresión también disminuye. El factor F_E tiene una participación relevante en el diseño. La correcta consideración de este parámetro aumenta no solo la capacidad del muro en compresión sino también en flexocompresión.

2.3.4. Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño, V_{mR} , se determina mediante:

$$V_{mR} = F_R (0.5v_m^* A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v_m^* A_T \quad (2.9)$$

Donde P es positiva en compresión. Si la carga vertical P es de tensión, se desprecia la contribución de la mampostería V_{mR} , es decir, la mampostería del muro no resiste fuerza cortante. Sin embargo, cuando la carga vertical que actúa sobre el muro sea de tensión se acepta que el acero de refuerzo horizontal resista la totalidad de la carga lateral. En el área A_T se debe incluir la de los castillos pero sin transformarla.

La carga vertical P que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga.

La resistencia a compresión diagonal de la mampostería para diseño, v_m^* no deberá exceder de 6 kg/cm^2 , a menos que se demuestre con ensayos de muretes construidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra que se pueden alcanzar valores mayores. En esta tesis debido a los requerimientos de resistencia se utilizan valores de v_m^* mayores a 6 kg/cm^2 . En adición, se deberá demostrar que se cumplen con todos los requisitos de materiales, análisis, diseño y construcción aplicables.

Al realizar la grafica de la ecuación 2.9 es evidente que la resistencia de diseño para un muro con carga axial $P=0$ retribuye a la mampostería exclusivamente. Al incrementar P , la resistencia aumenta hasta llegar a un máximo. A partir de ese valor de P aunque siga incrementándose el confinamiento, la resistencia de diseño no aumenta. El diagrama de interacción entre la carga axial P y la resistencia de la mampostería a cortante v_m^* , se muestra en la figura 2.9. La cual es adimensional y útil para diseñar muros de forma simple, para su utilización solo requiere de los parámetros, P , A_T y v_m^* .

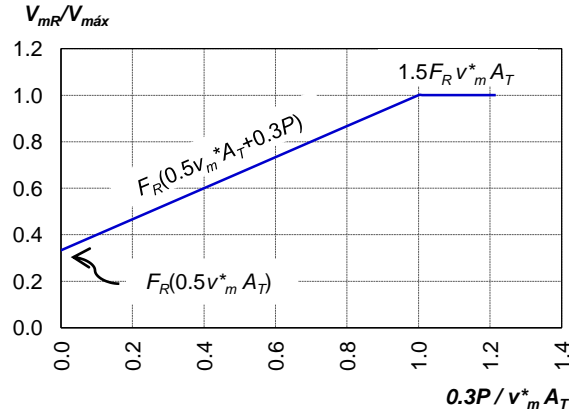


Figura 2.9 Diagrama adimensional de interacción carga axial-cortante resistente de diseño

2.3.5. Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

Si se coloca acero de refuerzo horizontal para resistir fuerza cortante, la cuantía de acero de refuerzo horizontal, p_h , no será inferior a $3/f_{yh}$, si se usan kg/cm^2 , ni al valor que resulte de la expresión siguiente

$$p_h = \frac{V_{mR}}{F_R f_{yh} A_T} \tag{2.10}$$

En ningún caso p_h será mayor que $0.3 \frac{f_m^*}{f_{yh}}$; ni que $12/f_{yh}$ para piezas macizas, ni que $9/f_{yh}$ para piezas huecas.

La fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal, V_{sR} , se calculará con

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T \tag{2.11}$$

El factor de eficiencia del refuerzo horizontal, η , se determinará con el criterio siguiente:

$$\eta = \begin{cases} 0.6 & ; \text{ si } p_h f_{yh} \leq 6 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.2 & ; \text{ si } p_h f_{yh} \geq 9 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \tag{2.12}$$

Para valores de $p_h f_{yh}$ comprendidos entre 6 y 9 kg/cm^2 , η varía linealmente (fig. 2.10).

La ecuación 2.11 involucra un gran número de parámetros; su resistencia tiene una relación directa con la ec 2.9, la carga axial P y por supuesto la cuantía de refuerzo horizontal p_h , para comprender mejor esta ecuación, se describe su funcionamiento en la figura 2.11a y 2.11b . La primera es aplicable cuando en la ec 2.10 el valor de V_{mR} es pequeño, debido a una carga P pequeña, nula o negativa.

Uno de los puntos a señalar corresponde al valor de V_{sR} máximo, que es alcanzado con cuantías menores a la máxima permisible, es decir, utilizar cuantías altas no solo reduce la resistencia, sino que representa una condición desfavorable. Esto es cierto en todos los casos al aplicar la ecuación 2.11, además, existen problemas en su aplicación cuando la cuantía mínima es regida por la ecuación 2.10. La cuantía mínima requerida para que el refuerzo horizontal aporte resistencia se

incrementa pero el factor η se reduce, esto se ve claramente en la figura 2.11 obsérvese que la cuantía mínima aporta resistencia cuando la eficiencia del acero se interpola entre 0.6 y 0.2, en este caso no existe una congruencia entre las ecuaciones de diseño.

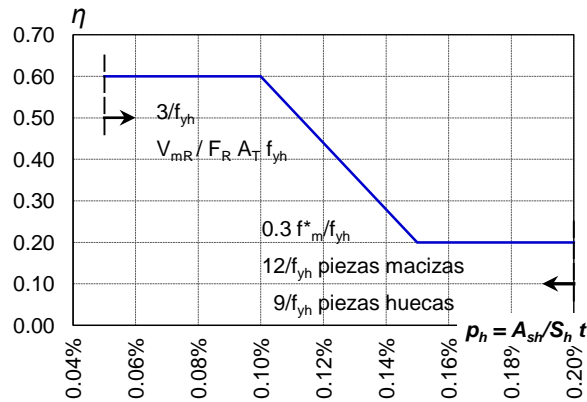


Figura 2.10 Factor de eficiencia vs cuantía de refuerzo horizontal

En síntesis la figura 2.11a representa el comportamiento general de la ecuación para el cálculo de resistencia del refuerzo horizontal, mientras que la figura 2.11b solo se presenta cuando la cuantía mínima se incrementa para mantener la resistencia al primer agrietamiento diagonal de la mampostería (ecuación 2.10).

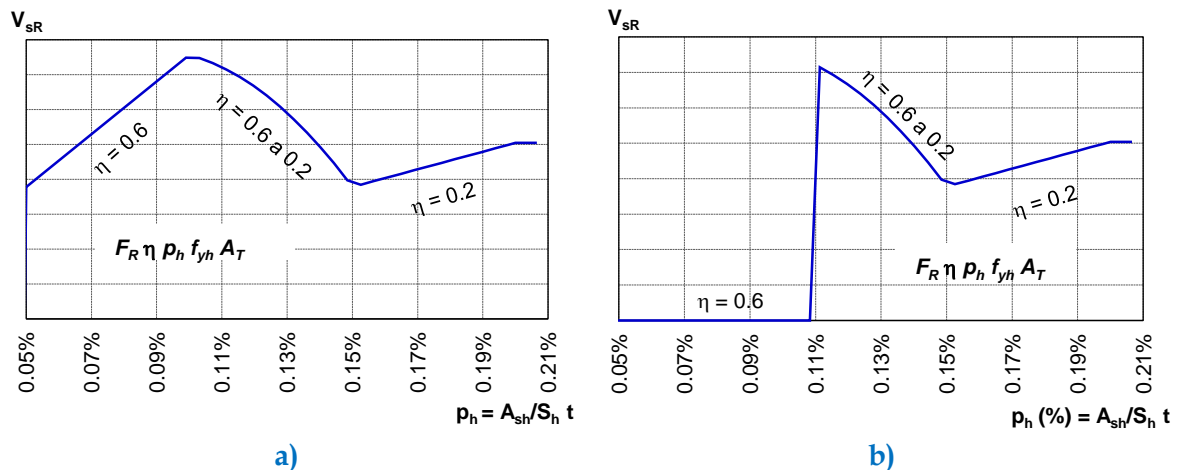


Figura 2.11 Resistencia a cortante del acero de refuerzo horizontal

Como se ha observado, el factor de eficiencia η modifica y disminuye al aumentar la cantidad de acero de refuerzo horizontal. El valor de η , fue obtenido de datos experimentales (Aguilar, 1997), (Alcocer, 1999), (Alcocer, y otros, 1996). Este factor es asociado a la cuantía de refuerzo horizontal que alcanzó deformaciones plásticas para un nivel de distorsión dado. En los ensayos se registraron grandes deformaciones del refuerzo horizontal cerca del centro del muro, mientras que en los bordes del agrietamiento diagonal las deformaciones fueron comúnmente muy pequeñas. El factor η adoptado corresponde a los registros de distorsiones laterales inelásticas permisibles.

El límite superior del porcentaje de refuerzo horizontal indicado en la fig 2.12 (12 kg/cm^2), se relaciona con la resistencia al aplastamiento de la mampostería. El límite inferior (3 kg/cm^2),

corresponde al porcentaje de refuerzo horizontal necesaria para mantener la resistencia al primer agrietamiento diagonal.

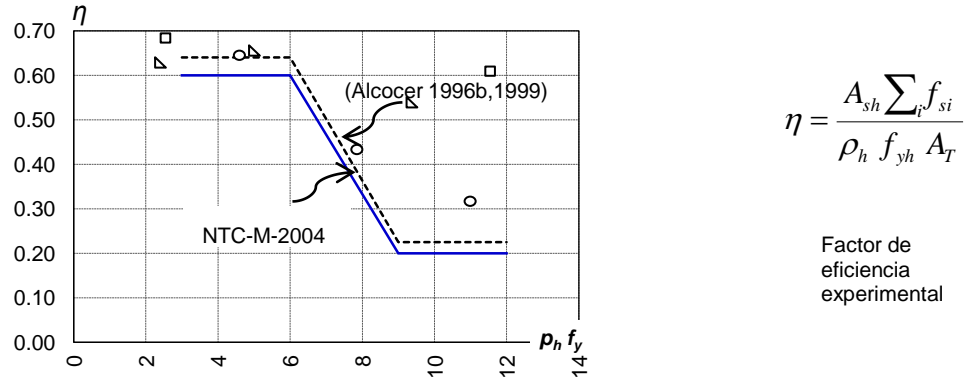


Figura 2.12 Obtención del factor de eficiencia η

2.3.6. Diagrama de interacción “falla por cortante o momento”

En el estudio de edificios altos es indispensable identificar las implicaciones de la existencia de fuerzas axiales grandes. Por esta situación se describe el comportamiento esperado en la resistencia de acuerdo con las ecuaciones de las NTC-M. Para tal interpretación se elaboró una grafica de interacción entre las resistencias de la mampostería en función de las cargas axiales, el acero de refuerzo y el tipo de falla predominante.

En las figuras 2.14, 2.15 y 2.16 se presentan el diagrama de interacción carga axial-momento de diseño y cortante. En ella se define la curva denominada “falla balanceada” que representa la frontera entre la falla a cortante y momento de muros sometidos a fuerzas laterales. Para entender mejor su funcionalidad a continuación se expresan sus bases teóricas.

Sabiendo que un muro sometido a una fuerza lateral V_f a una altura H , produce un momento M en su base, entonces:

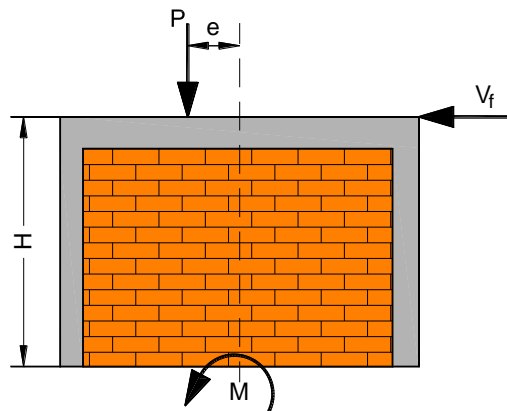


Figura 2.13 Obtención del factor de eficiencia η

$$M = V_f H + M_a \tag{2.13}$$

Donde M_a es un momento adicional en el muro producto de la excentricidad de carga vertical P ($M_a=Pe$). Este momento aún no ha sido considerado en las NTC-M, sin embargo, considerarlo puede ser de importancia en el futuro.

Despejando V_f de la ec. 2.13.

$$V_f=(M-M_a)/H \quad (2.14)$$

Si M representa el momento resistente de diseño según las ecs 2.7 y 2.8 Entonces, V_f es el cortante por flexión que indica el tipo de falla predominante. Al realizar la grafica de interacción para un muro de longitud L , el valor de V_f varía según la excentricidad e (ec 2.15).

$$e=(M+M_a)/P \quad (2.15)$$

Cuando el valor de la fuerza cortante producida por flexión V_f es igual a V_R , se dice entonces que el muro presenta simultáneamente falla por flexión y falla por cortante. Siendo V_R el cortante resistente del muro con o sin refuerzo horizontal. Es decir, cuando el cortante debido a flexión llega a ser mayor que el cortante resistente, la falla es a cortante, en cambio, si el momento resistente es alcanzado y V_f es menor a V_R entonces la falla es debida a flexión. Por lo que:

$$\begin{aligned} \text{Si } V_f > V_R & \quad \text{falla por cortante} \\ \text{Si } V_f < V_R & \quad \text{falla por flexión} \\ \text{Si } V_f = V_R & \quad \text{falla balanceada} \end{aligned}$$

En la figura 2.14 se observa la línea de frontera entre ambos tipos de falla con y sin el efecto del momento adicional M_a (línea roja y azul respectivamente) Esta curva se desplaza dentro de la grafica para diferentes condiciones de refuerzo y geometría del muro. Cabe mencionar que el refuerzo vertical y horizontal tiene una relevante participación en el tipo de falla esperado.

2.3.6.1. Zonas específicas del diagrama de interacción

En estructuras de uno y dos niveles, las cargas axiales que soportan los muros son generalmente menores que la resistencia de la mampostería. Al graficar las cargas axiales actuantes dentro del diagrama estarían ubicadas cerca del origen (cargas axiales y momentos muy pequeños). De acuerdo con el diagrama la falla predominante es a cortante. Sin embargo, para edificios de mayor altura, puede existir un incremento significativo en las cargas axiales, ubicándolas en la parte alta del diagrama (figura 2.14).

En las figuras 2.14, 2.15 y 2.16 los valores de P_R corresponden a la resistencia a compresión de muros de diferente longitud (de 1 a 4 m) con un f_m^* y espesor t constante. La resistencia P_R fue afectada por F_R y F_E , siendo el caso más apreciable el del factor F_E definido para muros interiores con castillos extremos. En el eje de las ordenadas se observa que para muros cortos (longitudes menores a 2.5 m) la separación entre diagramas es equidistante respecto a P_R , mientras que para muros largos, F_E varía por lo que P_R disminuye.

Los valores de V_R corresponden a la fuerza cortante resistente máxima para cada muro con o sin refuerzo vertical. En la parte inferior de cualquier diagrama se observa una o dos curvas que se interceptan con los diagramas de flexocompresión. Dicha intersección corresponde al cortante máximo resistente para cada longitud de muro. La resistencia V_R se incluye en el eje vertical,

utilizando las mismas unidades que P_u y P_R . De esta manera es fácil conocer: el tipo de falla, la resistencia a flexocompresión, la resistencia a cortante, y la interacción entre cantidades de refuerzo.

En las figura 2.14 se indican las cargas axiales para diseño a compresión y flexocompresión representativas de un edificio de 15 niveles. Los puntos (x) representan cargas axiales máximas (P_u) utilizadas para diseñar a compresión en el plano del muro. Las cargas axiales utilizadas en el diseño a flexocompresión son determinadas por la condición crítica de las n combinaciones entre M_u y P_u y corresponden a los triángulos (Δ). Generalmente cargas axiales bajas.

En síntesis, cuando un muro se diseña a flexocompresión la interacción entre el momento y la carga axial actuantes permiten ubicar puntos dentro de las grafica. Así pues, en la figura 2.14 se observa un porcentaje nulo de muros que presentan falla por flexocompresión y el total se encuentra en la zona de falla por cortante (área sombreada). Esto, no es del todo cierto, la curva de falla balanceada se mueve de acuerdo con la cantidad de acero vertical y horizontal como se comenta más adelante.

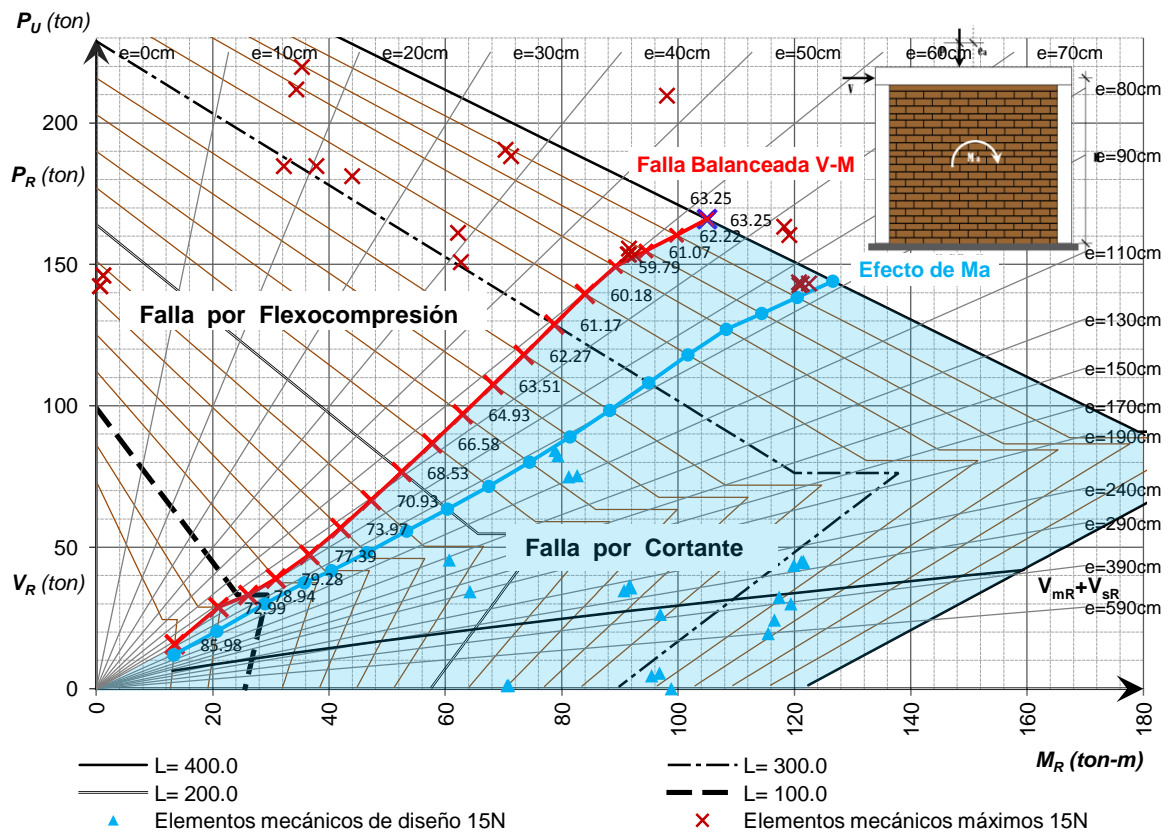


Figura 2.14 Diagrama de interacción carga axial-momento-cortante (Tipo de falla)

2.3.6.2. Falla a cortante o momento en función del refuerzo vertical y horizontal

La participación del refuerzo horizontal en la resistencia a cortante del muro tiene un papel relevante en el tipo de falla. Según el diagrama de interacción, cuando un muro no cuenta con refuerzo horizontal el área bajo la línea de falla balanceada es mayor (falla por cortante); si se coloca refuerzo la línea se desplaza incrementando la zona de falla a flexocompresión, lo que

resulta favorable al comportamiento (figura 2.15 y 2.16) y, si el área de refuerzo vertical A_s es mayor a la mínimo requerida es sumamente probable que la falla es por corte.

En las figuras 2.15 y 2.16 se muestran los diagramas de interacción para identificar el tipo de falla que presentarían los muros sin refuerzo y con refuerzo horizontal. Para todos ellos se utilizó un A_s igual a 4 varillas de 3/8" y A_{sh} igual a 0 y 2 varillas de 5/32" con separación de 20 cm. Se utilizó un f_y de 4200 y 6000 kg/cm² respectivamente.

Cuando el área de refuerzo vertical es elevada, la resistencia del muro a flexión se incrementa al punto que la línea de falla balanceada se mantiene similar al de la figura 2.14, aún cuando la variación del refuerzo horizontal es significativa. En general para edificios altos se mantiene este comportamiento.

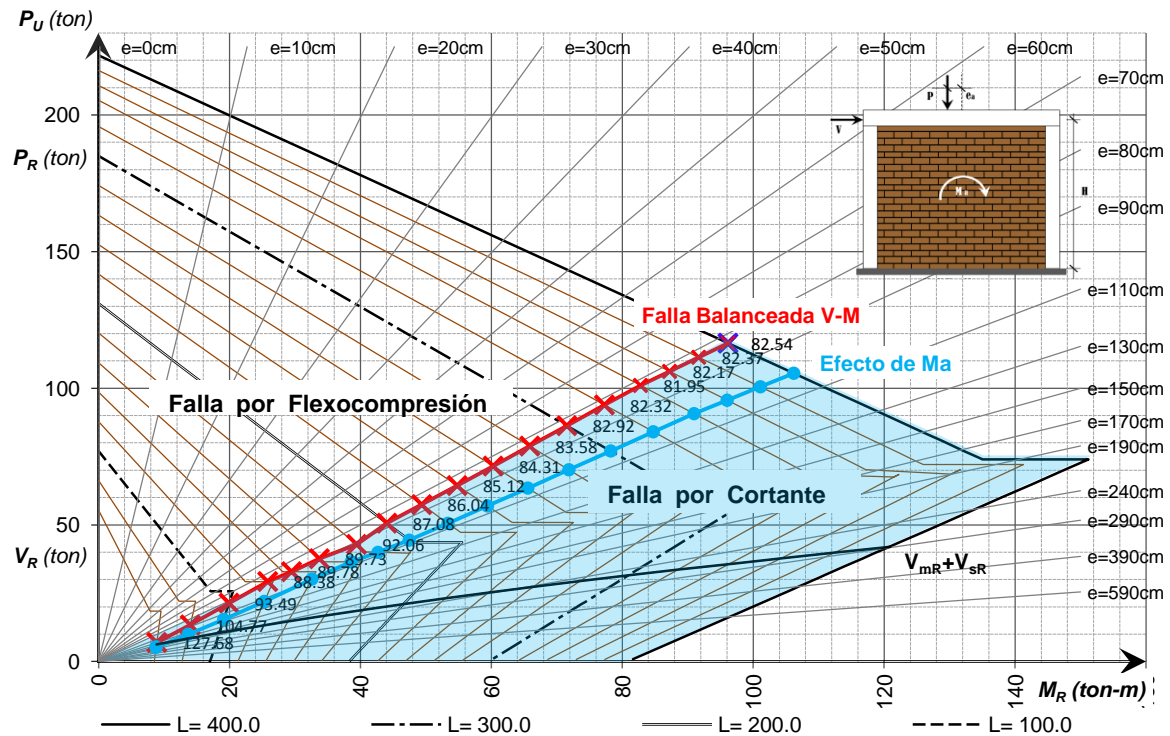


Figura 2.15 Tipo de falla gobernada por el acero de refuerzo

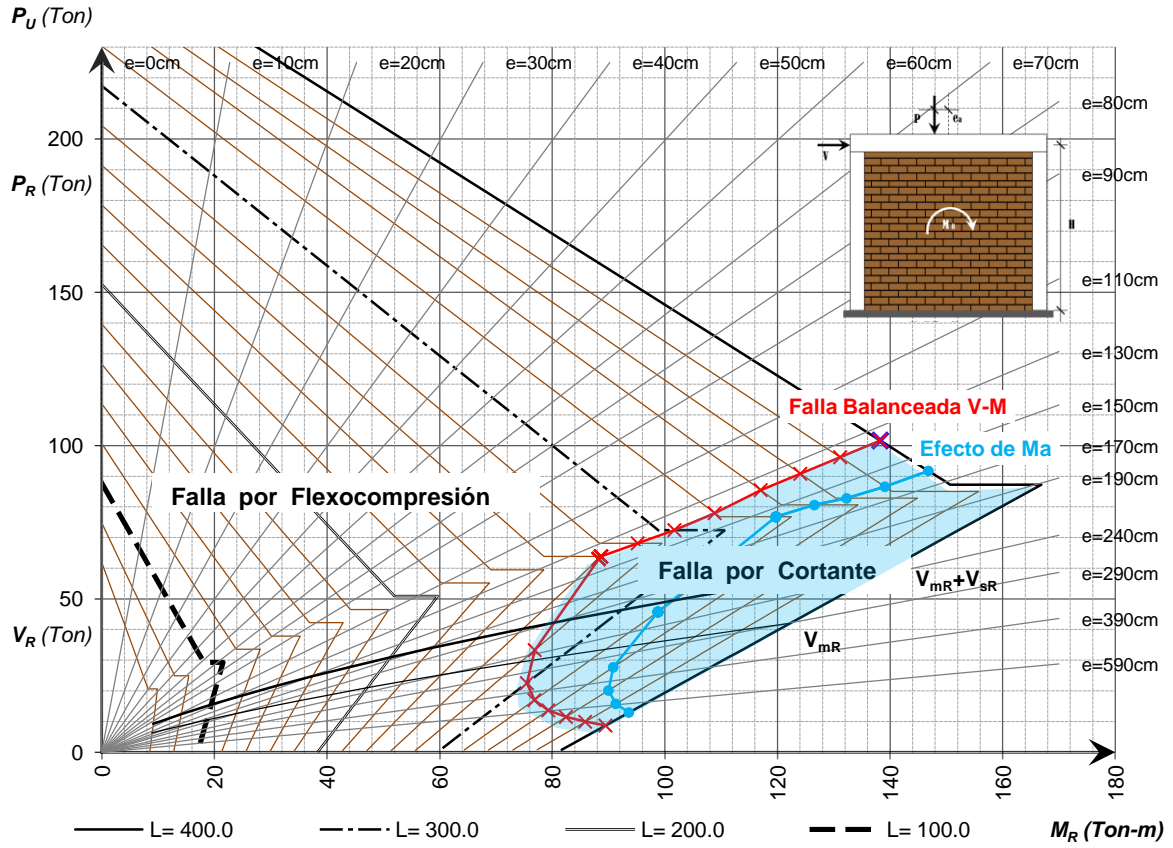


Figura 2.16 Tipo de falla regido por el Acero de refuerzo

CAPITULO 3

MATERIALES

En el presente capítulo se describen las características físicas y mecánicas de los materiales utilizados en los modelos. Se describen las piezas de mampostería, el mortero, el espesor de juntas, el tamaño de castillos, el concreto, el acero y el sistema de piso utilizado.

3.1. PIEZAS DE MAMPOSTERÍA

En el mercado internacional existe una gran variedad de piezas de mampostería estructural, principalmente de concreto, barro y sílice-cal. Sus diferentes formas y usos están ligados a la práctica constructiva y a las propiedades mecánicas de los materiales que se emplean. En la ciudad de México existen piezas de mampostería de tipo artesanal e industrial, sin embargo, los alcances tanto en tamaño, forma y propiedades, es limitado en comparación al que existe en países con mayor desarrollo. Los muros de mampostería estructural han sido considerados por décadas exclusivos de estructuras de poca altura, y por consecuencia, no se han desarrollado piezas con características especiales tanto en usos y formas. Los tipos de pieza a que hacen referencia las NTC-M corresponden a piezas de barro y concreto. Tanto macizas, huecas ó multiperforadas (bloques y tabicón) con celdas o perforaciones ortogonales a la cara de apoyo.

En las figuras 3.17 y 3.18 se presentan piezas comúnmente utilizadas en países de Norteamérica, Sudamérica, Asia, Europa, entre otros. El objetivo de mostrar este tipo de piezas estructurales con diferentes geometrías y propiedades es el de conocer alternativas que son aplicadas en otros países donde la mampostería tiene mayores alcances. Como se observa en la figura 3.17 las dimensiones son mayores al de piezas convencionales utilizadas en México. Las dimensiones son en cm y corresponden al espesor, ancho y largo.

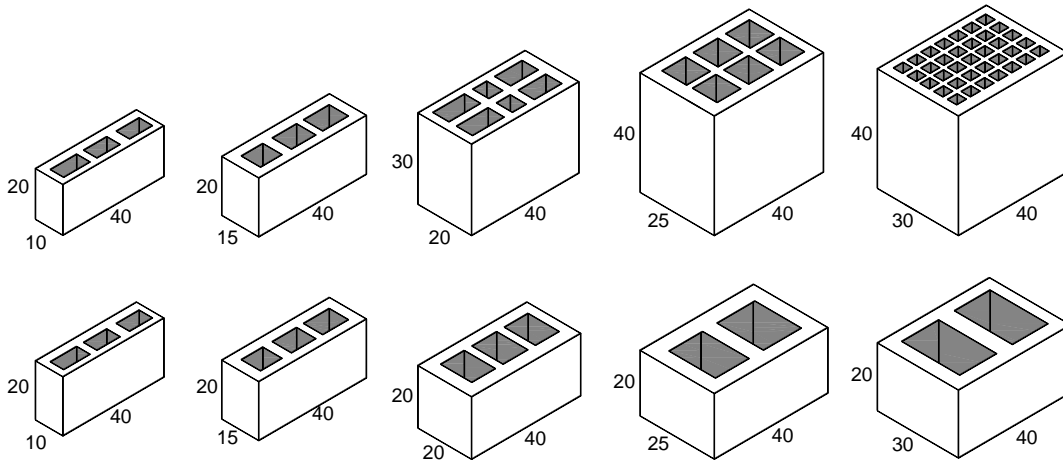


Figura 3.17 Piezas comunes de mampostería de concreto (dimensiones en cm)

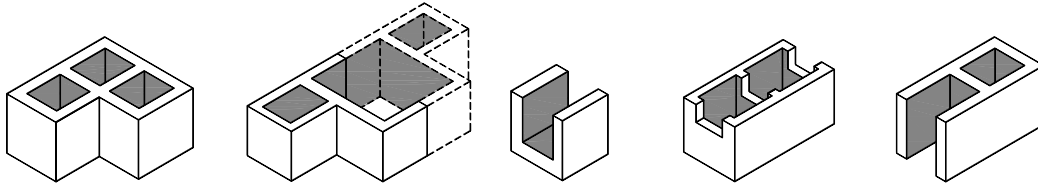


Figura 3.18 Piezas especiales de mampostería de concreto

En la figura 3.19 se observan piezas de mampostería hueca que permiten la colocación del refuerzo horizontal de forma adecuada. En México el uso del refuerzo horizontal no es considerado parte fundamental de la resistencia de muros de mampostería, razón por la que dichas piezas no son de uso común. En la figura 3.20 se presentan piezas comunes de barro utilizadas en países donde la construcción con mampostería se ha desarrollado en estructuras especiales principalmente para vivienda.

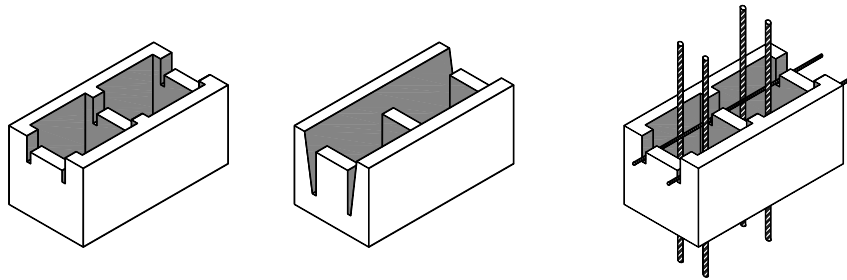


Figura 3.19 Piezas especiales de mampostería de concreto (Beall y otros, 2003)

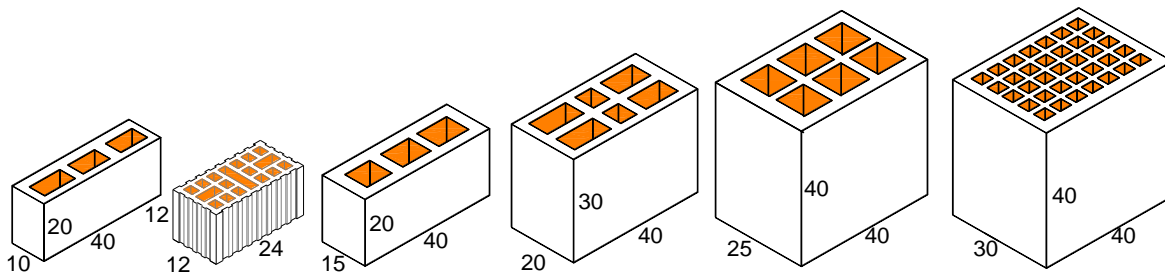


Figura 3.20 Piezas comunes de mampostería de barro

Se destaca que el espesor de muros utilizados en edificios grandes debe ser mayor al que existe actualmente en la ciudad de México. Así también, se debe incursionar en el uso de piezas con características especiales (figura 3.19) que permitan mejores prácticas constructivas, mejor detallado estructural y por consecuencia un mejor comportamiento.

3.1.1. Dimensión de castillos

En la práctica mexicana, la dimensión de castillos perpendicular a la longitud del muro es igual a t , donde t es el espesor del muro. Esta dimensión es suficiente para muros sometidos a fuerzas laterales muy grandes siempre y cuando, el espesor del muro sea adecuado.

Cuando el diseño requiere mayores cantidades de refuerzo suele ser difícil cumplir las especificaciones de detallado que marcan las NTC-M. Es indispensable considerar incrementar el espesor de muros. En la figura 3.21 y 3.22 se presentan algunas opciones que además de mantener un acabado aparente, permiten tener mayores dimensiones de castillos (interiores). Estas técnicas son utilizadas en Estados Unidos en estructuras de tipo residencial que por sus características arquitectónicas requieren cierto tipo de apariencia. En México no existen pruebas experimentales con este tipo de soluciones.

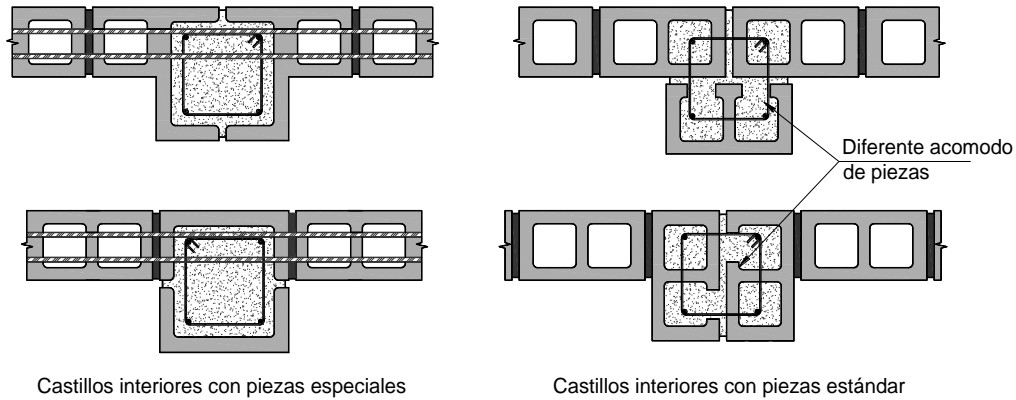


Figura 3.21 Castillos interiores con espesor mayor al ancho del muro (Beall y otros, 2003)

Los espesores de muros y castillos están ligados al proyecto arquitectónico. Es necesario corregir la idea de utilizar muros esbeltos, no solo se trata de la apariencia arquitectónica, sino también de los procesos constructivos, de la necesidad de cantidades mayores de refuerzo, de mayor resistencia y rigidez.

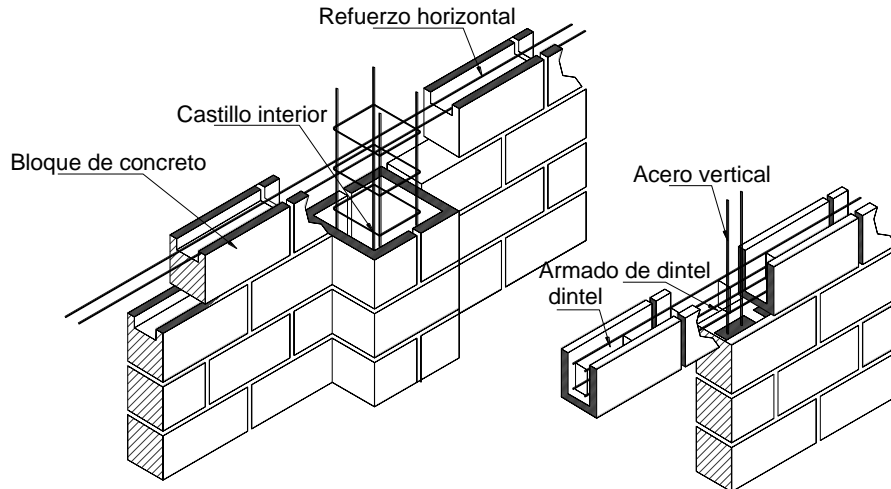


Figura 3.22 Castillos interiores con espesor mayor al ancho del muro y detalle de dinteles

3.1.2. Tipos de aparejo, acomodo, o colocación de piezas

Se denomina aparejo a la disposición y trabazón de piezas de mampostería para construir muros. El aparejo dominante en la ciudad de México es el llamado tipo sogá (ver figura 3.23). Este tipo

obedece principalmente a las características constructivas tradicionales, al uso de la mampostería en edificaciones de baja altura y la falta de estudios experimentales de otros tipos de aparejo. Sin embargo, utilizar un aparejo distinto puede considerarse una solución para incrementar el espesor de muros, la resistencia y la rigidez de edificios altos.

En la siguiente figura se presentan los casos típicos de aparejo utilizadas en otros países. De los experimentos realizados cambiando el tipo de aparejo, ha podido apreciarse que la resistencia unitaria al esfuerzo cortante es independiente de este parámetro (San Bartolomé, 2005).

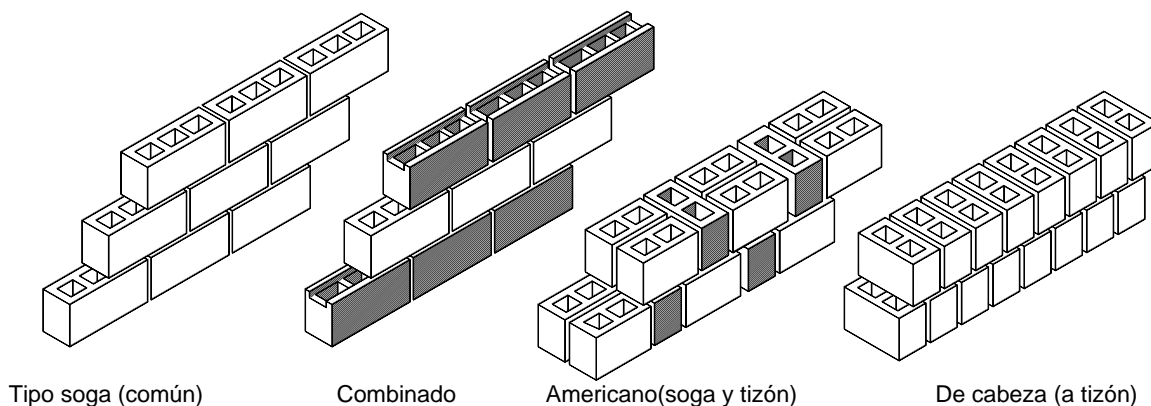


Figura 3.23 Aparejo de muros

3.1.3. Mampostería utilizada

Se utilizaron dos tipos de mampostería comercial (barro y concreto). Esta elección se basa en el amplio conocimiento de sus propiedades y características mecánicas, así como a su generalizado uso en México.

El peso de los muros de la tabla 3.5 y 3.8 fue calculado considerando el peso promedio de las piezas, juntas de mortero, aplanado en ambos lados, castillos, dinteles y traveses para cada espesor de muro. Las piezas de espesor mayor a 15 cm no son comerciales, el peso ha sido calculado proporcionalmente.

3.1.3.1. Piezas de barro (Tabimax-Novaceramic)

Tabla 3.4 Datos técnicos

1.- Resistencia de diseño a compresión de la mampostería (f_m^*), kg/cm^2	60.0
2.- Esfuerzo cortante resistente de diseño (v_m^*), kg/cm^2	5.0
3.- Modulo de elasticidad promedio de la mampostería (E_m), kg/cm^2	36000
4.- Modulo de rigidez a cortante (G_m), kg/cm^2	14400
5.- Resistencia a compresión de mortero de junteo (f_j^*), kg/cm^2	
Tipo I	150
6.- Peso promedio por pieza (kg) Espesor de 10 a 30 cm	2.20 a 4.23
7.- Dimensiones nominales (cm) Alto, largo	12 x 23
8.- se clasifica como pieza multiperforada (hueca)	

El modulo de Elasticidad se determina a partir de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería (2.8.5.2 NTC-M). $E_m = 600 f_m^*$ para cargas de corta duración y $E_m = 350 f_m^*$ para cargas sostenidas

Tabla 3.5 **Peso de muros de barro estructural**

Espesor de piezas t (cm)						unidades
10	12	15	20	25	30	
431.91	508.15	593.12	753.14	918.18	1090.40	kg/m
179.96	211.73	247.13	313.81	382.58	454.33	kg/m ²
1661.20	1628.67	1520.81	1448.35	1412.59	1397.95	kg/m ³

Los valores de resistencia f_m^* y v_m^* de las tablas 3.4 y 3.6 corresponden a los valores especificados en la NTC-M para utilizando morteros tipo I de $f'_j=150 \text{ kg/cm}^2$ con tamaño máximo de agregado (T.M.A.) = 1/2". El peso de castillos, trabes y dinteles se considero en volumen total por planta, dividido entre la longitud total de muros por nivel.

3.1.3.2. Piezas de concreto (bloques multiperforados de alta resistencia-Stonecrete)

Los datos técnicos de la tabla 3.6 corresponden a bloques de concreto estructural multiperforado de la empresa Industrial Bloquera Mexicana-Stonecrete; el resumen de datos técnicos de la tabla 3.6 ha sido elaborado por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. Los resultados corresponden a pruebas de laboratorio con pilas y muretes. No existen estudios experimentales con muros a escala real con estas piezas, por lo que se utilizaron los valores correspondientes a tabla 3.7 como se presentan en las notas comerciales del producto.

Tabla 3.6 **Datos técnicos IMCYC**

1.- Resistencia para diseño en compresión (f_p^*), kg/cm ²	97.4
2.- Resistencia de diseño a compresión de la mampostería (f_m^*), kg/cm ²	81
3.- Esfuerzo cortante resistente de diseño (v_m^*), kg/cm ²	11.8
4.- Modulo de elasticidad promedio de la mampostería (E_m), kg/cm ²	86673
5.- Modulo de rigidez a cortante (G_m), kg/cm ²	21834 a 33985
6.- Resistencia a compresión de mortero de junteo, kg/cm ²	
A 7 días	234
A 14 días	282
A 49 días	320
7.- Peso promedio por pieza (kg) Espesor de 10 a 30 cm	11.08 a 20.86
8.- Dimensiones nominales (cm) Alto, largo	20x40
9.- se clasifica como pieza multiperforada (hueca)	

Tabla 3.7 **Datos técnicos Stonecrete**

1.- Resistencia para diseño en compresión (f_p^*), kg/cm ²	95
2.- Resistencia de diseño a compresión de la mampostería (f_m^*), kg/cm ²	70.0
3.- Esfuerzo cortante resistente de diseño (v_m^*), kg/cm ²	9.0
4.- Modulo de elasticidad de la mampostería (E_m), kg/cm ²	56000
5.- Modulo de rigidez a cortante (G_m), kg/cm ²	22400
6.- Resistencia a compresión de mortero de junteo, kg/cm ²	
Pega block f'_c (kg/cm ²)	150
7.- Peso promedio por pieza (kg) Espesor de 10 a 30 cm	11.08 a 20.86
8.- Dimensiones nominales (cm) Alto, largo	20x40
9.- se clasifica como pieza multiperforada (hueca)	

El módulo de elasticidad para mampostería de tabiques y bloques de concreto se calcula con $E_m = 800 f_m^*$ para cargas de corta duración y $E_m = 350 f_m^*$ para cargas sostenidas (2.8.5.2 NTC-M).

Tabla 3.8 **Peso de muros con bloques de concreto**

Espesor de piezas t (cm)						Unidades
10	12	15	20	25	30	
539.92	657.09	795.32	1067.63	1361.36	1680.38	kg/m
224.97	273.79	331.39	444.84	567.23	700.16	kg/m ²
2076.62	2106.07	2039.29	2053.13	2094.40	2154.33	kg/m ³

3.1.3.3. Piezas no comerciales (propuesta)

Se proponen las piezas de mampostería a utilizar en edificio altos. Estas son el resultado de diseñar los primeros 18 modelos, en los que se determinó la resistencia adecuada de la mampostería a compresión diagonal (v_m^*) y la resistencia de diseño a compresión (f_m^*), así como el espesor de las piezas según el número de niveles.

3.2. MORTEROS PARA MAMPOSTERÍA

En un muro de mampostería el mortero representa entre un 7 y un 15% del volumen total del material; no obstante su efecto en el comportamiento del muro es mucho mayor de lo que indica tal porcentaje. Utilizar mortero diferente al especificado en el proyecto modifica la resistencia y el comportamiento de los muros.

3.2.1. Clasificación de los morteros

Según su función:

No estructural: Dar acabado al muro, colorido, textura, recubrimiento, protección, etc.

Estructural: Unión entre las unidades de mampostería; Adherencia entre el acero de refuerzo y la mampostería para trabajar integralmente.

Según su elaboración:

Elaborados en el sitio: Generalmente son deficientes y poco recomendados, pueden ser elaborados a mano o en revolvedora.

Prefabricados: Morteros premezclados húmedos: son los morteros constituidos por materiales cementantes, agregados, agua y eventualmente aditivos, los cuales son proporcionados y mezclados en planta. Puede tratarse de morteros convencionales o morteros de larga vida que permiten su almacenamiento en estado fresco hasta 48 horas, de forma que su proceso de fraguado sólo se inicia una vez entra en contacto con las unidades de mampostería.

Morteros premezclados secos: son los morteros constituidos por materiales cementantes, agregados secos y aditivos en polvo, los cuales son proporcionados y mezclados en planta. El proceso de mezclado del mortero seco debe concluirse en el sitio de la obra, con la adición controlada de agua, siguiendo recomendaciones del fabricante.

Según sus propiedades o proporciones:

Especificación por propiedades: (resistencia a la compresión, retención de agua y contenido de aire), adquiere sentido para efectos de diseño con base en pruebas de laboratorio, mas no para morteros mezclados en obra.

Especificación por proporciones: se basa en el conocimiento previo de los pesos unitarios de los materiales y volúmenes de los componentes del mortero. En la práctica lo recomendable es especificar el mortero con la resistencia más baja, que se ajuste a los requisitos del trabajo (Las NTC utilizan este criterio).

Toda especificación debe hacerse por una sola categoría pero no por ambas (son excluyentes). Al especificar morteros de relación 1:2 ó 1:3, etc, indican preparación de cemento-arena, sin embargo, se ha incurrido en un error implícito por no aclarar si se trata de partes en masa o en volumen.

3.2.2. Mortero para muros de mampostería estructural en edificios altos

El tipo de mortero usado en cada obra debe correlacionarse con las piezas de mampostería, bloques o tabiques, ya que debe ser *compatible* y garantizar la *adherencia de la pieza*. Si se trata de piezas de mampostería con gran tasa inicial de absorción los morteros de gran *retención de agua* son más adecuados. Esto significa que las piezas de mampostería de mucha absorción deben combinarse con morteros de alto contenido de *cal* para evitar la deshidratación del mortero y alcanzar un fraguado correcto. Por el contrario, para poca absorción es más conveniente el uso de mortero con mayor contenido de cemento.

Resistencia a compresión: El comportamiento y los modos de falla de la mampostería ante cargas axiales dependen de la interacción de piezas y mortero; Las piezas y el mortero tienen características esfuerzo-deformación diferentes; por tanto, al ser sometidos a un mismo esfuerzo se produce una interacción en la que el material menos deformable; (las piezas en general), restringe las deformaciones transversales del material más deformable, introduciendo en él esfuerzos de compresión en dirección transversal (ICA, 1999) (figura 3.24a). Contrariamente, en el material menos deformable se introducen esfuerzos transversales de tensión que disminuyen su resistencia respecto a la que se obtiene en el ensayo de compresión simple del material aislado (Meli, 1979).

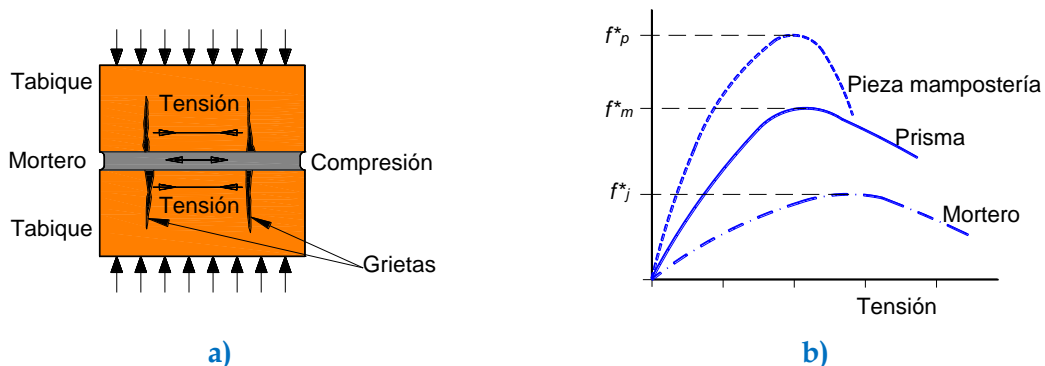


Figura 3.24 a) Mecanismo de falla de prisma de mampostería (agrietamiento por tensión) b) Comportamiento del esfuerzo a tensión de prismas de mampostería (Paulay, y otros, 1992)

El aplastamiento del mortero generalmente no ocasiona la falla cuando los esfuerzos son puramente axiales, salvo que el mortero sea muy pobre en comparación con las piezas de la mampostería. Sin embargo, en elementos esbeltos, el aplastamiento del mortero puede provocar problemas de inestabilidad.

En esta tesis la resistencia nominal en compresión de la mampostería corresponde a mortero tipo I de $f_j^* = 125 \text{ kg/cm}^2$ (tabla 3.9), pueden utilizarse morteros con mayor resistencia, sin embargo, no existe una razón que merezca contemplar esta alternativa. El mortero tipo I es una mezcla de alta resistencia que ofrece más durabilidad que los morteros tipo II y III, recomendable para mampostería sometida a grandes cargas de compresión, altas cargas laterales de sismo o viento.

Los modelos de estudio con bloques de concreto multiperforados deben evitar la absorción de agua, por lo que es factible utilizar mortero con cal, mientras que para las piezas de barro, lo más recomendable es agregar cemento de albañilería para tener mayor trabajabilidad. Utilizar morteros tipo II y III significa desaprovechar la resistencia de las piezas de mampostería (figura 3.24b).

La relación agua-cemento es el factor más importante que afecta la resistencia a compresión de los morteros tipo I II y III (Hendry, y otros, 2004). Es necesario que el ingeniero especifique la relación A/C para el mortero según las piezas de mampostería. Sin embargo, en la práctica la relación A/C para una mezcla dada es proporcionada por el grado de trabajabilidad. En general menor cantidad de agua conduce a mayor resistencia.

Tabla 3.9 Proporcionamientos en volumen, recomendados para mortero en elementos estructurales considerando cantidades mínimas de agua (NTC-M)

Tipo de mortero	Partes de cemento hidráulico	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal hidratada	Partes de arena ¹	Resistencia nominal en compresión, f_j^* , kg/cm ²
I	1	—	0 a ¼	No menos de 2,25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	125
	1	0 a ½	—		
II	1	—	¼ a ½		75
	1	½ a 1	—		
III	1	—	½ a 1¼		40

¹ El volumen de arena se medirá en estado suelto.

Resistencia a tensión: La tensión directa sobre muros de mampostería puede ser generada por efecto de cargas axiales en su plano, fuerzas laterales (sismo, viento), cargas gravitacionales excéntricas, efectos térmicos, humedad o por el movimiento de su base (hundimientos diferenciales).

La resistencia a tensión de las juntas de mortero es baja y muy variable en muros de mampostería, razón por la que no es considerada en el diseño estructural. Sin embargo, es esencial conocer las condiciones que son propicias para que haya buena adherencia entre las piezas. El mecanismo de adherencia no ha sido comprendido en su totalidad, pero se sabe que es un proceso físico-químico en el que la porosidad de las piezas y del mortero es fundamental. Así también la granulometría de las arenas y el contenido de humedad (figura 3.26) (Hendry, y otros, 2004).

3.2.2.1. Espesor de juntas

La resistencia a compresión de la mampostería en función del espesor de las juntas puede ser descrito con el siguiente corolario: “Dada una determinada altura de pieza, al incrementar el espesor de las juntas la resistencia tiende a disminuir (figura 3.25). Este efecto es significativo para

piezas pequeñas pero sin trascendencia en piezas grandes (concreto) donde la relación entre espesor y altura de la piezas es pequeña.

La resistencia a compresión puede ser modificada por la relación de aspecto entre la altura de la pieza y el espesor de la junta de mortero. En edificios altos se pretende utilizar piezas de mayor tamaño, por lo que el espesor de junta de un centímetro de espesor utilizado comúnmente en la práctica constructiva parece ser el idóneo.

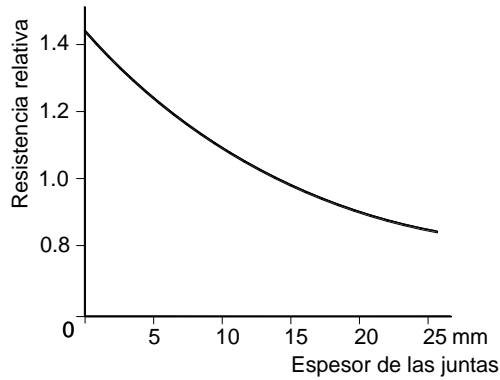


Figura 3.25 Efecto del espesor de juntas para piezas de barro estructural

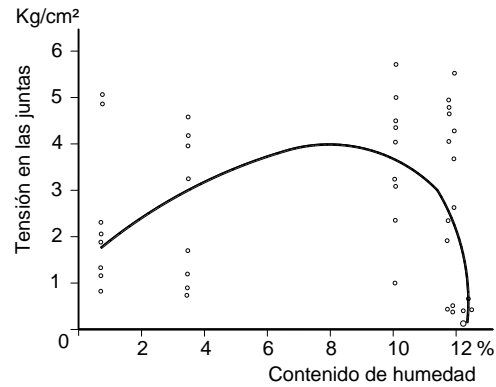


Figura 3.26 Variación de la adherencia entre mortero y tabique de acuerdo al contenido de humedad de la pieza

3.2.2.2. *Uso de la cal en el mortero*

La cal tiene como función complementar las propiedades del mortero (cemento hidráulico) con el propósito de producir un material que satisfaga exigencias de plasticidad, retención de agua, impermeabilidad, estabilidad volumétrica, durabilidad, adherencia, incremente la ductilidad y flexibilidad, evite fisuras pequeñas, contribuya a la adquisición de resistencias finales, y sea económico (Walker, y otros, 1994).

3.2.2.3. *Morteros y concretos de relleno (NTC-M)*

Se utilizan principalmente en mampostería con refuerzo interior o mampostería confinada con castillos interiores.

- Su resistencia a compresión será por lo menos de 125 kg/cm².
- El tamaño máximo del agregado no excederá de 10 mm.
- Se empleará la mínima cantidad de agua que permita que la mezcla sea lo suficientemente fluida para rellenar las celdas y cubrir completamente las barras de refuerzo vertical, en el caso de que se cuente con refuerzo interior. Se acepta el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad.

Tabla 3.10 Revenimiento permisible para los morteros y concretos de relleno, en función de la absorción de la pieza

Absorción de la pieza, %	Revenimiento nominal ¹ , mm
8 a 10	150
10 a 15	175
15 a 20	200

¹ Se aceptan los revenimientos con una tolerancia de ± 25 mm.

Tabla 3.11 Proporciones, en volumen, recomendados para morteros y concretos de relleno en elementos estructurales

Tipo	Partes de cemento hidráulico	Partes de cal hidratada	Partes de arena ¹	Partes de grava
Mortero	1	0 a 0.25	2.25 a 3	—
Concreto	1	0 a 0.1	2.25 a 3	1 a 2

¹ El volumen de arena se medirá en estado suelto

Se rescata la importancia de considerar la absorción de las piezas para poder identificar el mortero adecuado por utilizar.

3.2.2.4. Correlación de la resistencia entre mortero y piezas de mampostería

En ausencia de ensayos, resultados o pruebas específicas se proporciona la ecuación para determinar la resistencia de la mampostería en función del tipo de mortero, de la pieza utilizada y características particulares de la construcción. Esta ecuación es la siguiente (1052-1, 1999):

$$f_m^* = K f_p^{*0.65} f_j^{*0.25} \quad (kg/cm^2) \quad (3.16)$$

f_m^* resistencia de diseño a compresión de la mampostería, referida al área bruta

f_p^* resistencia de diseño a compresión de las piezas, referida al área bruta

f_j^* Es la resistencia de diseño a compresión del mortero

K Es una constante que es función de la construcción que varía de 0.75 a 0.6. El valor más alto corresponde a muros con piezas industrializadas en las que el espesor del muro es igual al ancho de pieza y cuenta con mayor control de calidad. El valor menor corresponde a muros con materiales de menor calidad (barro no industrializado), pueden utilizarse valores intermedios para otros casos.

Ejemplo de aplicación:

Se desea conocer la resistencia a compresión de la mampostería de piezas de concreto industrializado partiendo de los siguientes datos:

Mortero tipo I, $f_j^* = 125 \text{ kg/cm}^2$, $K = 0.75$ (piezas industrializadas)

$f_p^* = 100 \text{ kg/cm}^2$

Estos datos fueron obtenidos de las tablas 2.2 y 2.6 de las NTC-M para poder comprobar los resultados. Sustituyendo los datos en la ec. 3.16

$$f_m^* = 0.75 (100)^{0.65} (125)^{0.25} = 52.4 \text{ kg/cm}^2$$

Este valor es similar al mostrado en la tabla 2.6 (NTC-M), por lo que se corrobora su utilidad. Así también, para un f_m^* y f_p^* conocido se puede determinar la resistencia del mortero.

Para que la ecu. 3.16 sea aplicable a piezas de diferentes proporciones geométricas se recomienda multiplicarla por el factor δ de la Tabla 4.6 (1052-1, 1999) cuando el valor de $f_m^* > 150 \text{ kg/cm}^2$. La

ecuación 3.16 y la tabla 3.12 han sido adaptadas del trabajo de Taylor para coincidir con las especificaciones de las NTC-M. Para piezas de barro con morteros tipo I, II y III se recomienda utilizar $K=0.6$, para piezas de concreto se recomienda $K=0.75$.

Tabla 3.12 Valores del factor δ

Altura de la pieza (cm)	Al menos el ancho de la pieza (cm)			
	10.0	15.0	20.0	25.0 o más
5	0.75	0.70		
6.5	0.85	0.75	0.70	0.65
10	1.00	0.90	0.80	0.75
15	1.20	1.10	1.00	0.95
20	1.35	1.25	1.15	1.10
25 o más	1.45	1.35	1.25	1.15

Para valores intermedios es válido interpolar

Se ha visto que el esfuerzo cortante resistente, cuando la falla es por tensión diagonal, es proporcional a la raíz cuadrada de la resistencia a compresión. Cuando la falla se presenta a través de las piezas, el esfuerzo cortante resistente de la mampostería puede aproximarse como (Meli, y otros, 1971):

$$v_m^* = \sqrt{f_m^*} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (3.17)$$

Esto implica que para una mampostería de tabique de barro rojo con una resistencia a la compresión f_p^* de 70 kg/cm², su resistencia a la compresión de la mampostería (f_m^*) será aproximadamente 32 kg/cm² y su resistencia a esfuerzo cortante de aproximadamente 5.6 kg/cm².

Se debe relacionar el valor de v_m^* en función de la raíz cuadrada de la resistencia en compresión (f_m^*) en un intervalo más amplio de valores, como lo hacen los reglamentos norteamericanos, esto promueve el uso de piezas de mayor calidad, lo que redonda a una menor vulnerabilidad de las estructuras de mampostería (Tena, y otros, 2003).

3.2.2.5. Conclusión sobre propiedades de los morteros

Limitar la relación agua–cemento, optimiza la resistencia y durabilidad. Proporcionar un curado adecuado, mejora la impermeabilidad y resistencia al agrietamiento y desprendimiento. Evitar el exceso de agregados, ayuda a que la mezcla no sea rígida, áspera, y difícil de colocar y terminar. Evitar el exceso de agregados finos ayuda a disminuir la demanda de agua, las contracciones y el agrietamiento. Evitar el exceso de agregados gruesos ayuda a tener concretos o morteros menos porosos o alveolares con mejores características de adherencia.

Trabajabilidad: especialmente importante en morteros de relleno de celdas. Depende principalmente del contenido de agua, del uso de aditivos, de la forma y textura de los agregados y de la finura del cemento. Se evalúa mediante ensayo de mesa de flujo o método del cono de penetración.

Retención de agua: debe ser alta, para evitar agrietamientos y pérdida de resistencias. Se logra con el uso de la cal o aditivos.

Retracción de secado: es alta en morteros (alto contenido de cemento) y por tanto debe tratar de disminuirse. Se recomienda emplear bajos contenidos de cemento, bajo contenido de finos y en lo posible cementos adicionados. Debe ser curado tan rigurosamente como el concreto.

Resistencias mecánicas: especialmente a la compresión. Depende de la relación A/C y de los aditivos utilizados, y muy especialmente de la granulometría de la arena, la cual se establece mediante el módulo de finura. La arcilla disminuye esas resistencias, por lo cual es indispensable controlar su inclusión a través de las arenas sucias.

Cuando se especifique un mortero con cierta resistencia, éste no puede ser sustituido indiscriminadamente por otro mortero de menor ó mayor resistencia. Para el segundo caso representa un problema si el material no tiene las misma resistencia en todos los muros.

No se deben cambiar las proporciones del mortero premezclado diseñado para una obra en particular, ni emplear materiales con características físicas diferentes en la mezcla, a menos que se restablezca su conformidad con los requisitos de las NTC-M.

3.3. CONCRETO

Las propiedades físicas y mecánicas del concreto utilizable en este tipo de estructuras como: cimentación, dalas de cerramiento, trabes, castillos etc., deben cumplir con los siguientes requisitos mínimos.

Tamaño máximo de agregado En losas de cimentación, muros de vivienda, columnas, castillos aislados, losas macizas en entrepiso y azotea, trabes y cerramientos, losas tipo bóveda, el tamaño máximo de agregado será el correspondiente a $3/4''$. Para capa de compresión en losa de vigueta y bovedilla el tamaño máximo de agregado corresponde a $3/8''$ (10 mm.)

Revenimiento El contenido de agua debe limitarse de manera que el revenimiento nominal del concreto, medido a pie de obra no exceda de lo siguiente: Cuando el concreto sea por medio de tiro directo el revenimiento será de 10 cm \pm 2.5 cm. Cuando se trate de un concreto bombeado el revenimiento corresponderá a 14 cm \pm 3.5 cm. Estos valores son aplicables para el concreto en elementos estructurales colados en sitio: columnas, castillos aislados, losas macizas en entrepiso y azotea, trabes, cerramientos, losas tipo bóveda y capas de compresión en losas de vigueta y bovedilla.

Peso específico El concreto en estado fresco debe tener un peso específico mínimo de 2200 kg/m³.

La resistencia a la compresión del concreto f'_c a la edad de 28 días será al menos el siguiente. Para elementos colados en sitio y precolados: cimentación, columnas, castillos, losas macizas en entrepiso y azotea, trabes, cerramientos y capa de compresión de losas de vigueta y bovedilla, dinteles, piñones, patín inferior de viguetas de alma abierta, marcos de puertas y ventanas el concreto será $f'_c=200$ kg/cm² de acuerdo a la norma mexicana (NMX-C-083-ONNCCE) y (NMX-160).

3.4. ACERO DE REFUERZO

El refuerzo utilizado en muros de mampostería confinada lo clasificaremos en refuerzo vertical y refuerzo horizontal, éstos formados por barras corrugadas o trefiladas que cumplan con las normas NOM B6, NOM B211 ó NOM B457 para varillas corrugadas laminadas en caliente y la norma NOM B-72 para varillas corrugadas laminadas en frío grado 50 y 60.

El refuerzo vertical podrá estar formado por varillas del numero 3 (9.5 mm) en delante de Grado 42 ó por varillas numero 2.5 (7.9 mm) grado 60.

Tabla 3.13 Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$

No. varilla	diámetro		área (cm^2)	peso (kg/m)
	pulg.	mm		
3	3/8	9.5	0.71	0.56
4	1/2	12.7	1.27	0.994
5	5/8	15.9	1.98	1.552
6	3/4	19	2.85	2.235
8	1	25.4	5.07	3.973
10	1 1/4	31.8	7.94	6.225

Tabla 3.14 Acero $f_y=6000\text{ kg/cm}^2$

diámetro		área (cm^2)	peso (kg/m)	largo (m)
pulg	mm			
5/16	7.9	0.495	0.388	6 y 12
1/4	6.4	0.317	0.248	6
3/16	4.8	0.178	0.14	6
5/32	4	0.124	0.097	6

El refuerzo horizontal en muros lo podrán formar una, dos o más barras numero 1.25 (4.2 mm) ó varillas del numero 2 (6.35 mm) grado 60. Las cuales deberán ser continuas y sin traslapes en toda la longitud del muro y deberán estar ancladas en los castillos interiores o extremos de muros, de donde obtendrán su resistencia. No se permite el uso de escalerillas para resistir fuerza cortante inducida por sismo debido a la fragilidad del material electrosoldado. El esfuerzo de fluencia para diseño, f_{yh} , no deberá ser mayor que 6000 kg/cm^2 . La separación máxima del refuerzo horizontal, S_h , no excederá de cuatro hiladas ni de 600 mm.

La malla electrosoldada se utiliza como refuerzo por flexión o temperatura en losas y/o muros de concreto reforzado y en losas formadas por viguetas y bovedilla. La malla electrosoldada presenta un $f_y = 5000\text{ kg/cm}^2$ como la malla está formada por una retícula ortogonal de hilos soldados entre sí se utiliza la siguiente nomenclatura para su designación: A x A – B / B, en donde las primeras dos letras indican la separación entre hilos en pulgadas, los dos números restantes indican el calibre de los hilos que forman la retícula. De esta forma se tiene que la malla denominada 12 x 12 – 1 / 1 indica que es una malla donde los hilos forman una retícula de 12" x 12" (30.48 x 30.48 cm) y los alambres tienen, ambos, un calibre de 1.

Los castillos electrosoldados se utilizan principalmente en la construcción de dinteles y como acero de refuerzo en cerramientos. Para su identificación se utiliza generalmente la siguiente nomenclatura EE x FF- 4, en el cual los primeros dos pares de números indican la base y el peralte de la sección de concreto terminado. El número 4 indica las barras de un diámetro de 0.635 cm (1/4") de $f_y = 5000\text{ kg/cm}^2$. Los estribos se forman con alambre calibre 8 ($\phi = 0.411\text{ cm}$) de un $f_y = 5000\text{ kg/cm}^2$ y colocados a cada 15.8 cm.

3.5. SISTEMA DE PISO

Existe una variedad importante de sistemas de piso para edificaciones de vivienda, para nuestro caso de estudio se eligió el sistema de *vigueta pretensada y bovedilla de poliestireno* por sus características físicas, siendo la principal el peso propio del sistema en comparación con el tradicional de losas de concreto. Se pretende disminuir el peso de la edificación y con ello lograr disminuir las fuerzas sísmicas.

El empleo de losas de vigueta y bovedilla es un sistema comprobado para trabajar como diafragma rígido y para resistir fuerzas gravitacionales siempre y cuando se trate de losas convencionales con claros cortos y elementos confinantes en sus extremos. Este sistema tiene características particulares como: propiedades de aislamiento térmico, acústico, menores tiempos de construcción, ahorro de materiales, menos cimbra, entre otros. Su comportamiento mecánico ha sido estudiado y existen restricciones en su utilización como sistema de piso en zonas sísmicas. A continuación se menciona una breve descripción de las partes que componen este sistema.

Normativa El sistema debe estar avalado por la (NMX-C-406, 1997). Las hipótesis de diseño se basan en las Normas Técnicas Complementarias para Elementos de Concreto (NTC-C 2004) y del Código Americano (ACI-318, 2008).

Vigueta Pretensada: Elemento portante del sistema prefabricado y presforzado de concreto (generalmente su $f'c = 350$ a 500kg/cm^2) armado con varillas de presfuerzo ($f_y = 16000$ a 19000kg/cm^2).

Bovedillas: Elementos aligerantes de poliestireno que eliminan la cimbra de contacto con peso específico mínimo de 12Kg/m^3 en el caso de losa integral. Para bovedillas de poliestireno estándar y vigueta autoportante, el poliestireno deberá tener una densidad mínima de 14kg/m^3 . Su diseño geométrico debe permitir la penetración del concreto en las cuñas, dicha pendiente no debe ser mayor a 45° , en el caso de poliestireno este debe quedar protegido contra el fuego. Además de aligerar la losa, las bovedillas sirven como aislantes térmicos y acústicos.

Firme (losa de compresión) Concreto colado en obra de 4 a 5 cm de espesor, cuya función estructural es integrar y dar continuidad al sistema de piso. Su resistencia de diseño mínima deberá ser de 200kg/cm^2 , fabricado con tamaño máximo de agregado "TMA" de 19 mm y debe vibrarse para asegurar su penetración en las cuñas.

Peraltes mínimos del sistema Serán del claro (L) entre 25 y en volados la longitud (L_v) entre 10

Componentes portantes Se debe garantizar una continuidad estructural para que los sistemas de vigueta y bovedilla y prefabricados similares queden debidamente apoyados en sus extremos con un mínimo de 4 cm para los sistemas que cuentan con anclaje, y de 5 cm para los sistemas sin anclaje.

Refuerzo del Firme Es el área de acero mínima requerido por contracción y temperatura. Y el calibre de la malla a utilizar dependerá del espesor de la capa de compresión.

Apuntalamiento El sistema requiere de un apuntalamiento provisional mientras el concreto colado en obra alcanza la resistencia especificada. El tiempo de cimbrado está en función de la resistencia que alcanza el concreto.

Tabla 3.15 Recomendaciones de la NMX-C-406-1997

Espesor del firme e(mm)	Claro L(m)	Altura de la estructura H(m)	Observaciones
$e \geq 30$	$L \leq 4$	$H \leq 13$	Estructura a base de muros
$e \geq 40$	$4 < L \leq 5.5$	$H > 13$	Revisar el comportamiento
$e \geq 50$	$5.5 < L \leq 8$	$H > 13$	de diafragma rígido
$e \geq 60$	$L > 8$	$H > 13$	ante cargas laterales

CAPITULO 4

ANÁLISIS SÍSMICO

4.1. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

A continuación se presenta el procedimiento de análisis empleado en cada uno de los modelos de estudio. Se muestran los análisis de cargas de servicio utilizados (cargas muertas y cargas vivas), el procedimiento de modelación con el método de la columna ancha y sus respectivas recomendaciones, el análisis por torsión, el proceso de análisis dinámico, los espectros de diseño, los factores de comportamiento sísmico y las recomendaciones sobre configuración estructural a utilizar en edificios altos de mampostería.

4.1.1. Proyecto arquitectónico

El proyecto arquitectónico elegido (figura 4.28) cumple con las características de habitabilidad que marcan las normas correspondientes (NTC-PA). El proyecto cuenta con dos cubos de escaleras que van de planta baja a nivel de azotea, dos sistemas de elevadores independientes y áreas comunes de circulación. Los departamentos cuentan en general con dos recamaras, dos baños, sala, comedor, cocina y patio de servicio, las áreas de estos espacios son mayores al mínimo reglamentario.

El proyecto arquitectónico considera las condiciones de regularidad descritas en la sección 6 de las NTC-S. Para cumplir como diafragma rígido los sistemas de piso se suponen acoplados por vigas y losas de concreto en las zonas de circulación. La planta arquitectónica tipo se dividió en dos partes para considerar el efecto que produce la relación de aspecto de acuerdo con las dimensiones en planta del edificio (figura 4.29), obteniendo edificios con cuatro departamentos por nivel.

4.1.2. Análisis de carga de los modelos de estudio

4.1.2.1. Análisis de cargas para losa de vigueta y bovedilla

En la figura 4.27 se muestra un corte del sistema de piso a utilizar, formado por viguetas pretensadas y bovedilla de poliestireno, en las tablas 4.17 y 4.18 se observan los valores de carga considerados para losa de 20 cm (peralte total), el firme de concreto se considera de 4 cm, la altura de bovedilla de 16 cm y el alto y ancho de la vigueta 11x11 cm. ver figura 4.30. Las dimensiones y características fueron tomadas de la “ficha técnica para vigueta pretensada P-11 y bovedilla de poliestireno PREMEX”.

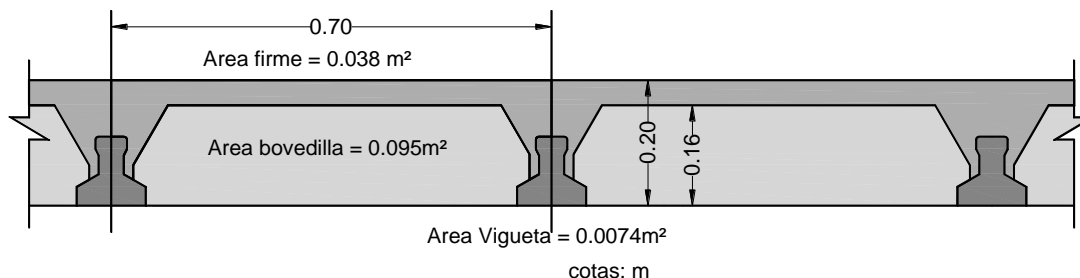


Figura 4.27 Detalle de colocación del sistema de piso

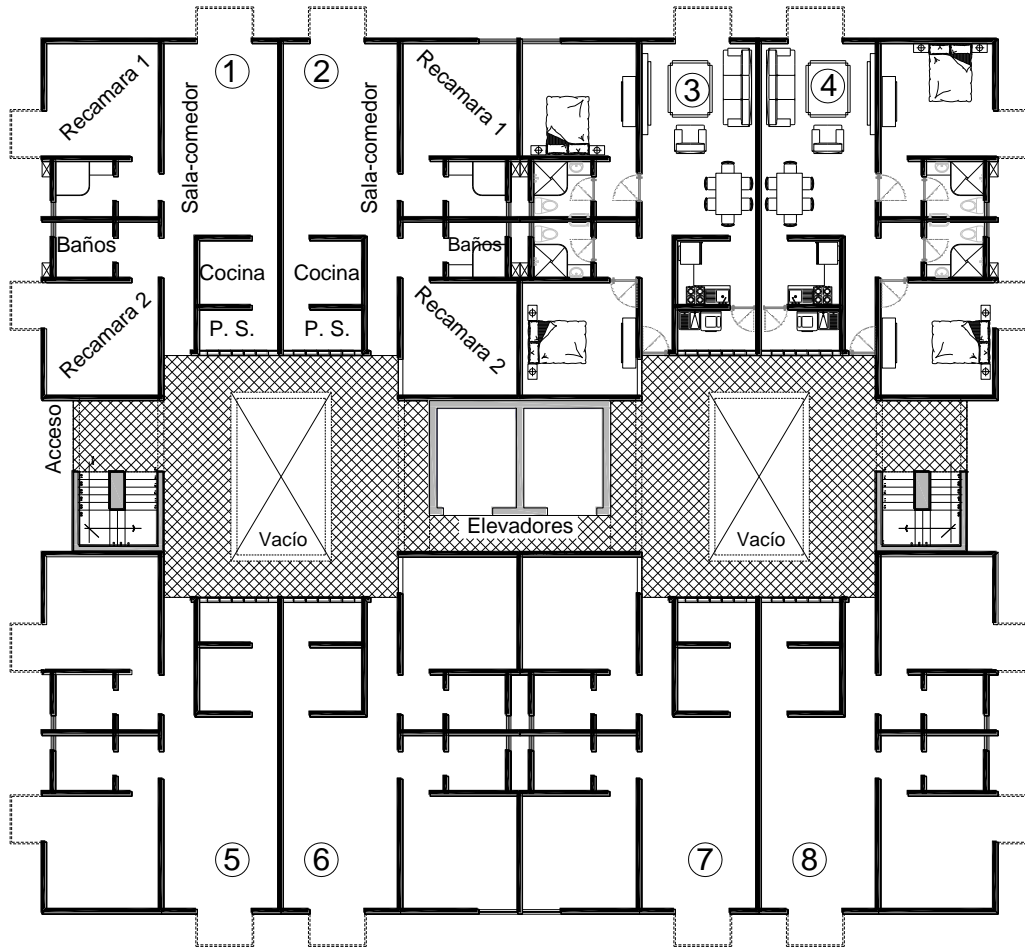


Figura 4.28 Planta Arquitectónica tipo

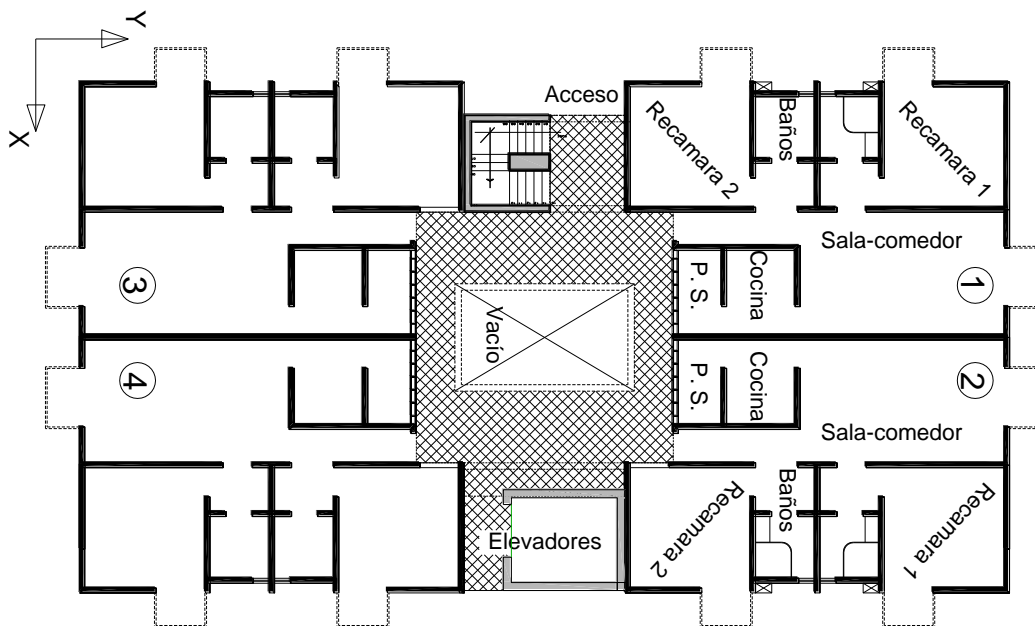


Figura 4.29 Planta Arquitectónica (edificio de 4 departamentos por nivel)

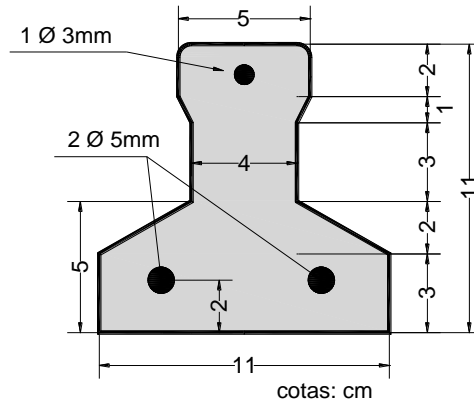


Figura 4.30 Detalle de vigueta pretensada con varilla de presfuerzo (P-11)

El uso de viguetas ha sido simplificado comercialmente para conocer las características estructurales (capacidad de carga útil) en función del claro y de las cargas de servicio para el cual debe estar diseñado, en la tabla 4.16, se observa la longitud máxima que pueden soportar las viguetas a utilizar, en función del peralte de losa.

Tabla 4.16 Capacidad de carga útil (en términos de longitudes máximas)

L Max para cargas de servicio = 250 kg/m²

VIGUETA	Losa h=16 cm	Losa h=17 cm	Losa h=20 cm
P-11	4.3	4.4	4.6

Tabla 4.17 Análisis de carga de azotea (vigueta y bovedilla)

Concepto (pendiente < 5%)	Peso	Unidad
Bovedilla de Poliestireno de 12 Kg/m ³ de 16 cm de espesor	1.36	kg/m ²
Vigueta pretensada de concreto y acero de presfuerzo de 11x11 cm a cada 0.70 m en promedio	25	kg/m ²
Capa de compresión de concreto armado con malla 6x6 -10/10 de 4 cm de espesor	130	kg/m ²
Impermeabilizante.	15	kg/m ²
Enladrillado y entortado.	50	kg/m ²
Carga Muerta Adicional RCDF por capa de Compresión	40	kg/m ²
Relleno de tezontle de 6 cm. De espesor.	78	kg/m ²
Total =	340	kg/m ²

Tabla 4.18 Análisis de carga de entrepiso (vigueta y bovedilla)

Concepto	Peso	Unidad
Bovedilla de Poliestireno de 12 Kg/m ³ de 16 cm de espesor	1.36	kg/m ²
Vigueta pretensada de concreto y acero de presfuerzo de 11x11 cm a cada 0.70 m en promedio	25	kg/m ²
Capa de compresión de concreto armado con malla 6x6 -10/10 de 4 cm de espesor	131	kg/m ²
Recubrimiento de Plafón	20	kg/m ²
Recubrimiento de Piso con Loseta de Barro	45	kg/m ²
Carga Muerta Adicional RCDF por capa de Compresión	40	kg/m ²
Calafateado e Instalaciones	10	kg/m ²
Total =	273	kg/m ²

4.1.2.2. Análisis de carga para losa de concreto

A pesar de que el sistema de piso principal está formado por vigueta y bovedilla, existen espacios arquitectónicos donde es recomendable por sus características (cambios de nivel, instalaciones, geometrías, procesos constructivos, claros, etc.), el uso del sistema tradicional a base de losas de concreto. En las tablas 4.19 y 4.20 se analiza la carga muerta para losas de concreto, consideradas en áreas de pasillos, escaleras, zonas de circulación y volados (balcones).

Tabla 4.19 Análisis de carga de entrepiso (losa de concreto)

Concepto	
Losa maciza de peralte total h = 10 cm.	240
Aplanado de yeso de 2 cm. de espesor.	30
Recubrimiento de Piso con Loseta de Barro	30
Carga Muerta Adicional	40
Total =	340 kg/m ²

Tabla 4.20 Análisis de carga de azotea (losa de concreto)

Concepto (pendiente < 5%)	
Losa maciza de peralte total h = 10 cm.	240
Aplanado de yeso de 2 cm. de espesor.	30
Impermeabilizante.	15
Enladrillado y entortado.	50
Relleno de tezontle de 8 cm. De espesor.	120
Loseta de barro.	30
Carga adicional	40
Total =	525 kg/m ²

4.1.2.3. Análisis de carga de escalera

En el análisis de edificios es importante considerar las masas que corresponden al cubo de escaleras, generalmente en la práctica, su análisis y diseño se realiza en forma separada. Así pues, la estructura principal del edificio no toma contribución de rigideces, masas, y elementos mecánicos del sistema integral. Las escaleras son parte fundamental de una edificación y requieren de un diseño detallado. Son el medio de evacuación en situaciones de riesgo, y se debe enfatizar en su análisis.

El análisis de carga de escaleras para el caso en particular se muestra en la tabla 4.21, estas cargas serán utilizadas posteriormente en el análisis.

Tabla 4.21 Carga muerta de escalera

Concepto (Escaleras)	
Rampa y descanso h = 12 cm.	288
Aplanado de yeso de 2 cm. de espesor.	30
Recubrimiento de Piso con Loseta de Barro	30
Escalones (forjados)	216
Carga Muerta Adicional RCDF-2004	40
Total =	604 kg/m ²
Área de escalera y descanso en planta =	11.83 m ²
Área de rampa de escalera y descanso =	13.21 m ²

Tabla 4.22 Cargas vivas NTC-2004

CARGAS VIVAS	CARGA VIVA kg/m ²		
	Wm	Wa	W
USO			
Entrepiso	170	90	70
Azotea plana	100	70	15

4.1.2.4. Cargas de servicio por nivel

Las cargas de servicio corresponden a cargas muertas + cargas vivas para cada uno de los entrepisos. El valor de las cargas vivas se diferencia entre áreas de acceso (escaleras, pasillos, balcones) y departamentos. Para edificios de vivienda las NTC permiten utilizar las mismas cargas vivas en áreas de acceso y área de departamentos. Las cargas muertas varían según las zonas con losa de vigueta y bovedilla y las áreas de losa de concreto (figura 4.31).

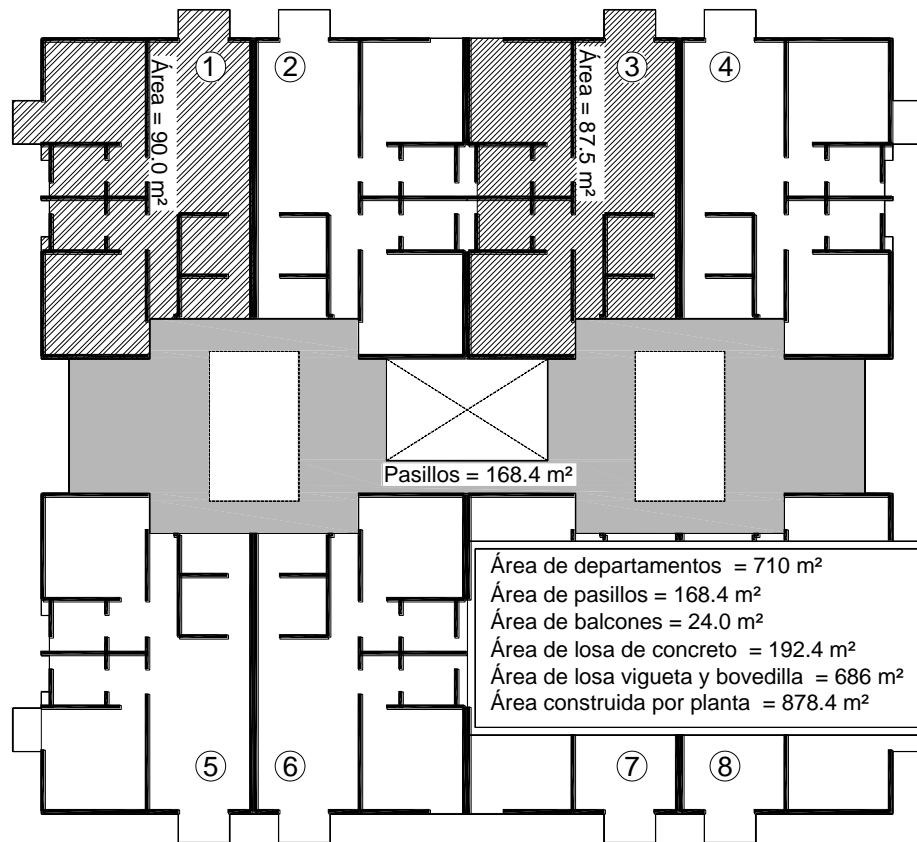


Figura 4.31 Áreas en planta por nivel

Las cargas muertas de la tabla 4.23 son valores constantes para todos los modelos sin incluir el peso de los muros. La longitud total de muros por nivel es 447.86 m, el peso total de los muros de mampostería se obtiene multiplicando dicha longitud por el peso correspondiente obtenido de las tablas 3.5 y 3.8.

Tabla 4.23 Cargas muertas por nivel

CARGA MUERTA (CM)	PESO (ton)	UNIDAD	CANTIDAD	PESO TOTAL (ton)
AZOTEA				
LOSA (Vigueta y bovedilla)	0.340	m ²	686.00	233.2
LOSA (concreto)	0.525	m ²	192.40	101.0
ESCALERAS	0.604	m ²	7.80	4.7
				$\Sigma = 338.9$
ENTREPISO				
LOSA (Vigueta y bovedilla)	0.273	m ²	686.00	187.1
LOSA (concreto)	0.340	m ²	192.40	65.4
ESCALERAS	0.604	m ²	15.60	9.4
				$\Sigma = 261.9$

Las cargas vivas utilizadas son constantes en todos los modelos pues dependen únicamente del área en planta y el uso del espacio.

Tabla 4.24 Cargas vivas por nivel

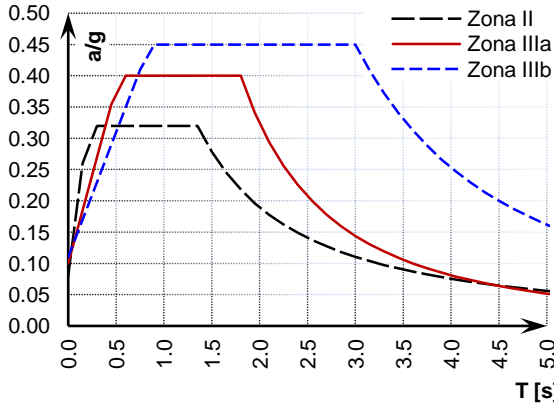
CARGAS VIVAS	PESO (ton/m ²)	UNIDAD	CANTIDAD	PESO TOTAL (ton)
CARGA VIVA MÁXIMA (W_m)				
Área total construida (Azotea)	0.10	m ²	878.40	87.8
				$\Sigma = 87.8$
Departamentos (Entrepiso)	0.17	m	686.00	116.6
Pasillos y escaleras (Entrepiso)	0.17	m	168.40	28.6
Balcones (Entrepiso)	0.17	m	24.00	4.1
				$\Sigma = 149.3$
CARGA VIVA ACCIDENTAL (W_a)				
Área total construida (Azotea)	0.07	m ²	878.40	61.5
				$\Sigma = 61.5$
Departamentos (Entrepiso)	0.09	m	686.00	61.7
Pasillos y escaleras (Entrepiso)	0.09	m	168.40	15.2
Balcones (Entrepiso)	0.09	m	24.00	2.2
				$\Sigma = 79.0$
CARGA VIVA MEDIA (W)				
Area total construida (Azotea)	0.015	m ²	878.40	13.2
				$\Sigma = 13.2$
Departamentos (Entrepiso)	0.07	m	686.00	48.0
Pasillos y escaleras (Entrepiso)	0.07	m	168.40	11.8
Balcones (Entrepiso)	0.07	m	24.00	1.7
				$\Sigma = 61.46$

4.1.3. Espectros de diseño sísmico

Una variable fundamental en el análisis de estructuras corresponde al tipo de espectro de diseño, obtenido según la zona geotécnica de estudio. Los espectros utilizados corresponden a la zona II y III de las NTC-S.

Tabla 4.25 Valores para calcular los espectros de aceleración

Coeficientes sísmicos					
Zona	c	a ₀	T _a	T _b	r
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
III _b	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
III _c	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
III _d	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00



$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} \quad \text{Si } T < T_a$$

$$a = c \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc \quad \text{si } T > T_b$$

$$q = (T_b/T)^r$$

Figura 4.32 Espectros de diseño utilizados

4.1.3.1. Factores de comportamiento sísmico

Para diseño por sismo, se utiliza el factor de comportamiento sísmico, Q (sec. 3.1.8 NTC-S). El factor de comportamiento sísmico depende del tipo de pieza usado en los muros, de la modalidad del refuerzo, así como de la estructuración del edificio. El factor podrá tomar los valores siguientes:

Para el caso de muros confinados por dalas y castillos con piezas macizas $Q = 2.0$

Muros confinados con piezas multiperforadas y refuerzo horizontal (Castillos exteriores) $Q = 2.0$

Para muros de mampostería confinada con piezas huecas (castillos interiores) $Q = 1.5$

Para el caso de que la mampostería hueca se rellena de mortero en todos sus huecos $Q = 2.0$

En los edificios de estudio se utiliza un $Q = 2$ y es constante para todos los casos, se consideran piezas multiperforadas con castillos exteriores y refuerzo horizontal. Lo anterior responde esencialmente a que los muros con piezas multiperforadas tienen un comportamiento menos frágil que los de piezas huecas, donde la falla de los muros da lugar a una pérdida súbita de capacidad.

4.1.3.2. Factor de reducción

$Q' = Q$. Si se desconoce el periodo fundamental de vibrar de la estructura T ó si $T \geq T_a$.

$$Q' = 1 + \left(\frac{T}{T_a} \right) (Q - 1). \quad \text{Si } T < T_a$$

En edificios altos, sus periodos tienden a ser mayores a T_a por lo que generalmente $Q = Q'$.

4.1.3.3. Corrección por irregularidad

Para el diseño de estructuras irregulares el valor de Q se corrige de acuerdo a la sección 6 de las NTC-S por un factor de corrección. Al utilizar un análisis dinámico dicho factor se considera implícitamente en el cortante dinámico cuando se consigue al menos el 80% de la fuerza cortante del análisis estático afectado por irregularidad.

4.2. MÉTODO DE LA COLUMNA ANCHA (MCA)

4.2.1. Modelación por el MCA

El procedimiento conocido como columna ancha (Schwaighofer, y otros, 1969), (Bazán, y otros, 1998) consiste en modelar el muro por un elemento barra localizado a la mitad del muro. Las propiedades mecánicas de los muros son asignadas a estas columnas equivalentes considerando deformaciones por cortante, los segmentos de vigas dentro de la longitud del muro se consideran “de rigidez infinita”. Para estimar la rigidez a la flexión de las losas, las NTC-M 2004 establecen los anchos equivalentes que deben ser considerados.

Actualmente se ha intentado homologar la modelación por el MCA obteniendo resultados más precisos y evitando tener incertidumbres entre los diferentes modelos de análisis (Taveras, 2008). La diferencia en los métodos para valuar la rigidez es la principal causa de las diferencias en las acciones internas obtenidas entre los diferentes modelos. En el diseño de estructuras de mampostería, el análisis de las mismas resulta ser la parte más laboriosa. La revisión en si resulta bastante simple una vez que se tienen las acciones internas en los muros.

Por lo anterior resulta indispensable que el programa de cómputo que se utilice, permita llegar por los menos a los valores de las acciones internas para revisión. Esto implica que sea posible realizar el análisis ante cargas de gravedad, el análisis sísmico y que los valores obtenidos como resultado sean directamente utilizables para la revisión de los muros, sin tener que realizar procesos manuales adicionales.

4.2.1.1. Recomendaciones de modelación por el MCA

Zona Rígida. La viga que delimita el ancho del muro de mampostería en la parte superior e inferior de la columna ancha se asume infinitamente rígida. Para el modelado de estas secciones y para no generar problemas de visualización en el modelo, se utilizó una sección ficticia de dimensiones similares a las trabes existentes y un módulo de elasticidad del orden de 1,000 veces mayor al módulo de elasticidad del concreto utilizado en los modelos. Este método asigna las condiciones cinemáticas de forma confiable, aunque potencialmente puede ocasionar problemas numéricos cuando se exagera el valor del modulo de elasticidad.

Peso propio de muros. Al modelar los muros con este procedimiento hay que tener en cuenta que si se deja al programa el cálculo del peso propio de la columna ancha, se puede tener una carga por peso propio incorrecta. Los programas normalmente determinan la carga utilizando el área A_T y el peso volumétrico sin considerar castillos, recubrimientos y dalas de cerramiento. Para evitar valores de carga distintos al real y tener control del peso propio, se recomienda crear un estado de carga separado con el peso propio de muros, aplicando la carga real.

Participación de muros perpendiculares. No se considera adecuado tomar la participación de los muros perpendiculares, es decir, la sección transversal de los muros no incluyen ninguna fracción

de la sección de los muros perpendiculares. Esto se realiza para evitar una posible sobreestimación de su resistencia. Cuando el modelo es tridimensional, los elementos en el sentido perpendicular a la dirección de análisis afectan la rigidez lateral de los muros en el sentido del análisis. En un análisis en tres dimensiones no es necesario tomar en cuenta los anchos efectivos que establecen las NTC-M.

Ubicación de la columna ancha. La columna ancha que modela al muro de mampostería, teóricamente se debe ubicar en el centroide de su sección transversal, sin importar que exista excentricidad siempre que esta sea menor a $0.10 L$, por ello en el modelo se deberá seleccionar las coordenadas correspondientes.

Segmentación de muros largos. En muros largos, como aquéllos con castillos intermedios, se deberá evaluar el comportamiento esperado para decidir sí, para fines de análisis, el muro se divide en segmentos. No se recomienda el uso de varias barras para el modelado de muros. Para obtener errores menores al 20% la división del muro solo se debe implementar cuando este tiene una relación longitud a altura mayor a 1.7 (Pérez-Gavilán, 2011). Cuando se tiene un muro con $L/H > 3.0$ y se utilizan dos barras en el modelado se obtienen errores menores al 10% (Taveras, 2008) figura 4.33.

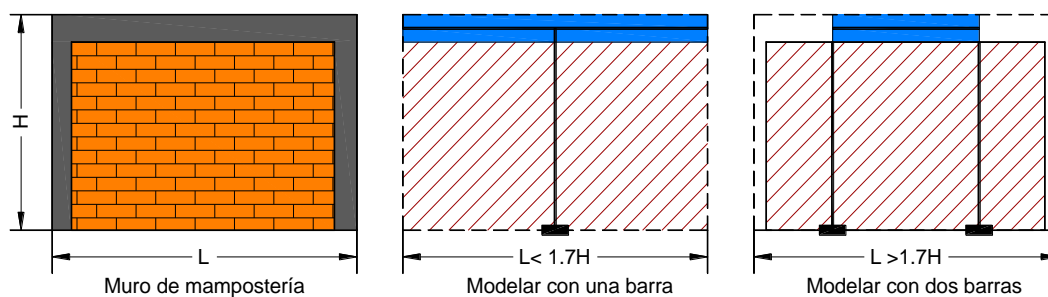


Figura 4.33 Segmentación de muros de mampostería confinada

Modelación de muros sin castillos. De experimentos numéricos realizados con un número limitado de estructuras, se pudo confirmar que no modelar los castillos da como resultado una estructura más flexible y por lo tanto el periodo dominante calculado es mayor al que podría esperarse y los desplazamientos son considerablemente mayores. Sin embargo considerando que los castillos se distribuyen en los muros de manera más o menos uniforme, las rigideces relativas de los muros no se alteran considerablemente. Lo anterior implica que el cortante se distribuye en forma similar con y sin castillos (Pérez-Gavilán, 2011).

Al realizar un análisis tridimensional donde dos muros están ligados perpendicularmente, se recomienda no modelar castillos en los extremos. Al separar los muros resulta claro que se obtendrá diferente rigidez y diferentes acciones internas según se incluya en las propiedades de la columna ancha el castillo común en uno u otro muro.

Una forma de modelar utilizada en la práctica para simplificar el análisis tridimensional *es no tomar en cuenta los castillos en el cálculo de las propiedades*, es decir, considerar que todo el muro es de mampostería. Esta solución está del lado de la seguridad en edificios de mampostería cuyo periodo natural cae dentro de la rama ascendente del espectro de diseño sísmico (Jean, 2009), no así, para edificios altos donde generalmente el periodo se encuentra en la meseta y esta consideración es intrascendente. El periodo fundamental para edificios de mampostería

generalmente es menor al periodo T_b del espectro de diseño sísmico (Figura 4.34). Debido principalmente a que las distorsiones permisibles gobiernan la rigidez limitando el periodo.

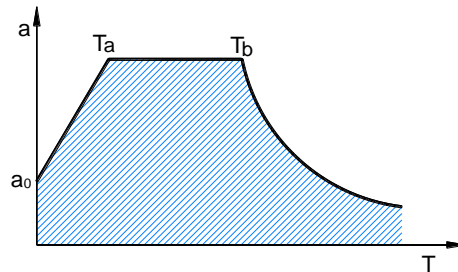


Figura 4.34 Espectro típico de diseño sísmico NTC-S-2004

Anchos efectivos. En la figura 4.35 se muestran las secciones transformadas utilizadas en los modelos de estudio.

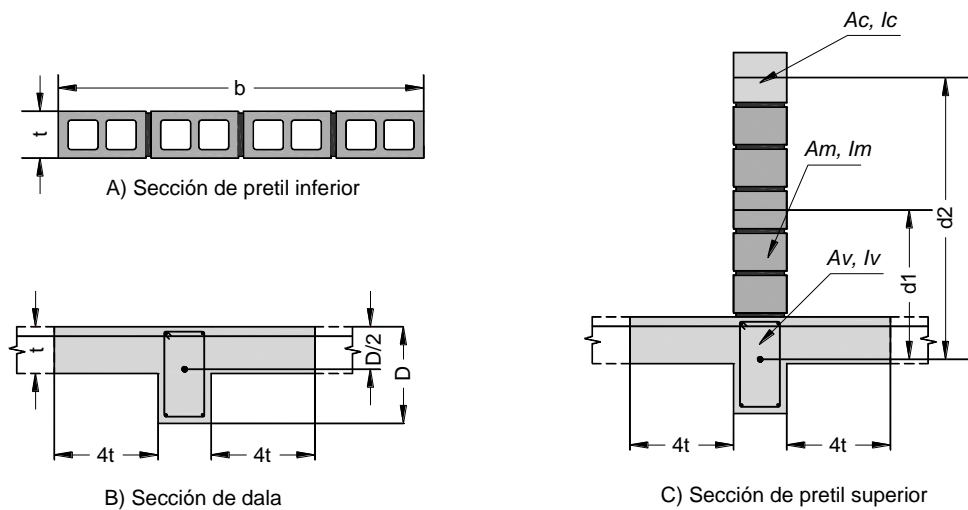


Figura 4.35 Secciones utilizadas en los modelos con el MCA (Taveras, 2008)

Tabla 4.26 Ecuaciones para el cálculo de secciones por el método de la columna ancha

A)	$A = b t$	B)	$I = I_{dala} + I_{losa} + A_{losa}(D/2 - t/2)^2$
	$I = \frac{b^3 t}{12}$	C)	$I = I_v + I_m + I_c + (A_m d_1^2 + A_c d_2^2)$

Modelación de pretiles. Cuando existen muretes o pretiles sobre vanos ó huecos de ventana, se recomienda incluir estos en la sección transformada de la dala (figura 4.36). Se debe considerar zona rígida tanto en la parte de la dala que se encuentra dentro del muro como en la parte de los muros que se encuentra dentro del pretil.

En planta baja se debe considerar el modelado del pretil inferior mediante un elemento vertical unida a los muros laterales por un elemento rígido articulado entre el muro bajo y los elementos de confinamiento, cuando este exista (figura 4.36).

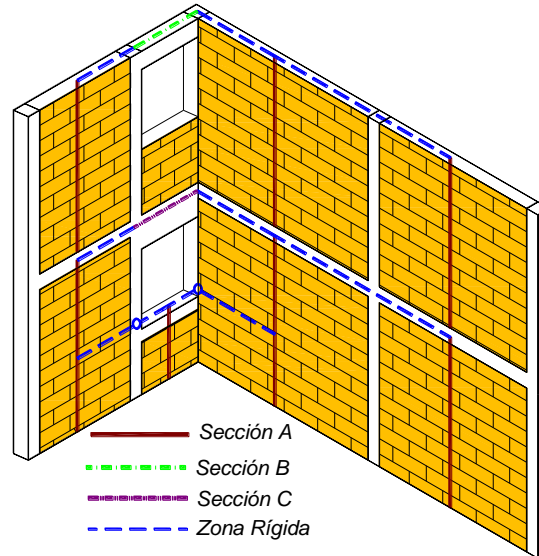


Figura 4.36 Modelo tridimensional de columna ancha utilizado (ver secciones en figura 4.35)

4.2.2. Modelación de edificios de estudio

Utilizando el programa STAADPro 2007 como herramienta de análisis se presenta de manera general la modelación de los edificios de estudio con el MCA.

Por tratarse de un modelo tridimensional, cada entrepiso se representa por una retícula ortogonal cuyas dimensiones permiten modelar adecuadamente el sistema de piso y la posición de los muros.

Los elementos estructurales como son los muros, trabes, dinteles y losas se modelaron como se indica a continuación:

Modelación de apoyos Para el estudio se considera una cimentación infinitamente rígida, por lo que los muros se encuentran empotrados a su base. No se realiza la consideración de la interacción suelo estructura por ser un parámetro complejo para cada zona del Distrito Federal y por no ser el principal objetivo de estudio.

Modelación de muros El análisis tridimensional de los prototipos se realiza modelando cada uno de los muros de mampostería confinada de acuerdo a las recomendaciones antes descritas. En las propiedades de los muros se utilizan los módulos de elasticidad y de cortante de la mampostería, E_m y G_m , con valores para cargas de corta duración. Los valores reflejan las rigideces axiales y de cortante que se espera obtener de la mampostería en obra.

Modelación de trabes, dalas y dinteles En zonas donde existen trabes, se cambian las secciones normales por los anchos efectivos de trabe de cerramiento, como se muestra en la Figura 4.37, las trabes o dinteles se modelan a todo lo largo de los vanos de puertas y ventanas donde no existe muro inferior o en zonas que así lo requieran en base a las recomendaciones antes descritas. La viga que delimita el ancho del muro de mampostería en la parte superior e inferior de la columna ancha se asume infinitamente rígida.

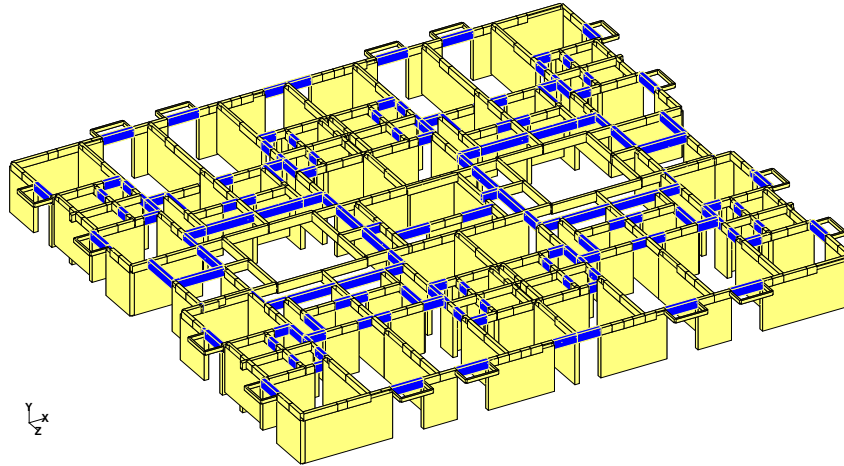


Figura 4.37 Secciones transformadas de travesaños y cerramientos (azul), modelo tridimensional.

Rigidez infinita En toda unión de muro con losa, se crea una sección de viga con las características del concreto utilizado, para el caso de losa de entrepiso se considera que los muros del piso superior e inferior otorgan rigidez; razón por la cual se opta por incrementar el módulo de elasticidad del concreto en estas zonas en el orden de 1000 veces; de este valor depende en gran medida la rigidez o flexibilidad de la estructura en su conjunto (periodos y desplazamientos). Para valores mucho mayores, el modelo puede presentar errores de rigidez y concentraciones de esfuerzos en las uniones. Los elementos rígidos son necesarios solo si algún elemento conecta con alguno de los extremos del muro, figura 4.36

4.3. ANÁLISIS CON TORSIÓN SÍSMICA

4.3.1. Conceptos generales

Estudios y análisis realizados después del sismo de 1985 en México, entre otros, concluyen que cerca del 40% de las fallas son directa o indirectamente atribuidas a una distribución asimétrica de rigidez, resistencia o masa en planta (Rosenblueth y Meli, 1986). Este fenómeno es conocido como torsión sísmica y se encuentra presente en el comportamiento de estructuras aún simétricas.

Los dos tipos de torsión sísmica que menciona el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y que han sido considerados en este trabajo corresponden a:

Torsión natural o estática. Se presenta en estructuras asimétricas donde existe una diferencia en ubicación entre los centros de masas y rigideces, a esta distancia se denomina excentricidad estática e_s y puede existir en las dos direcciones horizontales principales. Los efectos de *torsión estática* están incluidos implícitamente en un análisis dinámico, los modelos tridimensionales consideran como grados de libertad dos desplazamientos y un giro alrededor de un eje vertical por cada piso, incluyendo los momentos de inercia relacionados con movimientos de torsión. Si se opta por ignorar los giros de los pisos en el cálculo de modos de vibrar, el efecto de las excentricidades se incorpora por métodos estáticos.

Torsión accidental. Sus principales causas son las siguientes (Gómez, 2007):

1. Incertidumbre real de la no distribución uniforme de cargas
2. Diferencias entre el modelo analítico y el real
3. Excentricidades en los sistemas de rigideces debido a elementos no estructurales
4. Aproximaciones en el cálculo de rigideces
5. Comportamiento inelástico de elementos estructurales, como agrietamientos que disminuyen las rigideces
6. Modificaciones posteriores no contempladas en el análisis
7. Movimientos diferenciales del suelo
8. Incertidumbre en la ubicación de instalaciones que afectan elementos estructurales

Al igual que otros reglamentos de diseño por torsión, el RCDF-2004 especifica en las NTC-S (Sismo), que es válido llevar a cabo un análisis estático para valorar la influencia de los efectos de torsión en la respuesta estructural. Se aplican las fuerzas cortantes sísmicas en el centro de masas de cada entrepiso. Adicionalmente, se aplican momentos de torsión, resultado del producto de la fuerza cortante sísmica en cada dirección de análisis y dos valores de excentricidad de diseño. Sin embargo, las solicitaciones así obtenidas, difieren de las de un análisis dinámico tridimensional en donde se considera la amplificación de los momentos por el acoplamiento entre vibraciones torsionales y traslacionales (Escobar, y otros, 2004).

4.3.2. Configuración estructural para edificios altos de mampostería

Por tratarse de edificios para vivienda, generalmente modulados con una planta tipo, y por tener la particularidad de ser regulares en elevación, es posible cumplir con las condiciones de regularidad que marcan las NTC-S-2004. Practicar estos requisitos representa configuraciones arquitectónicas y estructurales sencillas, se evita el uso de muros de concreto, el análisis y diseño es simple y el comportamiento es recomendable. De no ser así, el diseño de estructuras irregulares de mampostería confinada puede ser complicado y susceptible a errores debido al tipo de material.

Para el estudio de edificios altos se consideraron las condiciones de regularidad de las NTC-S-2004. Se evitó la variación entre distribución de masas, resistencias y rigideces. A pesar que estas condiciones son aplicables a métodos estáticos y sabiendo que en nuestro caso se trabaja con análisis dinámicos que permiten estudiar cualquier estructura, estas condiciones permiten mejorar el comportamiento de la mampostería.

Algunas plantas complejas pueden cumplir con estas condiciones de regularidad como se muestra en la figura 4.38, en éstas se aprecia que las dimensiones de entrantes y salientes están limitadas, al igual que las condiciones de simetría y paralelismo.

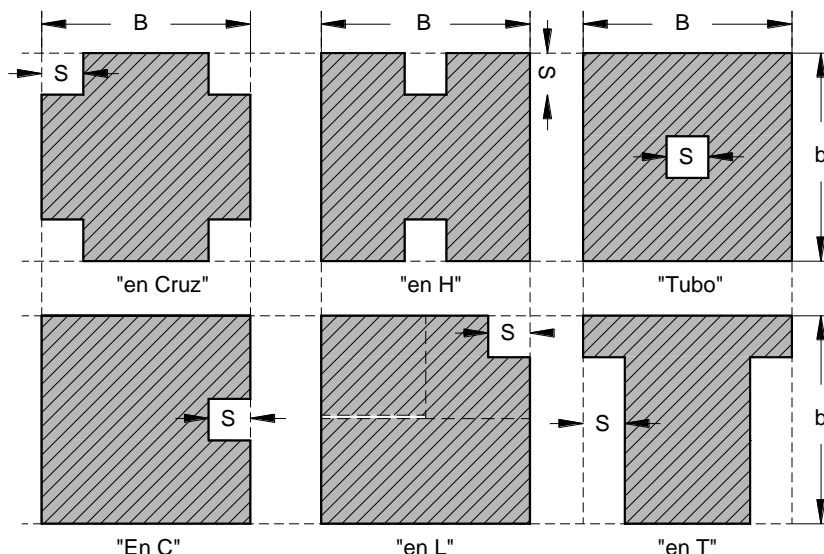


Figura 4.38 Plantas regulares con salientes o entrantes ($S \leq 0.20b, 0.2B$) (Hendry, y otros, 2004)

4.3.3. Torsión sísmica de los modelos de estudio

Los modelos utilizados fueron analizados dinámicamente, la torsión estática fue considerada implícitamente en el modelo de análisis y la torsión accidental fue calculada mediante el Procedimiento Simplificado de Diseño *PSD* (sección 4.4.3.4).

En el análisis modal espectral se consideraron las rotaciones de los pisos como grados de libertad, incluyendo los efectos dinámicos sobre las excentricidades estáticas. La excentricidad accidental e_a en cada dirección de análisis se incorpora mediante el *PSD*.

De acuerdo con las cargas de inercia cíclicas y al daño progresivo de los elementos estructurales durante un sismo intenso, los centros de rigidez y de resistencia en los diferentes niveles cambian de posición en planta y se incrementa la demanda de ductilidad y desplazamiento considerablemente (Rosenblueth y Meli, 1986). Es importante evitar asimetría en edificios altos de mampostería, pues se desconoce su comportamiento *no lineal* cuando esta existe. El deterioro de rigidez y resistencia es un fenómeno inevitable, incluso para pequeños ciclos de carga, donde el daño progresivo debido a la torsión provocada por una distribución irregular de las resistencias en planta, puede provocar serios problemas de diseño.

En las NTC-S-2004 se establece que el factor para el cálculo de torsión estática es 1.5 para los elementos resistentes en los que la torsión es desfavorable y 1.0 para elementos favorablemente afectados por torsión. En éstas, e_a vale $0.1b$, siendo b la dimensión de la planta correspondiente en la dirección perpendicular a la del movimiento sísmico (Bazán y Meli, 2002).

Existen varios procedimientos que fundamentalmente buscan reducir lo laborioso del procedimiento de análisis por Torsión. Algunos de ellos son el Método de Rosenblueth-Esteva, Método de Ávila, Método de Goel-Chopra, el Procedimiento Simplificado de Diseño *PSD*, entre otros. En todos ellos, se requiere que para cada elemento resistente se calculen los cortantes debidos al 100% de las fuerzas sísmicas en la dirección X más el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección Y y viceversa donde finalmente se pueden conocer la envolvente de todas las

combinaciones y obtener los elementos mecánicos de diseño afectados por las excentricidades torsionales.

4.3.3.1. Distribución del cortante por torsión entre los elementos resistentes.

El cortante total V_{tot_i} en el i -ésimo elemento resistente del j -ésimo entrepiso del edificio será la suma algebraica del cortante directo V_{d_i} , y el cortante por torsión V_{t_i} , esto es

$$V_{tot_i} = V_{d_i} \pm V_{t_i} \quad (4.18)$$

$$V_{d_i} = \frac{k_i}{\sum k_i} V_j \quad (4.19)$$

en esta ecuación V_j es el cortante en el j -ésimo entrepiso. El cortante por torsión para la dirección X en el i -ésimo elemento resistente será

$$V_{t_i} = \frac{M_j}{K_\theta} k_i y_i \quad (4.20)$$

Donde $K_\theta = \sum k_i x_i^2 + \sum k_i y_i^2$, es la rigidez torsional del entrepiso, x_i , y_i son las distancias a un punto de referencia, M_j es el momento torsionante de entrepiso calculado como el producto del cortante de entrepiso y la excentricidad estructural o estática e_s .

4.3.3.2. Excentricidad de piso

Es la distancia entre el centro de masas, CM y el centro de torsión CT , correspondiente para cada una de las direcciones X y Y de la estructura, esto es (Escobar y otros, 2004a):

$$e_s = x_{CM} - x_{CT}; \quad e_s = y_{CM} - y_{CT} \quad (4.21)$$

Las coordenadas x_{CM} , y_{CM} del CM del j -ésimo piso se calculan como:

$$x_{CM} = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i}; \quad y_{CM} = \frac{\sum P_i x_i}{\sum P_i} \quad (4.22)$$

donde P_i son las cargas verticales en el piso, y x_i , y_i sus coordenadas respecto a un punto de referencia. Para calcular las coordenadas x_{CT} , y_{CT} del CT del piso, se pueden utilizar los cortantes directos. Estos pueden obtenerse al aplicar las fuerzas sísmicas laterales $F x_j$ y $F y_j$, calculadas con un análisis sísmico estático, en los CM correspondientes, permitiendo únicamente la traslación pura de los pisos. Así, las coordenadas del CT se calculan con las ecuaciones siguientes:

$$x_{CT} = \frac{\sum (V_{dy \ i,j} - V_{dy \ i,j-1}) x_i}{F y_j} \quad (4.23)$$

$$y_{CT} = \frac{\sum (V_{dx\ i,j} - V_{dx\ i,j-1})y_i}{Fx_j}$$

donde $V_{dx\ i,j}$ y $V_{dy\ i,j}$ son los cortantes directos del i -ésimo elemento resistente; y x_i , y_i son sus coordenadas respecto a un punto de referencia en las direcciones X y Y en el entrepiso j , respectivamente. Por lo que el momento de torsión del j -ésimo piso para cada una de las direcciones X y Y de la estructura será:

$$T_j = Fx_j e_s; \quad T_j = Fy_j e_s \quad (4.24)$$

El momento de torsión de entrepiso se obtiene sumando los momentos torsionantes de todos los pisos que se encuentran sobre éste. Así, el momento torsionante del j -ésimo entrepiso, para cada una de las direcciones X y Y está dado por:

$$M_j = \sum_{m=j}^n T_m \quad (4.25)$$

donde n es el número de entrepisos.

4.3.3.3. Excentricidad de entrepiso

Es la distancia entre el centro de cortantes, CC , y el centro de rigideces, CR , de cada una de las direcciones X y Y de los entrepisos. Esto es:

$$e_s = x_{CC} - x_{CR}; \quad e_s = y_{CC} - y_{CR} \quad (4.26)$$

Las coordenadas x_{CC} y y_{CC} del CC del j -ésimo entrepiso se calculan como:

$$x_{CC} = \frac{\sum F y_i x_{CM}}{V y_j}; \quad y_{CC} = \frac{\sum F x_j y_{CM}}{V x_j} \quad (4.27)$$

donde $F x_j$ y $F y_j$ son las fuerzas sísmicas laterales aplicadas en CM ; $V x_j$ y $V y_j$ son los cortantes del entrepiso j en las direcciones X y Y , respectivamente.

Las coordenadas x_{CR} , y_{CR} del CR se pueden calcular utilizando los cortantes directos como sigue:

$$x_{CR} = \frac{\sum (V_{dy} x_i)}{V y_j}; \quad Y_{CR} = \frac{\sum V_{dx} y_i}{V x_j} \quad (4.28)$$

o mediante las rigideces de los elementos resistentes como:

$$x_{CR} = \frac{\sum (k_i x_i)}{k_i}; \quad Y_{CR} = \frac{\sum k_i y_i}{k_i} \quad (4.29)$$

Con esta definición, el momento de torsión de entrepiso se obtiene directamente como el producto de la fuerza cortante y la excentricidad de entrepiso. Así, el momento torsionante del j -ésimo entrepiso para cada una de las direcciones ortogonales X y Y será:

$$M_j = V_j e_s \quad (4.30)$$

4.3.3.4. Procedimiento simplificado de diseño por torsión (PSD)

El Procedimiento Simplificado de Diseño por torsión sísmica estática, PSD , utiliza factores de amplificación por torsión para llevar a cabo el diseño. El procedimiento es el siguiente (Escobar, y otros, 2004):

1. Calcular las fuerzas cortantes de entrepiso a partir de un análisis sísmico estático, considerando un sistema de fuerzas equivalentes obtenidas de un espectro de diseño sísmico.
2. Calcular las fuerzas en los elementos estructurales (momentos flexionantes, fuerzas axiales, cortantes, etc.) producidas por los cortantes directos aplicando estáticamente las fuerzas calculadas en el paso anterior, en algún punto de cada uno de los pisos de un modelo tridimensional de la estructura e impidiendo su giro alrededor de un eje vertical.

3. Calcular las coordenadas de los CC y CR utilizando las ecuaciones 4.27 y 4.28, respectivamente para cada uno de los entresijos con los cortantes directos,
4. Con las coordenadas del CC y del CR de cada uno de los entresijos calcular la excentricidad estructural e_s , con la ecuación 4.26. Con estos datos, clasificar a los elementos resistentes como flexibles si se encuentran del mismo lado del CC con respecto al CR , y como rígidos en caso contrario.
5. Calcular los Factores de Amplificación por Torsión (FAT), de los elementos resistentes *flexibles* y *rígidos*, respectivamente, con las ecuaciones siguientes, que para el caso del RCDF serán:

$$FATf_i = 1 + \frac{\zeta_i}{\rho^2} (0.1 + 1.5 e) \quad (4.31)$$

$$FATr_i = 1 + \frac{\zeta_i}{\rho^2} (0.1 - e) \quad e < 0.1 \quad (4.32)$$

$$FATr_i = 1 \quad e \geq 0.1 \quad (4.33)$$

En estas ecuaciones $e = |e_s|/b$; $\zeta_i = x_i/b$; x_i es la distancia del i -ésimo elemento estructural al CR ; b es la dimensión máxima de la estructura perpendicular a la dirección de aplicación del sismo. El radio de giro normalizado ρ se puede determinar con los cortantes directos y los desplazamientos de entresijo obtenidos del análisis estructural realizado en el paso dos. Así, el radio de giro normalizado, ρ_{xj} y ρ_{yj} , para cada uno de los ejes ortogonales, X y Y , del j -ésimo entresijo de la estructura se puede obtener como:

$$\rho_{xj} = \frac{1}{b_{yj}} \sqrt{\frac{\sum V_{dyi} x_i^2 / dy_j + \sum V_{dxi} y_i^2 / dx_j}{\sum V_{dxi} / dx_j}} \quad (4.34)$$

$$\rho_{yj} = \frac{1}{b_{xj}} \sqrt{\frac{\sum V_{dyi} x_i^2 / dy_j + \sum V_{dxi} y_i^2 / dx_j}{\sum V_{dyi} / dy_j}} \quad (4.35)$$

Donde b_{xj} y b_{yj} son las dimensiones máximas en planta del entresijo, perpendiculares a la dirección de la excitación sísmica; y V_{dxi} , V_{dyi} y d_{xj} , d_{yj} son los cortantes directos del i -ésimo elemento resistente y los desplazamiento relativos de entresijo correspondientes, obtenidos del análisis estructural realizado en el paso dos.

6. Calcular las fuerzas de diseño en los elementos estructurales. Para esto, las fuerzas en los elementos estructurales (momentos flexionantes, fuerzas axiales, cortantes, etc.) producidas por los cortantes directos calculados en el paso 2, se multiplican por los correspondientes FAT calculados en el paso 5. Esto es:

$$V_i = FATf_i(V_{di}); \quad V_i = FATr_j(V_{di}) \quad (4.36)$$

4.3.3.5. Uso del PSD para un análisis modal espectral

En los pasos 1 y 2 las fuerzas serán las correspondientes al análisis dinámico.

Para el paso 4 la excentricidad estática e_s ya fue considerada implícitamente en el análisis dinámico (pasos 1 y 2) por lo que no se requiere.

En el paso 5 el cálculo del FAT se simplifica al no tener que considerar la excentricidad estática. La clasificación de elementos rígidos o flexibles es irrelevante (ec. 4.37).

$$FAT_i = 1 + \frac{\zeta_i}{\rho^2} (0.1) \geq 1 \quad (4.37)$$

El paso 6 queda entonces:

$$V_i = FAT_i(V_{ai}); \quad (4.38)$$

4.3.3.6. Ejemplo del PSD para un análisis modal espectral

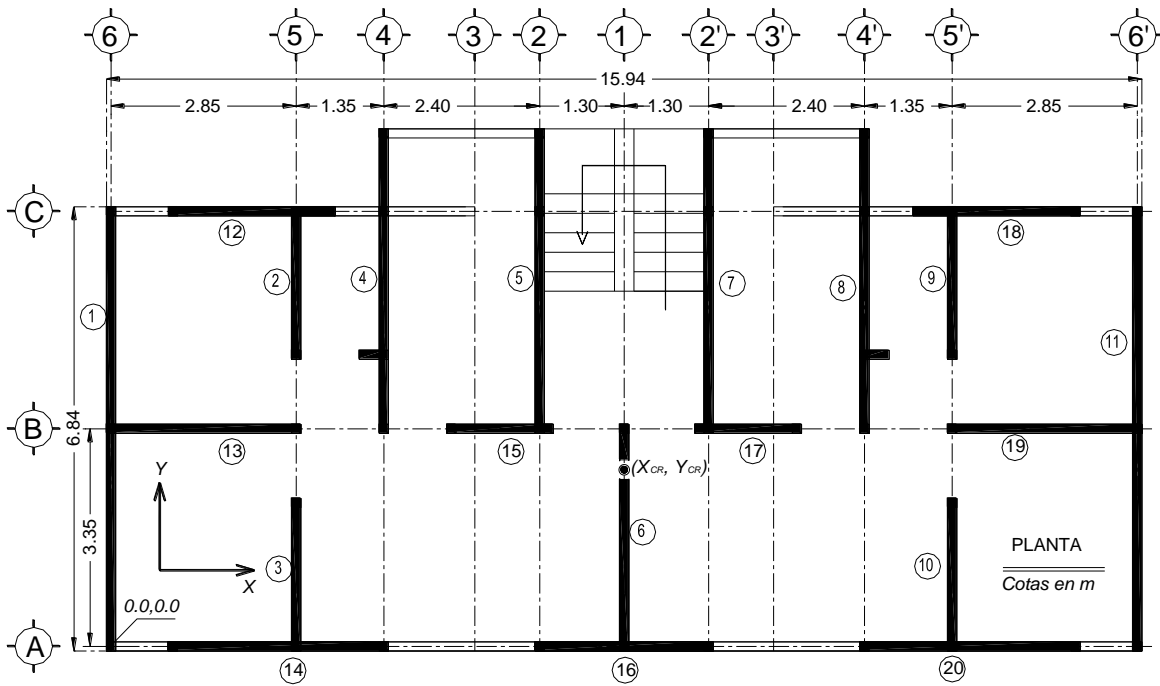


Figura 4.39 Planta Arquitectónica para el ejemplo del MSD

La figura 4.39 es la planta tipo de un edificio de 5 niveles, cuyos datos se muestran a continuación. Las dimensiones en planta son: $b_{xj}=15.94$ m y $b_{yj}=6.84$ m, los desplazamientos obtenidos del análisis son $dx_i=0.053$ cm y $dy_i=0.027$ cm. Se omite el desarrollo del cálculo del centro de rigideces: $X_{CR}=7.90$ m y $Y_{CR}=2.72$ m.

Tabla 4.27 cálculo del FAT para muros en la dirección Y

Muros (Y)	V_{di}	x_o	x_i	$V_{dyi} x_i^2 / dy_j$	V_{dyi} / dy_j	ζ_{ix}	FAT _i	V_f
No.	ton	m	m	ton-m	ton/m	dx_{CR} / b		kg
1	16.05	0.00	7.90	368.83	5.91	0.496	1.41	22.63
2	5.51	2.85	5.05	51.78	2.03	0.317	1.26	6.96
3	5.51	2.85	5.05	51.78	2.03	0.317	1.26	6.96
4	11.01	4.20	3.70	55.47	4.05	0.232	1.19	13.12
5	11.01	6.60	1.30	6.85	4.05	0.082	1.07	11.75
6	8.19	7.90	0.00	0.00	3.02	0.000	1.00	8.19
7	11.01	9.20	-1.30	6.85	4.05	0.082	1.07	11.75
8	11.01	11.60	-3.70	55.47	4.05	0.232	1.19	13.12
9	5.51	12.95	-5.05	51.78	2.03	0.317	1.26	6.96
10	5.51	12.95	-5.05	51.78	2.03	0.317	1.26	6.96
11	16.05	15.80	-7.90	368.83	5.91	0.496	1.41	22.63
Suma				1069.42	39.17			

Tabla 4.28 cálculo del FAT para muros en la dirección X

Muros (X)	V_{di}	y_o	y_i	$V_{dxi} y_i^2 / dx_j$	V_{dxi} / dx_j	ζ_{iz}	FAT _i	V_f
12	11.82	6.70	-3.98	35.25	2.22	0.582	1.045	12.35
13	13.75	3.35	-0.63	1.04	2.58	0.093	1.007	13.85
14	15.59	0.00	2.72	21.60	2.93	0.397	1.031	16.07
15	5.74	3.35	-0.63	0.43	1.08	0.093	1.007	5.78
16	12.60	0.00	2.72	17.46	2.37	0.397	1.031	12.99
17	5.74	3.35	-0.63	0.43	1.08	0.093	1.007	5.78
18	11.82	6.70	-3.98	35.25	2.22	0.582	1.045	12.35
19	13.75	3.35	-0.63	1.04	2.58	0.093	1.007	13.85
20	15.59	0.00	2.72	21.60	2.93	0.397	1.031	16.07
Suma				134.11	19.99			

$$\frac{\rho_{xj} \quad \rho_{yj} \quad \rho_{xj}^2 \quad \rho_{yj}^2}{1.134 \quad 0.348 \quad 1.287 \quad 0.121}$$

Como se observa, el uso del *PSD* para un análisis modal espectral se simplifica aun más. Parte de esta simplificación se debe a las fuerzas modales tienen implícito el cálculo de la torsión estática. En el análisis modal espectral se debe tener cuidado en el paso uno y dos.

Este ejemplo solo es de referencia y sirve para demostrar su aplicación, los datos del análisis modal utilizado solo son representativos. Para los diferentes edificios de este trabajo no se muestra el desarrollo del método por no ser el principal objetivo de estudio.

4.4. ANÁLISIS SÍSMICO MODAL ESPECTRAL

El análisis por sismo es realizado bajo los lineamientos descritos en las NTC-S. A continuación se describen algunas de las variables del proceso de análisis y recomendaciones a seguir en la modelación de estructuras de mampostería tridimensionales en programas comerciales.

4.4.1. Proceso de análisis modal espectral

a) *Cálculo de pesos o masas sísmicas.* Los pesos o masas sísmicas de entrepiso son la suma de la carga muerta mas carga viva accidental comprendida entre la mitad del piso inferior y la mitad del piso superior. Para el nivel de azotea corresponde la mitad del peso del nivel inferior y el peso de pretilas y tinacos en azotea. La masa total para cada piso consecutivo es la que produce el cortante sísmico en cada nivel en función del espectro de diseño.

b) *Análisis modal espectral.* Se realiza un análisis en ambas direcciones utilizando los pesos o masas del paso anterior y el espectro de diseño sísmico correspondiente. El espectro toma en cuenta el factor de comportamiento sísmico (Q'). El efecto de *torsión estática* se incluye implícitamente en el análisis dinámico mientras que la *torsión accidental* es calculada con el *PSD*. En rigor este enfoque de análisis es mixto, los cortantes sísmicos se determinan dinámicamente, pero los efectos de torsión se incorporan por métodos estáticos.

c) *Cortante estático contra dinámico.* Se revisó que el cortante modal en cada dirección fuese mayor o igual al 80% del cortante sísmico estático en la dirección de análisis. En los casos donde no se cumplió este requisito se escalaron las ordenadas del espectro de diseño de cada dirección por un factor constante, que se calculó como el cociente del cortante basal mínimo entre el cortante modal de la dirección analizada. Esta revisión puede ser iterativa hasta cumplir con dicho requisito.

Para la superposición modal se obtiene la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados cuyas siglas en inglés son SRSS para ello incluyeron los modos necesarios para que la suma de las masas o pesos modales efectivos de cada dirección de análisis fuese al menos el 90% del peso total de la estructura (NTC-S-2004).

d) *Revisión de distorsiones de entrepiso.* Se revisaron las distorsiones de entrepiso λ (cociente entre deformación lateral δ , y altura del muro H) de cada nivel para las 2 direcciones de análisis. Se multiplicaron por Q' y FAT. Se revisó que las distorsiones fueran menores a 0.0025 (sec. 3.1.2).

e) *Revisión de desplazamientos laterales.* Se revisó que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso no excedieran los valores correspondientes a la sección 1.8 de las NTC-S-2004.

e) *Revisión del momento de volteo.* El momento de volteo al nivel desplante de la estructura se determina como la suma del producto de la fuerza cortante de cada entrepiso por su altura ó como la sumatoria de la fuerza sísmica de cada entrepiso por la altura del entrepiso medida desde la base. Esto es:

$$M_{vb} = \sum_{i=1}^N V_i h e_i = \sum_{i=1}^N F_i h_i \quad (4.39)$$

donde

M_{vb} Momento de volteo en la base

V_i Fuerza cortante en el i-ésimo entrepiso

$h e_i$ Altura de i-ésimo entrepiso

F_i Fuerza sísmica del i-ésimo entrepiso

h_i Altura del i-ésimo entrepiso medida desde la base de la estructura

N Número de entrepisos de la estructura

Reducción del momento de volteo. Se considera válido reducir el momento de volteo en estructuras de varios niveles, como una forma de tomar en cuenta la contribución de los modos superiores al primer modo de vibrar, siempre y cuando se trate de un análisis estático. En consecuencia, la comparación de resultados de análisis estático y dinámico ofrece una manera de cuantificar la reducción mencionada.

La reducción está basada en la no simultaneidad de los cortantes máximos, y de la simplificación de la envolvente por el método estático. El momento de volteo puede reducirse multiplicándolo por un factor (j) cuyo valor es:

$$j = 0.8 + 0.2z \quad (4.40)$$

z Es la relación entre la altura a la cual se calcula el momento de volteo y la altura total de la estructura

CAPITULO 5

DISEÑO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

Se presentan las consideraciones y criterios utilizados en el diseño de muros de mampostería confinada, la elección de elementos mecánicos más desfavorables, el proceso de cálculo de resistencias de entrepiso, el programa de análisis y diseño desarrollado y el diseño preliminar de edificios altos de mampostería.

5.1. MODELOS DE ESTUDIO

Es importante para el diseñador contar con herramientas que faciliten la obtención de las combinaciones de análisis con la condición más desfavorable de diseño para cada muro estructural. Herramientas que le permitan manejar los datos y los resultados de forma clara y sencilla evitando errores de captura. Elegir y diseñar con los elementos mecánicos correctos es básico en todo proceso de diseño.

5.1.1. Selección de la combinación de carga más desfavorable

En un análisis tridimensional se tiene un gran número de combinaciones de carga, sin embargo, para cada muro existe una sola combinación que representa la condición sísmica más desfavorable a cortante, momento o carga axial. A pesar que es complejo diseñar para cada combinación de carga y que generalmente en la práctica se diseña contra los elementos mecánicos máximos, en la tabla 5.29 se observa la importancia de diseñar con la combinación correcta.

Tabla 5.29 Ejemplo de cargas más desfavorables para diseño

Combinación de carga	V_u ton	$P/1.1$ ton	M_u ton-m	P_u ton	V_{mR} ton	M_R ton-m	V_{mR}/V_u ton	M_R/M_u ton-m
1.1 [CM + CV_a + S_x + 0.3 S_y]	7.22	33.45	15.21	36.8	12.01	22.84	1.66	1.50
1.1 [CM + CV_a + S_x - 0.3 S_y]	7.03	27.37	15.03	30.11	10.74	26.2	1.53	1.74
1.1 [CM + CV_a - S_x + 0.3 S_y]	-6.76	17.53	-14.92	19.29	8.67	27.32	1.28	1.83
1.1 [CM + CV_a - S_x - 0.3 S_y]	-6.94	11.45	-15.09	12.6	7.39	23.66	1.06	1.57
1.1 [CM + CV_a + 0.3 S_x + S_y]	2.54	34.97	4.86	38.4	12.33	21.99	4.85	4.52
1.1 [CM + CV_a + 0.3 S_x - S_y]	1.93	14.71	4.29	16.18	8.08	25.62	4.19	5.97
1.1 [CM + CV_a - 0.3 S_x + S_y]	-1.65	30.2	-4.17	33.22	11.33	24.64	6.87	5.91
1.1 [CM + CV_a - 0.3 S_x - S_y]	-2.26	9.93	-4.75	10.93	7.07	22.74	3.13	4.79

Si se diseña con los elementos mecánicos máximos (números en rojo) la carga axial de diseño es grande ($P/1.1=33.45$ ton), favoreciendo a la resistencia a cortante y momento respectivamente. Sin embargo, para un cortante un poco menor y un momento similar al máximo (números en azul) las cargas axiales son menores, lo que implica una resistencia a cortante del muro de mampostería menor al obtenido en la primera combinación (11.45 ton). Así pues, es básico elegir cada combinación correctamente para evitar sobre estimar la resistencia de la estructura. El signo (-) de cortantes y momentos únicamente indica el sentido del sismo, para el diseño se toma en valor absoluto.

Es importante observar la interacción que existe entre la carga axial y el cortante o el momento; al sustituirlos en las ecuaciones de diseño la resistencia varía sustancialmente. Para el caso de resistencia a cargas axiales la condición más desfavorable generalmente se presenta para el valor máximo (tabla 5.29) sin embargo, cuando esta carga es de tensión (edificios altos), la cuantía de acero vertical define esta condición.

5.1.2. Ayuda de diseño con el programa ADM-8

Para facilitar el proceso de revisión de los 24 edificios multifamiliares sin tener errores en los datos obtenidos del análisis, se optó por elaborar un programa de análisis y diseño de mampostería confinada (ADM-8) vinculado al programa *StaadPro 2007*.

En la fig. 5.29 se presenta el programa ADM-8 contenido en Excel y programado en *Microsoft Visual Basic*. Los datos en azul pueden ser modificados por el usuario y son principalmente: los datos de proyecto, las propiedades de los materiales y las cantidades de refuerzo vertical y horizontal para cada muro. Los datos en negro, son obtenidos automáticamente y corresponden a datos del análisis y diseño.

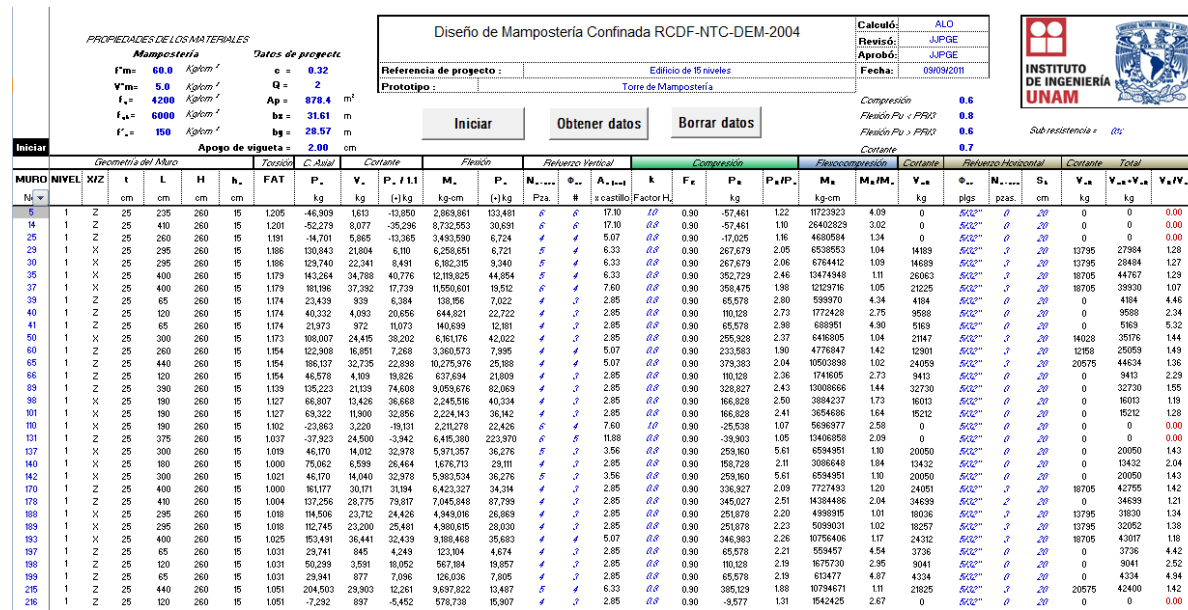


Figura 5.40 Programa de Ayuda para análisis y diseño de Mampostería (ADM-8)

5.1.2.1. Obtención de datos en el programa ADM-8

Una vez que se tiene la corrida final del análisis estático o dinámico en *StaadPro 2007*, se copia el número de identificación de los muros a diseñar en el nivel correspondiente, al "iniciar", el programa obtiene de forma automática el efecto de la torsión accidental con ayuda del *Procedimiento Simplificado de Diseño por Torsión*.

Posteriormente, con el botón "Obtener datos" se obtienen todas las propiedades geométricas de los muros: dirección, espesor, longitud, altura y ancho de castillos (propuesto), cada combinación de carga del análisis es revisada por las ecuaciones de diseño para cálculo de cortante, momento y carga axial de las NTC-M 2004 (condición más desfavorable con el cálculo implícito del FAT,

(ec. 5.41, tabla 5.29). De esta revisión se obtienen los elementos mecánicos de diseño finales. Para cada combinación se tiene un cortante, un momento y tres cargas axiales respectivamente.

Para facilitar la revisión existe una rutina donde el usuario puede indicar que combinaciones de carga desea revisar, o bien, trabajar de forma automática.

El FAT se aplica únicamente a las fuerzas por sismo (Escobar, 2010), por lo que cada combinación se ve afectada restando la carga gravitacional; las siguientes ecuaciones ajustan dicho valor para cortante, momento, carga axial y desplazamientos:

$$\{1.1 [\text{combinación carga} - (\text{CM} + \text{CV}_a)] * \text{FAT}\} + 1.1(\text{CM} + \text{CV}_a) \quad (5.41)$$

$$\{1.1 [(\text{CM} + \text{CV}_a + \text{Sx} + 0.3\text{Sy}) - (\text{CM} + \text{CV}_a)] * \text{FAT}\} + 1.1(\text{CM} + \text{CV}_a)$$

Con el arreglo de la ec. 5.41 el efecto producido por torsión accidental únicamente afecta a las cargas por sismo.

Teniendo estos datos, el diseño es automático para cada muro; el programa propone cantidades de refuerzo vertical (prediseño), posteriormente el usuario puede modificar estas cantidades hasta alcanzar un diseño adecuado.

La obtención de otros datos para revisión como densidad de muros, desplazamientos, distorsiones, periodos, pesos de los entrepisos, resistencias a cortante para cada dirección, comparativa entre análisis estático y modal, momentos de volteo, cuantías de refuerzo mínimas y máximas, etc. También han sido considerados, logrando una revisión completa de cualquier estructura de mampostería con ADM-8.

Así pues, el programa ADM incluye la sumatoria de resistencias de entrepiso, la revisión entre desplazamientos máximos y permisibles, densidades de muros totales contra densidad de muros real que participa en la resistencia, momentos de volteo, e incremento de las cargas de servicio por el efecto del sismo.

El trabajo del diseño se ve simplificado en dos sencillos pasos que involucra el programa ADM desarrollado como herramienta para el análisis y diseño de estructuras de mampostería confinada.

5.1.2.2. Criterios utilizados referentes a muros de mampostería

El espesor de muros de mampostería se propuso de acuerdo con las solicitudes de resistencia a nivel de entrepiso. El espesor de muros varía en múltiplos de 5 cm en los niveles de transición que así lo requieren (cambio de espesor de muros entre niveles consecutivos), a excepción de algunos modelos con piezas de concreto multiperforadas (espesor 12 cm).

Se evaluó el comportamiento a nivel de entrepiso entre las zonas de transición y se observa que un nivel es suficiente cuando se requiere hacer un cambio de espesor entre el nivel inferior y superior. Se recomienda disminuir el espesor del 50% de los muros del entrepiso inmediato superior para cada dirección de análisis. Las dimensiones de castillos para todos los modelos se relacionaron con el espesor t de las piezas de mampostería. La dimensión de la sección del castillo que confina al muro en el plano del mismo $h_c = t$ en todos los casos.

Cada muro se diseño para cumplir con los requisitos de resistencia que marcan las NTC-M. Se consideraron todas las combinaciones críticas de los elementos mecánicos incluyendo los efectos

de torsión accidental, que se calcularon adicionalmente con el MSD. En las siguientes tablas se presentan resultados representativos del análisis y diseño de algunos muros para los modelos de estudio.

Tabla 5.30 Propiedades y elementos mecánicos para diseño (ejemplo)

Geometría del Muro							Torsión	C. Axial	Cortante			Flexión	
MURO	NIVEL	X/Z	t	L	H	h _c	FAT	P _u	V _u	P _u / 1.1	M _u	P _u	
No.			cm	cm	cm	cm		kg	kg	(+) kg	kg-cm	(+) kg	
5	1	Z	25	235	260	25	1.205	-46909	1613	-13850	2869861	133481	
14	1	Z	25	410	260	25	1.201	-52279	8077	-35296	8732553	30691	
25	1	Z	25	260	260	25	1.191	-14701	5865	-13365	3493590	6724	
29	1	X	25	295	260	25	1.186	130843	21804	6110	6258651	6721	
30	1	X	25	295	260	25	1.186	129740	22341	8491	6182315	9340	
35	1	X	25	400	260	25	1.179	143264	34788	40776	12119825	44854	
37	1	X	25	400	260	25	1.179	181196	37392	17739	11550601	19512	
39	1	Z	25	65	260	25	1.174	23439	939	6384	138156	7022	
40	1	Z	25	120	260	25	1.174	40332	4093	20656	644821	22722	
41	1	Z	25	65	260	25	1.174	21973	972	11073	140699	12181	
50	1	X	25	300	260	25	1.173	108007	24415	38202	6161176	42022	

Tabla 5.31 Refuerzo vertical y resistencia a flexocompresión (ejemplo)

Propiedades de los materiales			Refuerzo Vertical			Flexocompresión	
f _m =	v _m =	f _y =	N _{o-vrs}	Φ _{vr}	A _s (cm)	M _R	M _R /M _u
			Pza.	#	por castillo	kg-cm	
	60.0	Kg/cm ²	6	6	17.10	11298723	3.94
	5.0	Kg/cm ²	6	6	17.10	25782190	2.95
	4200	Kg/cm ²	4	4	5.07	4500244	1.29
	6000	Kg/cm ²	5	4	6.33	6315656	1.01
	150	Kg/cm ²	5	4	6.33	6537586	1.06
			5	4	6.33	13194852	1.09
			6	4	7.60	11845068	1.03
			4	3	2.85	493670	3.57
			4	3	2.85	1642577	2.55
			4	3	2.85	574913	4.09
			4	3	2.85	6258005	1.02

Apoyo de vigueta =	2.00	cm
--------------------	------	----

Tabla 5.32 Resistencias a compresión y cortante (ejemplo)

Compresión				Cortante	Refuerzo Horizontal			Cortante	Total	
k	F _E	P _R	P _R /P _u	V _{mR}	Φ _{vr}	N _{o-vrs}	S _h	V _{sR}	V _{mR} +V _{sR}	V _R /V _u
Factor H _e		kg		kg	plgs	pzas	cm	kg	kg	
1.0	0.90	-57,461	1.22	0	5/32"	0	20	0	0	0.00
0.8	0.90	-57,461	1.10	0	5/32"	0	20	0	0	0.00
0.8	0.90	-17,025	1.16	0	5/32"	0	20	0	0	0.00
0.8	0.90	267,679	2.05	14189	5/32"	3	20	13795	27984	1.28
0.8	0.90	267,679	2.06	14689	5/32"	3	20	13795	28484	1.27
0.8	0.90	352,729	2.46	26063	5/32"	3	20	18705	44767	1.29
0.8	0.90	358,475	1.98	21225	5/32"	3	20	18705	39930	1.07
0.8	0.90	65,578	2.80	4184	5/32"	0	20	0	4184	4.46
0.8	0.90	110,128	2.73	9588	5/32"	0	20	0	9588	2.34
0.8	0.90	65,578	2.98	5169	5/32"	0	20	0	5169	5.32
0.8	0.90	255,928	2.37	21147	5/32"	3	20	14028	35176	1.44

De las tablas anteriores se rescata el valor de $F_E=0.9$ este valor se mantiene para todos los modelos principalmente porque no existen excentricidades de carga importantes y el espesor de muros es mayor.

5.1.2.3. Cálculo del cortante resistente de entrepiso

Obtener el cortante resistente de los entrepisos resulta complejo para edificios de mampostería. La resistencia se debe obtener con las cargas axiales representativas del comportamiento de la estructura. Sin embargo, al realizar un análisis modal espectral para una estructura simétrica, si un muro de extremo se encuentra en tensión los resultados del diseño indican que para su extremo opuesto también existen tensiones. Esto no es real, pues las fuerzas axiales no se presentan simultáneamente.

Entonces, para obtener la resistencia a cortante del entrepiso es necesario recurrir a un análisis estático que conserve el signo de las cargas axiales que se producen por sismo, esto permite determinar qué muros están en tensión o compresión.

5.1.2.4. Procedimiento para obtener el cortante resistente de entrepiso

En la literatura no existe un procedimiento que permita identificar la resistencia real de entrepiso para edificios de mampostería. Por tal motivo se presenta una forma simple utilizada en los modelos de estudio (estructuras simétricas) con la cual se obtuvieron valores representativos de la resistencia a cortante de entrepiso.

1. Se realiza el diseño de todos los muros a partir de los elementos mecánicos obtenidos del análisis modal espectral y en función de las fuerzas críticas de diseño de las n combinaciones. Se obtiene el refuerzo horizontal y vertical respectivamente.
2. Se realiza un análisis estático con las fuerzas sísmicas obtenidas previamente del análisis modal espectral (paso 1). se obtienen las fuerzas axiales de cada muro con su respectivo signo (compresión, tensión).
3. Las cargas axiales obtenidas se utilizan para estimar la resistencia a cortante del entrepiso V_{mRE} para cada dirección de análisis.
4. La resistencia debida al refuerzo horizontal obtenido en el diseño del paso número 1 (V_{sR}) se suma a la resistencia de la mampostería (V_{mR}) obtenida en el paso número 3 obteniendo la resistencia total $\sum(V_{mRE} + V_{sR})$.

En la figura 5.41 se observan los cortantes obtenidos del análisis y diseño de un edificio de 15 niveles. Se puede observar que el cortante resistente de entrepiso V_{mRE} es mayor al obtenido con la sumatoria de resistencias de diseño de cada muro V_{mR} , como ya se comentó, es a consecuencia de no considerar el signo correcto de las cargas axiales. La fuerza cortante resistente del acero de refuerzo horizontal es independiente de la carga.

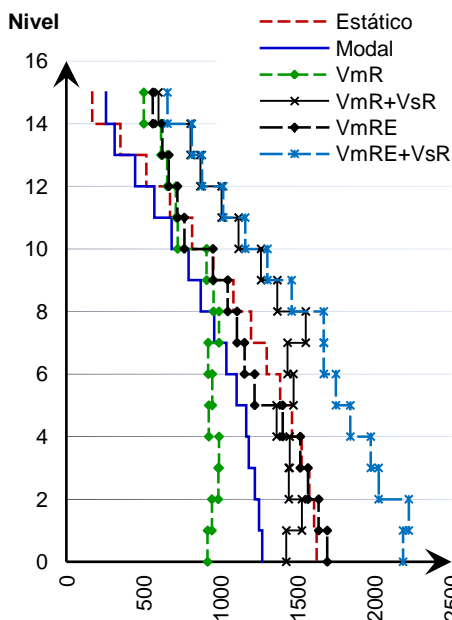


Figura 5.41 Cortantes del análisis y diseño (ton). V_{mRE} =Cortante resistente de la mampostería en el entresijo

5.2. DISEÑO PRELIMINAR DE EDIFICIOS ALTOS DE MAMPOSTERÍA

Es importante para el diseñador poder identificar la factibilidad estructural de algún proyecto de forma simple, poder proponer una determinada cantidad de muros, espesores recomendables, etc. antes de comenzar a analizar y diseñar la estructura. Para tal situación se presentan las ecuaciones para determinar la cantidad de muros requerida en función del área en planta de la edificación (densidad de muros), de los cortantes de entresijo y la resistencia de la mampostería a utilizar.

5.2.1. Densidad de muros

Este parámetro sirve para identificar: la dirección más susceptible a fuerzas laterales, la resistencia global de la estructura de manera aproximada, y la cantidad de elementos resistentes necesarios para un buen comportamiento.

Cuando se trata de edificios altos, y según las NTC-S a partir de alturas mayores a 13 m el método simplificado deja de ser adecuado para el análisis y diseño, razón por la que se aplica el método estático para conocer las fuerzas actuantes en la estructura y determinar la densidad de muros (prediseño).

A partir del método estático obtenemos el cortante basal con la ecuación 5.42.

$$V_o = \frac{a W_o}{Q'} \quad (5.42)$$

La sumatoria de resistencias de muros $\sum V_{mR}$ deberá ser entonces $\geq V_o$. Si la resistencia de los muros está dada por la ec 2.9 que en términos de esfuerzo es:

$$\frac{V_{mR}}{A_T} = F_R \left(0.5v_m^* + \frac{0.3 P}{A_T} \right) \qquad \frac{\tau}{v_m^*} = F_R \left(0.5 + \frac{0.3 \sigma}{v_m^*} \right) \qquad (5.43)$$

donde:

$$\tau = \frac{V_{mR}}{A_T} , \qquad \sigma = \frac{P}{A_T}$$

De la figura 5.42 cuando los muros tienen cargas axiales P muy grandes, la relación que existe entre $\frac{\sigma}{v_m^*} = 3.33$, sin embargo, para la condición más desfavorable de las n combinaciones de carga el valor de P , generalmente no es tan grande. Razón por la que se considera una carga axial media que modifica dicha relación y $\frac{\sigma}{v_m^*} = 1.667$. Entonces, sustituyendo P/A_T en 5.43.

$$\frac{V_{mR}}{A_T} = F_R(0.5v_m^* + 0.3 (1.667v_m^*)) \qquad (5.44)$$

$$\frac{V_{mR}}{A_T} = F_R(0.5v_m^* + 0.5 v_m^*) \qquad (5.45)$$

$$V_{mR} = F_R v_m^* A_T \qquad (5.46)$$

Este valor corresponde entonces a la resistencia media a compresión diagonal de la mampostería bajo cargas axiales, para fines prácticos esta ecuación es adecuada cuando se desconoce el valor aproximado de las cargas axiales P . Sin embargo, si se trata de muros sin carga axial el valor del cortante resistente es:

$$V_{mR} = 0.5 F_R v_m^* A_T \qquad (5.47)$$

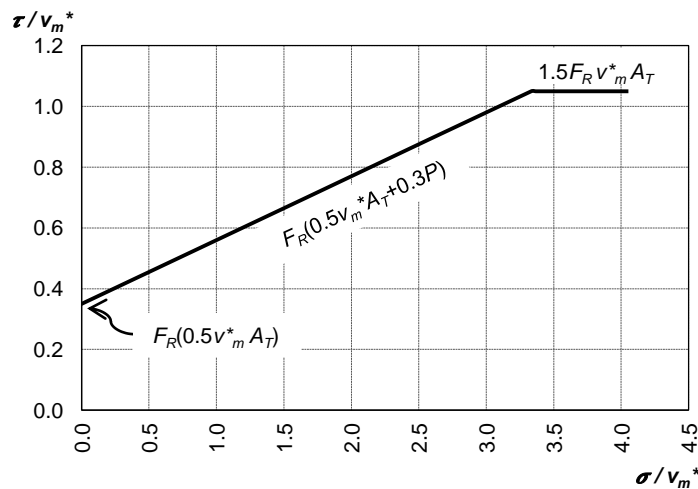


Figura 5.42 Diagrama adimensional de interacción carga axial-cortante resistente de diseño

Así, igualando $\sum V_{mR}$ y V_o , despejando $\sum A_T$ y conociendo v_m^* de la mampostería a utilizar, se puede obtener el área de muros requerida. La densidad de muros para cada dirección de análisis se determina con:

$$d_{x,y} = \frac{\sum A_T}{A_p} \quad (5.48)$$

donde:

A_p Es el área en planta de la estructura

Sustituyendo la ec. 5.46 en ec.5.48

$$d_{x,y} = \frac{V_o}{F_R v_m^* A_p} \quad (5.49)$$

El área A_t no debe ser afectada por el factor F_{AE} que considera menor rigidez en muros cortos, puesto que la resistencia a cortante es independiente de este parámetro. Las NTC-M suponen que la fuerza cortante que toma cada muro o segmento es proporcional a su área transversal. El uso de la fórmula simplificada para conocer la densidad de muros requerida puede ser observado en el capítulo 6.

5.1.1. Distorsiones inelásticas

En la sección 3.2.3.2 de las NTC-M para estructuras analizadas con métodos distintos al simplificado se establece que, las distorsiones de entrepiso inelásticas deben ser revisadas. Estas se calculan multiplicando las distorsiones (elásticas), obtenidas del análisis de fuerzas laterales reducidas por el factor de comportamiento sísmico Q .

Las distorsiones inelásticas permitidas fueron derivadas de resultados experimentales (Figura 5.43). El límite permitido se considera consistente con un nivel de daño moderado, generalmente aceptado en México para un comportamiento deseable de viviendas bajo el sismo de diseño. Las distorsiones laterales inelásticas permisibles son las siguientes.

- a) 0.006 para muros diafragma;
- b) 0.0035 para muros de carga de mampostería confinada construidos con piezas sólidas y con refuerzo horizontal en las juntas de mortero o encamisados de mallas de acero electrosoldado;
- c) 0.0025 para muros de carga de mampostería confinada construidos con piezas sólidas, o con piezas perforadas con refuerzo horizontal, o con piezas perforadas encamisando los muros con mallas de acero electrosoldado.
- d) 0.002 para muros de carga de mampostería reforzada interiormente;
- e) 0.0015 para muros de carga de mampostería que no cumplan con las especificaciones para mampostería confinada ni reforzada interiormente.

La demanda de ductilidad y de desplazamiento excedente que se genera principalmente en los elementos de los bordes de las plantas, no se toma en cuenta adecuadamente en las previsiones de diseño actualmente usadas. Las conclusiones de numerosos estudios en esta área, no se pueden aplicar directamente al diseño de estructuras de mampostería debido a que la mayoría de estos se enfocan al análisis de estructuras de acero o concreto reforzado, y adoptan un comportamiento

histerético bi-lineal del material para caracterizar los elementos estructurales. Además, no se toma en cuenta la degradación de rigidez ni el deterioro de resistencia, parámetros determinantes en el comportamiento no-lineal de la mampostería (Alcocer, y otros, 2005).

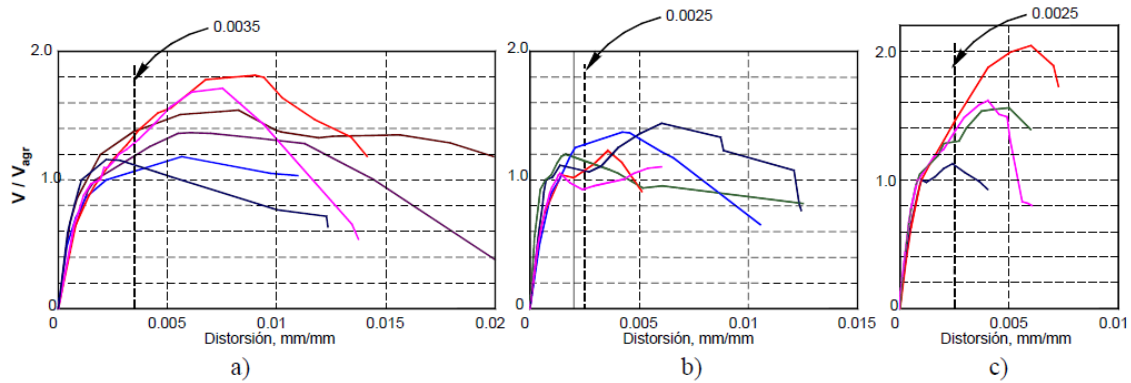


Figura 5.43 Distorsión lateral Inelástica a) Muros confinados, piezas solidas y con refuerzo horizontal, b) Muros con piezas solidas, c) Muros confinados con piezas multiperforadas y refuerzo horizontal (Alcocer, y otros, 2005).

CAPÍTULO 6

RESULTADOS

6.1. MODELOS DE ESTUDIO

- En este capítulo se resumen los resultados obtenidos para los 24 modelos analizados y diseñados. Se comenta su comportamiento observado y sus características de resistencia. Los resultados que se muestran corresponden a la dirección “X”, por ser la dirección más desfavorable. Para poder identificar los modelos fácilmente, la nomenclatura utilizada se describe a continuación:

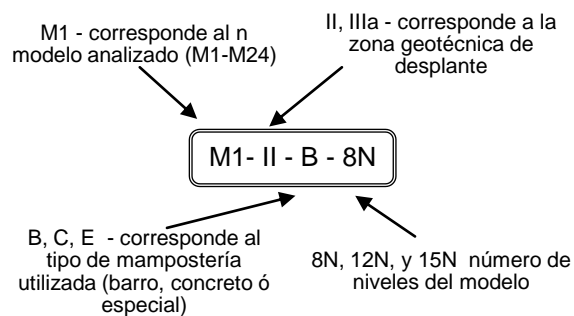


Tabla 6.33 Nomenclatura utilizada para los modelos

Modelo 8 deptos.	Zona	c	Niveles	Espesor t (cm)	Material	Q	v_m^* (kg/cm ²)	f_m^* (kg/cm ²)
M1-II-B-8N	II	0.32	8	15	Barro	2	5	60
M2-II-B-12N			12	20, 15				
M3-II-B-15N			15	25, 20, 15				
M4-II-C-8N			8	12	Concreto			
M5-II-C-12N			12	10, 15				
M6-II-C-15N			15	20, 15, 10				
M7-IIIa-B-8N	III	0.40	8	15	Barro	2	5	60
M8-IIIa-B-12N			12	20, 15				
M9-IIIa-B-15N			15	25, 20, 15				
M10-IIIa-C-8N			8	12	Concreto			
M11-IIIa-C-12N			12	15, 10				
M12-IIIa-C-15N			15	20, 15, 10				
M13-II-E-8N	II	0.32	8	15	Pieza especial (propuesta)	2	6	70
M14-II-E-12N			12	20, 15				
M15-II-E-15N			15	25, 20, 15				
M16-IIIa-E-8N	III	0.4	8	15				
M17-IIIa-E-12N			12	20, 15				
M18-IIIa-E-15N			15	25, 20, 15				

Modelos de 4 departamentos	Zona	c	Niveles	Espesor t	Material	Q	V^*m (kg/cm ²)	f^*m (kg/cm ²)
M19-II-E-8N	II	0.32	8	15	Pieza Especial (propuesta)	2	6	70
M20-II-E-12N			12	20, 15				
M21-II-E-15N			15	25, 20, 15				
M22-IIIa-E-8N	IIIa	0.4	8	15				
M23-IIIa-E-12N			12	20, 15				
M24-IIIa-E-15N			15	25, 20, 15				

6.1.1. Características particulares de edificios altos de mampostería

6.1.1.1. Muros que presentan tensiones en la combinación más crítica de diseño

Uno de los principales problemas al diseñar edificios altos de mampostería es la presencia de muros en tensión. Esta condición anula la resistencia a corte de la mampostería bajo cargas laterales. De acuerdo con lo observado en los modelos, este fenómeno se presenta principalmente en muros cortos que se encuentran más alejados del centro de rigideces. Las principales causas son determinadas por la configuración estructural y las fuerzas sísmicas según el espectro de diseño.

Siendo congruentes con el análisis y el diseño, si los muros en tensión no resisten fuerzas laterales, se dice entonces que los cortantes actuantes deben redistribuirse estáticamente a los elementos que si resisten. Por tanto, el modelo de análisis no se modifica. Sin embargo, las fuerzas para diseño de los muros que participan deben incrementarse tanto como lo que no es resistido por los muros en tensión. Este sistema es complejo y se requiere de análisis minuciosos. Para los modelos de estudio se determinó la resistencia a cortante de cada entrepiso sin considerar los muros en tensión y se comparó contra los cortantes actuantes del análisis dinámico. Al tener una resistencia mayor a la actuante se puede establecer que la resistencia global es adecuada (secc 5.1.2.3).

6.1.1.2. Muros que requieren de refuerzo horizontal

Cuando la fuerza cortante resistente de los muros de mampostería es menor que el cortante actuante $V_{mR} < V_{us}$, las NTC-M permiten incrementar la resistencia mediante la colocación de acero de refuerzo horizontal. La necesidad de refuerzo es diferente para cada muro.

En los modelos de estudiados, el refuerzo horizontal se incluyó para cada uno de los muros que así lo requerían, sin considerar los muros cuyo $V_{mR}=0$ (muros en tensión). La finalidad fue conocer las resistencias de entrepiso ignorando los muros en tensión. Cuando la resistencia V_{mR} de entrepiso fue menor a la obtenida del analisis modal espectral se optó por considerar la participación del refuerzo horizontal.

El acero de refuerzo horizontal en la práctica constructiva, generalmente, es proporcionado por varillas de $f_y=6000\text{kg/cm}^2$ de diametro 5/32" (edificios de baja altura). Para edificios altos, las cuantías de refuerzo se incrementan en función del espesor de las piezas de mampostería, por lo que se requiere de más barras horizontales ó diámetros mayores a los comunmente utilizados. Esta situación se describe para cada modelo de estudio.

6.1.1.3. Peso de la mampostería utilizada y relación entre cargas muertas y cargas vivas

En la figura 6.44 se muestra el peso por metro lineal de muro en función del espesor y tipo de material; se considerarán las juntas de mortero, aplanado, castillos y dalas. En la figura 6.45 se

muestra la relación entre las cargas muertas y cargas vivas accidentales utilizadas en los modelos de estudio. La CV_a representa el 15% del peso total de la estructura en comparación con las cargas muertas de la estructura. Se destaca la importancia de considerar correctamente las cargas muertas.

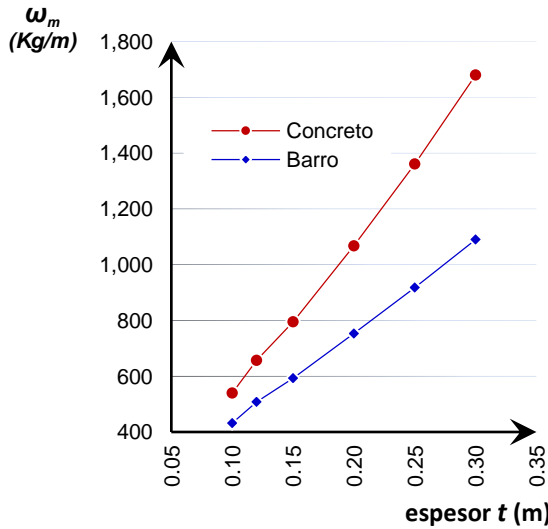


Figura 6.44 Peso por metro lineal de muro según el material y espesor de las piezas para H=2.60 m

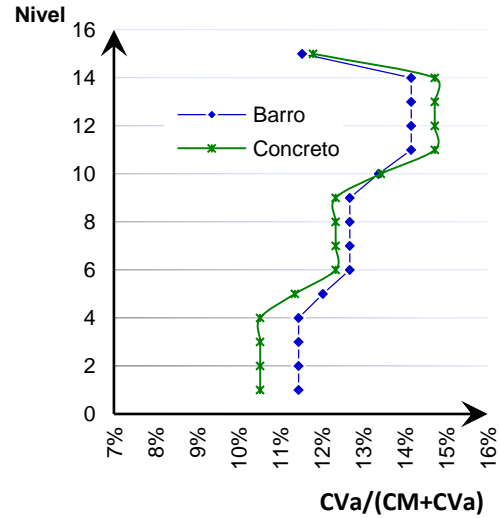


Figura 6.45 Relación entre CV_a y peso total de entrepiso ($CM+CV_a$) de acuerdo al material

6.1.1.4. Espectros de diseño sísmico y periodos de los modelos M1 a M18

El periodo natural de vibración de los modelos de estudio se determinó a partir del análisis modal y se indican en la figura 6.46.

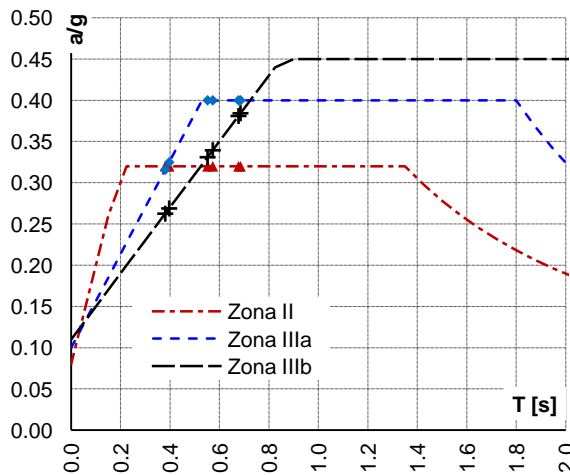


Figura 6.46 Periodo natural de vibración de los modelos de estudio (dirección "X")

Para los modelos desplantados en la Zona II su periodo se encuentra dentro de la meseta por lo que el coeficiente sísmico ($c = 0.32$) fue el mismo para todos los modelos. Para la zona III_a los modelos de 8 niveles tienen una reducción importante en el coeficiente sísmico (a/g se ubica en la rama ascendente del espectro), lo que representa disminución en las fuerzas sísmicas.

La zona III_b no se analizó debido a que las fuerzas obtenidas en la zona III_a fueron mayores para los modelos de estudio. Como puede observarse en la figura 6.46 el valor de a/g para periodos menores a 0.8s en Zona III_b es menor a los que se obtienen en la zona III_a . En los modelos de estudio los coeficientes sísmicos a/g son menores o iguales a 0.4 s.

6.1.1.5. Definición de conceptos utilizados en las gráficas de estudio

Densidad de muros

Requerida: Representa la cantidad de muros necesaria para cumplir con la resistencia a cortante de entrepiso, y se calcula teóricamente por la fórmula del capítulo 5.2.1.

Por nivel: Es la que cantidad de muros que existe físicamente en cada entrepiso.

Cortantes

Modal: Es el cortante de entrepiso obtenido del análisis modal espectral en la dirección X (mayor o igual al 80% del cortante estático)

Estático: Es el cortante de entrepiso obtenido del análisis estático para cada modelo de estudio en la dirección X.

V_{mR} : Es la suma de resistencias a cortante de la mampostería de todos los muros del entrepiso en la dirección “X” como se describe en la sección 5.1.2.3.

$V_{mR}+V_{sR}$: Es la suma de resistencias a fuerza cortante considerando la resistencia de la mampostería y el acero de refuerzo horizontal de todos los muros del entrepiso en la dirección “X”. El cual se indica en la sección 5.1.2.4.

Transición: Corresponde al cambio de espesor de muros entre niveles consecutivos, hecho con la intención de optimizar la cantidad de materiales y disminuir el peso de la estructura.

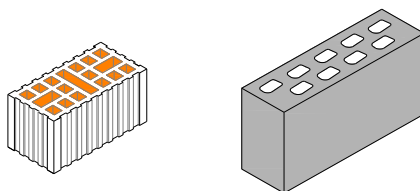


Figura 6.47 Piezas de barro y de concreto utilizadas

6.1.2. Modelos M1, M2 y M3

Modelo M1-II-B-8N

Características El espesor de muros $t=15\text{cm}$ en todos los niveles.

Comportamiento La densidad de muros es mayor a la requerida, asegurando resistencias de entrepiso adecuadas (figura 6.48).

Resistencias El cortante del análisis modal es mayor al 80% del cortante estático (figura 6.51). Se observa el incremento de resistencia V_{mR} como efecto de la carga P . En general la resistencia de los muros de mampostería es adecuada, sin embargo, se requiere de refuerzo horizontal en muros cuyo $V_{mR} < V_u$ (figura 6.54). Al no existir tensiones todos los muros participan en la resistencia.

Modelo M2-II-B-12N

Características Para el edificio de 12 niveles se utilizaron muros de 20 y 15 cm de espesor. Se observa la zona de transición en los niveles 6 y 7 (figura 6.49).

Resistencias La resistencia de entrepiso de la mampostería es mayor al cortante sísmico, sin embargo, el uso de refuerzo horizontal en algunos muros es indispensable para que $V_R > V_u$. El refuerzo horizontal solo se colocó en muros cuyo $V_{mR} < V_u$, en muros en tensión se optó por no colocar refuerzo horizontal.

En la figura 6.52 se observa el incremento de resistencia a fuerza cortante de la mampostería como efecto de la carga P . V_{mR} se acerca al cortante estático, sin embargo, el V_{SR} produce un incremento importante en la resistencia de entrepiso regido por cuantías mínimas.

Densidad de muros (%)

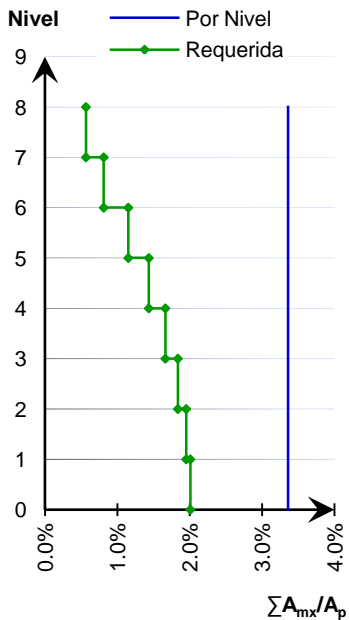


Figura 6.48 Modelo M1

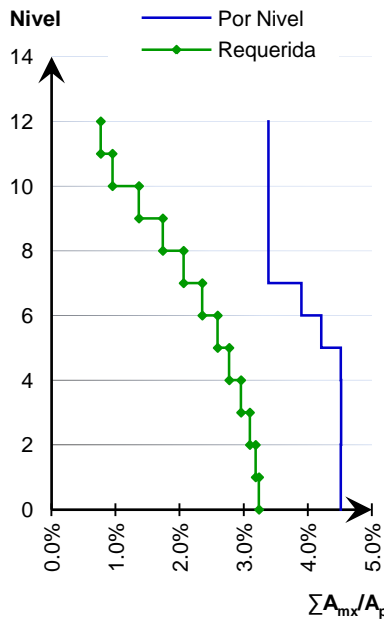


Figura 6.49 Modelo M2

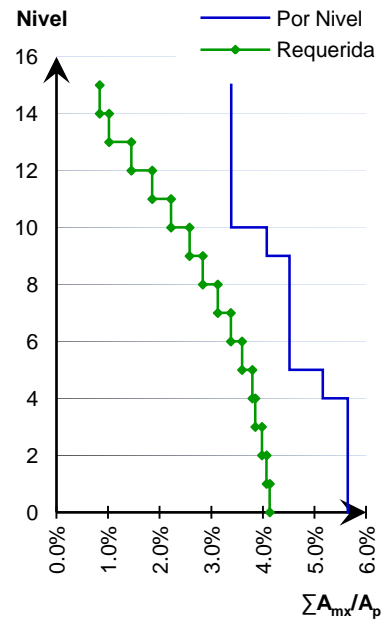


Figura 6.50 Modelo M3

Modelo M3-II-B-15N

Características Para el edificio de 15 Niveles fue necesario aumentar el espesor de muros una vez más, teniendo tres tipos de piezas: 25, 20 y 15 cm respectivamente. La zona de transición se generó en un solo nivel para cada ancho de pieza (figura 6.50).

Comportamiento La variación del espesor de muros ayuda a disminuir los elementos mecánicos y desplazamientos en los niveles inferiores donde la situación es desfavorable. Se mantiene

aproximadamente la pendiente de resistencia a pesar de que existe transición de muros de 25 a 20 y 15 cm de espesor. La cuantía de refuerzo horizontal mínima se incrementa debido al espesor de muros y las cargas axiales P .

Resistencias Similar al modelo M2, el M3 no presenta problemas en la resistencia de entrepiso. Localmente el refuerzo horizontal es indispensable en un 55% de los muros. El refuerzo horizontal aporta entre el 25 y 35 % de la resistencia total (figura 6.55).

Cortantes de entrepiso en la dirección "X"

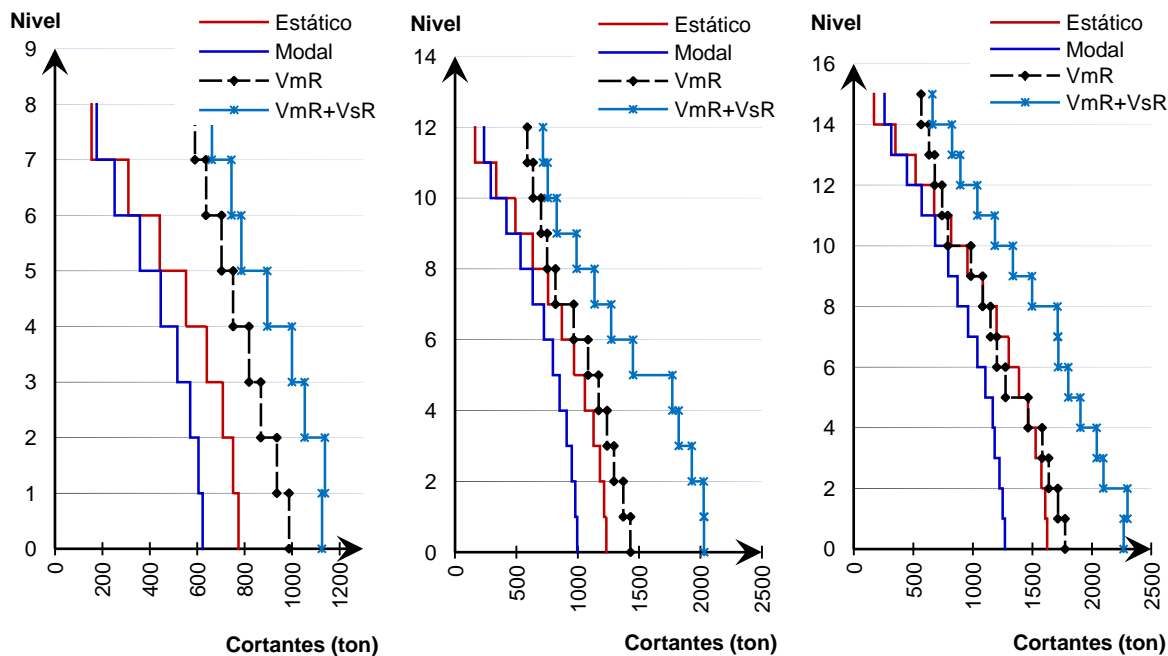


Figura 6.51 Modelo M1

Figura 6.52 Modelo M2

Figura 6.53 Modelo M3

Observaciones:

En la figura 6.51 la resistencia V_{mR} del modelo M1 es mayor a los cortantes estático y dinámico, por lo que el espesor de muros se podría reducir de 15 a 12 cm. Para la figura 6.52 la resistencia V_{mR} es similar al cortante estático, sin embargo la resistencia a cortante del refuerzo horizontal obtenida al diseñar cada uno de los muros genera un incremento importante. Es evidente que conforme se incrementa la altura y el espesor de muros la resistencia del refuerzo horizontal es menos eficiente (figura 6.52 y 6.53).

Comparativa del refuerzo horizontal (Modelos M1, M2 y M3)

En la figura 6.54 se muestra el porcentaje de muros que requieren refuerzo horizontal para cumplir con las solicitaciones de resistencia. Este porcentaje de muros con refuerzo horizontal es estrictamente teórico. Para los modelos M1 M2 y M3 las cuantías de refuerzo horizontal son las mínimas de acuerdo con las NTC-M. Los muros que están en tensión no se consideraron en la resistencia de entrepiso. En la figura 6.54 para el modelo M2 se observa un "pico". Debido a una gran cantidad de muros en tensión en los primeros niveles. Los cuales teóricamente no tienen refuerzo horizontal, mientras que para los niveles superiores dichos muros no tienen la resistencia necesaria y requieren de refuerzo horizontal.

En la figura 6.55 se observa un cruce en la resistencia que aporta el refuerzo horizontal. Al incrementar el espesor de la mampostería de 20 a 25 cm (M2 a M3) la resistencia V_{mR} incrementa significativamente, no así el refuerzo horizontal. Entonces, la relación V_{sR}/V_R a nivel de entrepiso es menor.

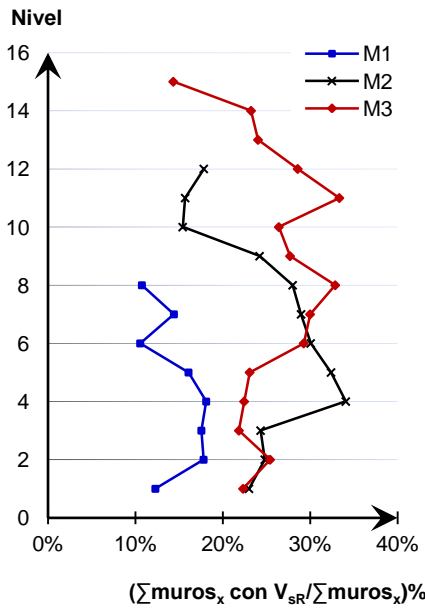


Figura 6.54 Porcentaje de muros con refuerzo horizontal

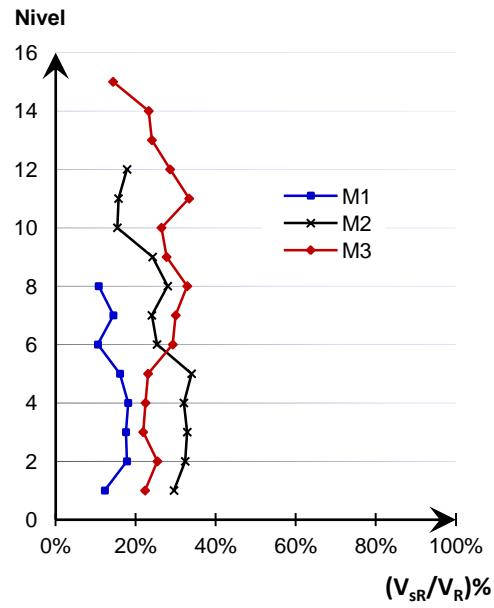


Figura 6.55 Porcentaje de resistencia que aporta el refuerzo horizontal a la resistencia total del entrepiso.

6.1.3. Modelos M4, M5 y M6

Los siguientes resultados varían con los modelos M1, M2 y M3 de acuerdo con las propiedades de la mampostería (las piezas son de concreto). Principalmente: el peso propio de muros, resistencias, módulo de elasticidad y espesores utilizados (tabla 6.33).

Modelo M4-II-C-8N

Características el espesor de muros $t=12$ cm en todos los niveles.

Comportamiento Tener piezas de mampostería con alta resistencia disminuye la densidad de muros requerida para soportar los elementos mecánicos actuantes; esto es cierto desde el punto de vista de resistencia, sin embargo, las piezas son más pesadas, generando mayores masas y por consecuencia mayores cortantes sísmicos (de 623 ton del M1 a 704 ton en la base del M4) aún cuando el espesor de muros es menor (de 15 a 12 cm). En la figura 6.59 se observa que la resistencia V_{mR} de entrepiso (1238 ton) es mayor a la obtenida del análisis modal (704 ton), y mayor a 987 ton del modelo M1 aún teniendo muros más esbeltos.

Los desplazamientos máximos son similares al modelo M1, la resistencia a compresión de las piezas de concreto originan mayor módulo de elasticidad (mayor rigidez) que disminuye con el espesor de muros. No se requiere de refuerzo horizontal debido a la resistencia de las piezas.

Densidad de muros

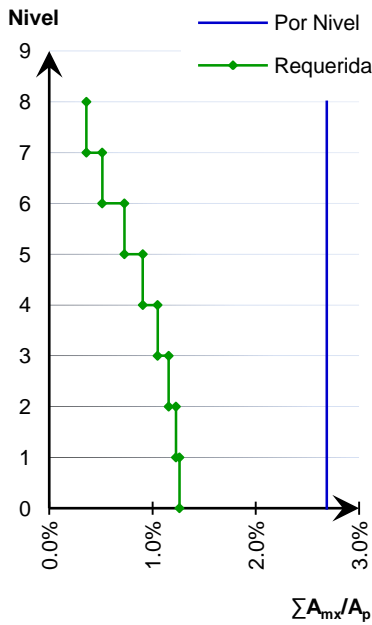


Figura 6.56 Modelo M4

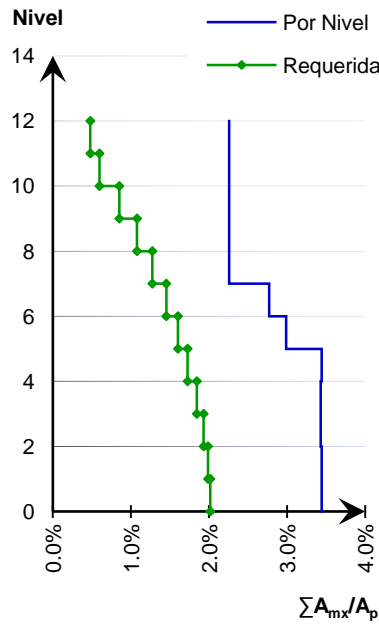


Figura 6.57 Modelo M5

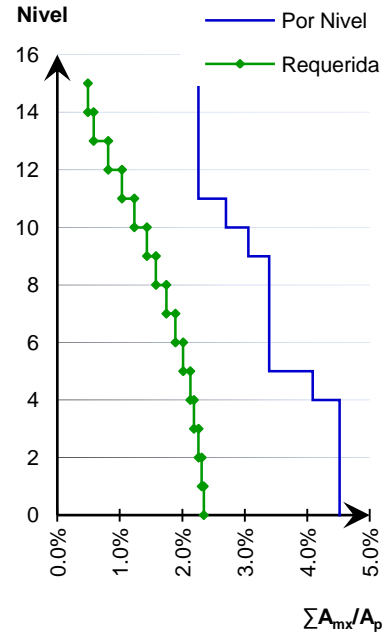


Figura 6.58 Modelo M6

Cortantes de entrepiso en la dirección "X"

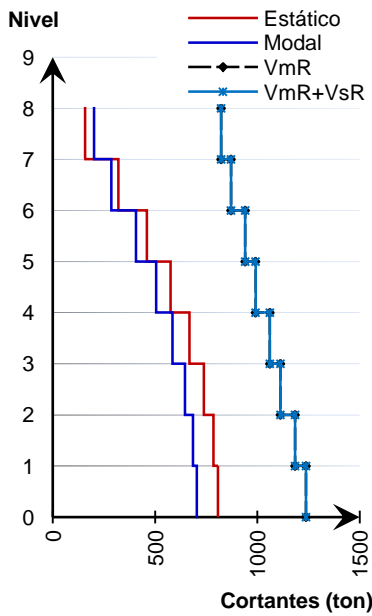


Figura 6.59 Modelo M4

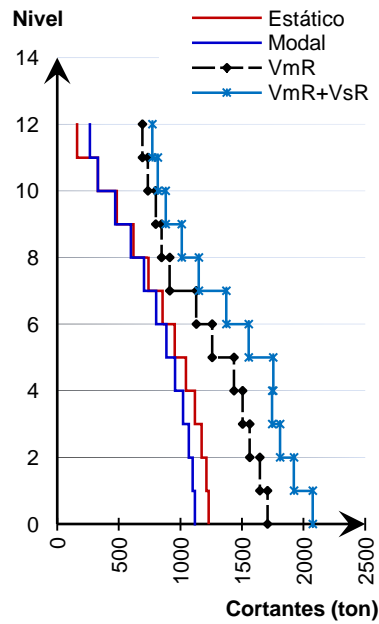


Figura 6.60 Modelo M5

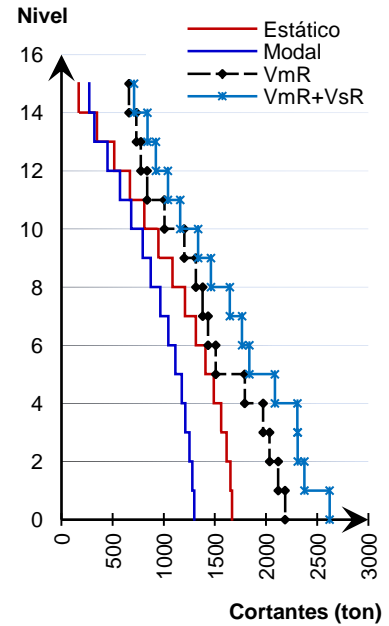


Figura 6.61 Modelo M6

Modelo M5-II-C-12N

Características El espesor de muros es de 20 y 15 cm con piezas de concreto multiperforado. La densidad de muros en los primeros 5 niveles es de 3.5% a diferencia del 4.5% del M2.

Comportamiento Al diseñar a cortante, existen muros con cargas axiales de tensión, lo que produce resistencias inadecuadas y por consecuencia el uso de refuerzo horizontal. Los cortantes sísmicos se incrementan un 12% en comparación al modelo M2 debido al aumento del peso propio de las piezas; este incremento resulta desfavorable para resistir a flexión y más aún teniendo muros más esbeltos. Los desplazamientos son muy similares al modelo M2, la resistencia a compresión permite incrementar el modulo de elasticidad (rigidez) que suple la esbeltez de los muros.

Modelo M6-II-C-15N

Características Este modelo es similar al M3 la diferencia radica en el espesor de muros (20, 15 y 10 cm) con piezas de concreto multiperforado. La densidad de muros en los primeros 5 niveles es de 4.52% a diferencia del 5.65% del M3. Con dicha densidad de muros la masa total para análisis sísmico en planta baja es 10,427 ton, en tanto que para el modelo M3 dicha carga ($CM + CV_a$) es 10,151 ton, un 3% mayor. Es decir, el modelo con bloques de concreto multiperforado pesa aproximadamente lo mismo que el modelo de barro estructural a pesar de que cada muro es de espesor 5 cm menor. Así, el cortante dinámico en la base es de 1297 vs. 1271 ton del modelo M3.

6.1.3.1. Diferencia entre los Modelos con mampostería de barro y concreto

Los cortantes modales y desplazamientos son similares aun cuando existen diferencias entre el espesor de muros con piezas de barro y concreto. Esto implica que la fuerza cortante de los modelos con piezas más angostas pero más pesadas compensa al de los modelos con piezas más robustas pero de menor peso. Así también la resistencia $f_m^* = 60 \text{ kg/cm}^2$ de las piezas más robustas se compensa con el de las piezas mas esbeltas y de mayor $f_m^* = 80 \text{ kg/cm}^2$. Esto implica una compensación entre el modulo de elasticidad entre piezas robustas y esbeltas con solo modificar el f_m^* . La mampostería de alta resistencia permite disminuir la cantidad de muros con refuerzo horizontal (figura 6.66).

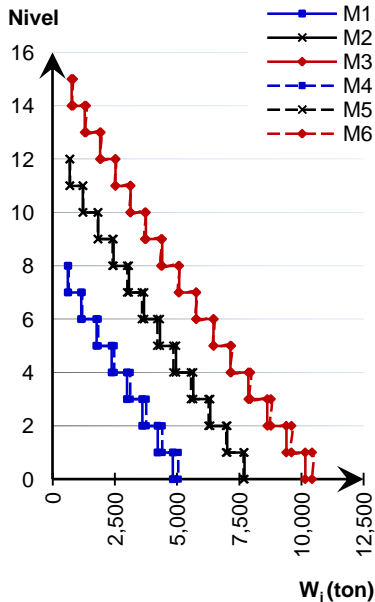


Figura 6.62
Peso sísmico (CM+CVa)

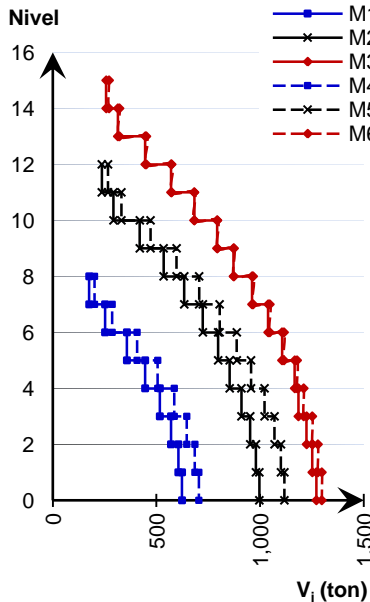


Figura 6.63
Cortantes de entrepiso del análisis modal

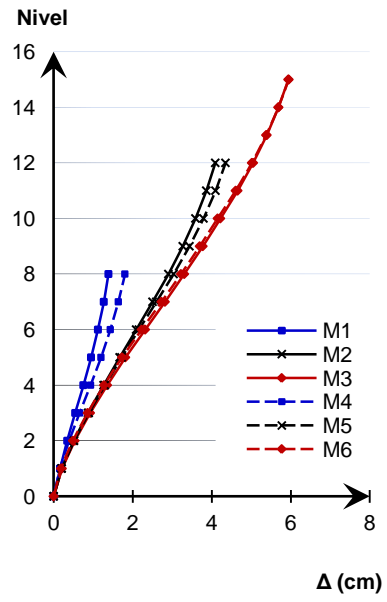


Figura 6.64
Desplazamientos de entrepiso, sismo en "X"

Los cortantes resistentes totales ($V_{mR} + V_{sR}$) para cada uno de los entresijos presentan gran similitud (figura 6.67), además de una resistencia debido al refuerzo horizontal de entre 10 y 30% de la resistencia total (figura 6.68). Las piezas con mayor v_m^* son una opción para disminuir la densidad de muros.

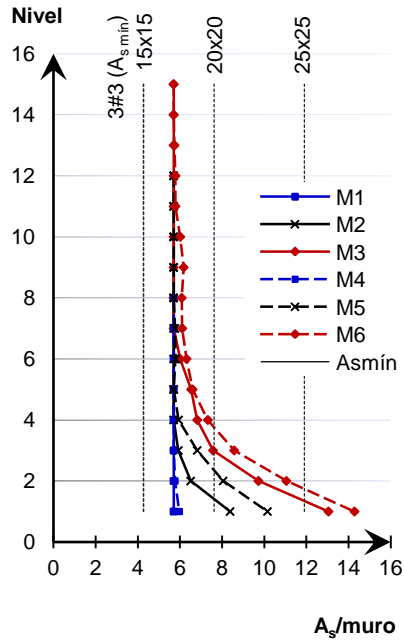


Figura 6.65 A_s requerida y A_s mínima en función del tamaño de castillos (NTC-M)

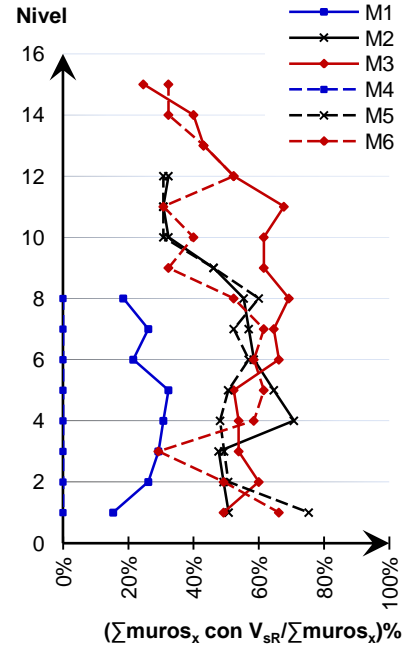


Figura 6.66 Porcentaje de muros con refuerzo horizontal "X"

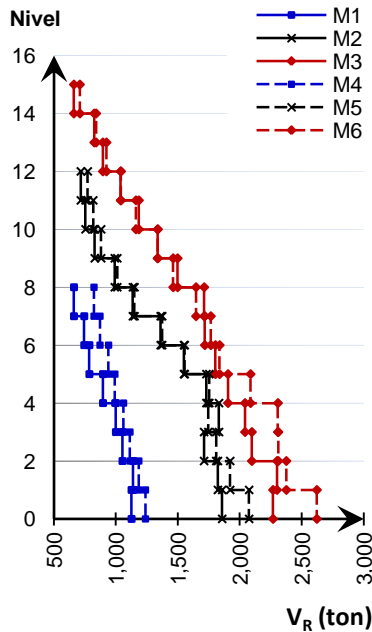


Figura 6.67 Cortante resistente entresijo

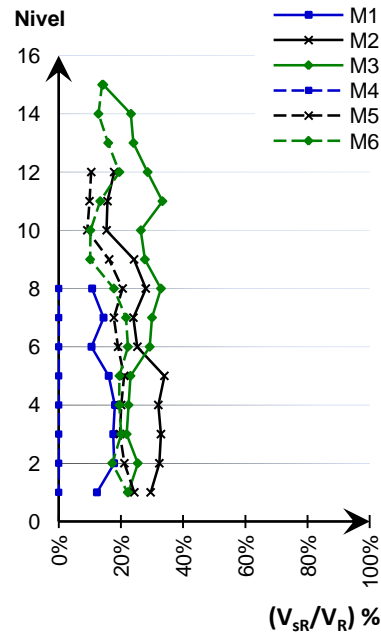


Figura 6.68 Porcentaje de resistencia que aporta el refuerzo horizontal a la resistencia total del entresijo.

6.1.3.2. Revisión a flexión

Cada muro se diseñó y revisó para cumplir con $M_R \geq M_u$. El área de acero mínima utilizada corresponde a 4 vrs # 3 para cada castillo, es decir 5.68 cm^2 por muro (figura 6.65). Para lo cual se observa lo siguiente:

Los modelos diseñados con piezas de concreto (alta resistencia) requieren de mayores cantidades de refuerzo vertical en comparación a los modelos con piezas de barro. Esto debido a la diferencia de espesores. Aunque el f_m^* es mayor para los modelos con piezas de concreto, no tiene un efecto significativo en la resistencia a flexión y ningún efecto en la rama ascendente del diagrama de interacción entre los valores de $P=0$ y $P_R/3$ según las NTC.

La necesidad de utilizar cantidades de refuerzo vertical A_s mayores al área mínima utilizada solo se presenta en los niveles inferiores donde los momentos flexionantes son mayores (figura 6.65).

Estos resultados son estrictamente teóricos obtenidos al diseñar con los momentos flexionantes actuantes. Sin embargo, las NTC-M solicitan cuantías mínimas de refuerzo, para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes del puntal de compresión que se desarrolla en la mampostería. Generando las líneas verticales de la figura 6.65. Se observa que utilizar muros más robustos (castillos más grandes) equivale a utilizar cantidades de refuerzo vertical mayores a las de diseño.

Muros más robustos requieren de mayores cantidades de refuerzo vertical ($A_s \text{ mín}$ mayores), muros más esbeltos requieren menores cantidades de refuerzo ($A_s \text{ mín}$ menores). Para el caso de los modelos de estudio (M1 a M6), no existen diferencias importantes entre las cantidades totales de refuerzo A_s , aún cuando existen diferencias de espesor entre los modelos.

Para obtener la cantidad de refuerzo longitudinal mínimo de los castillos se utilizó la siguiente ecuación:

$$A_s = 0.2 \frac{f_c^2}{f_y} t^2$$

donde A_s es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en el castillo o en la dala.

Así pues las resistencia f_c se considero de 200 kg/cm^2 y acero $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, los espesores t se muestran en las figura 6.65 así como sus respectivas A_s . El área de acero mínima para castillos de espesor menor a 15 cm es regido por 3 varillas # 3 (NTC-M).

6.1.4. Modelos M7, M8 y M9

Modelo M7-IIIa-B-8N

Características Modelo similar al M1 analizado con el espectro de aceleraciones de la zona IIIa.

Comportamiento La variación entre cortantes V_o de la zona sísmica II y III_a, no es muy grande (623 ton y 676 ton respectivamente), debido a una reducción del coeficiente sísmico en función del periodo de la estructura. No existe diferencia entre la $\sum V_{mR}$ del modelo M1 y M7 (987 y 986 ton en planta baja). Para cumplir con $V_u \leq V_R$ el refuerzo horizontal toma un papel importante, siendo la principal diferencia entre ambos modelos. Similar al modelo M1 no se presenta problemas de resistencia, la densidad de muros se muestra en la figura 6.69. El acero de refuerzo vertical

utilizado en el diseño es prácticamente el mismo y los desplazamientos se incrementan en un 9% aproximadamente. Es así como los modelos M1 y M7 a pesar de estar desplantados en zonas geotécnicas diferentes, mantienen un comportamiento similar en resistencias y desplazamientos, con el debido incremento de refuerzo horizontal. El periodo de la estructura se encuentra en la rama ascendente del espectro de diseño, ver figura 6.46, en tal caso el coeficiente sísmico fue reducido.

Densidad de muros (%)

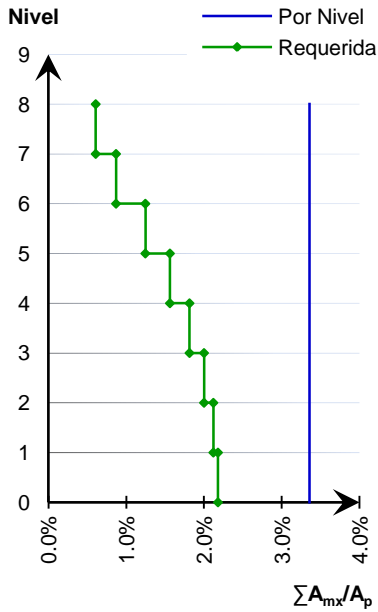


Figura 6.69 Modelo M7

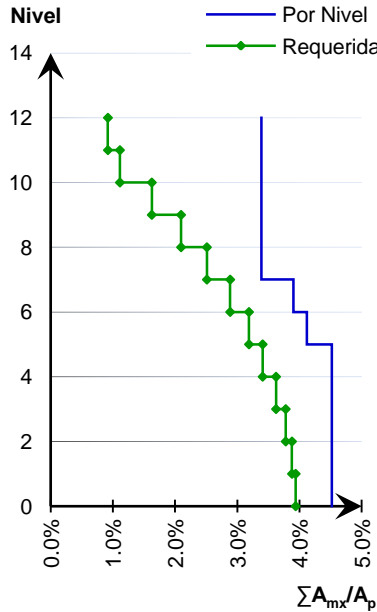


Figura 6.70 Modelo M8

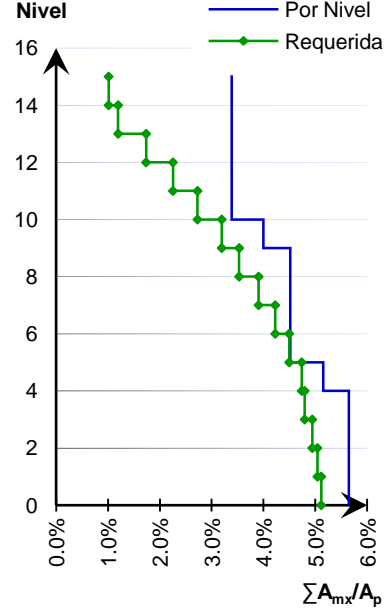


Figura 6.71 Modelo M9

Cortantes por nivel

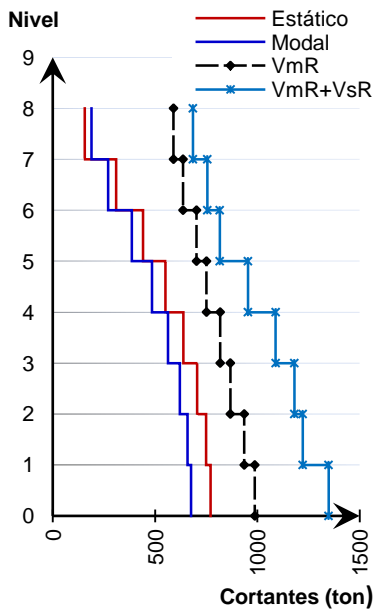


Figura 6.72 Modelo M7

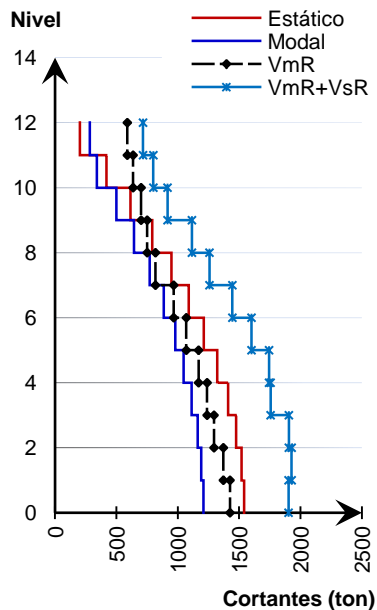


Figura 6.73 Modelo M8

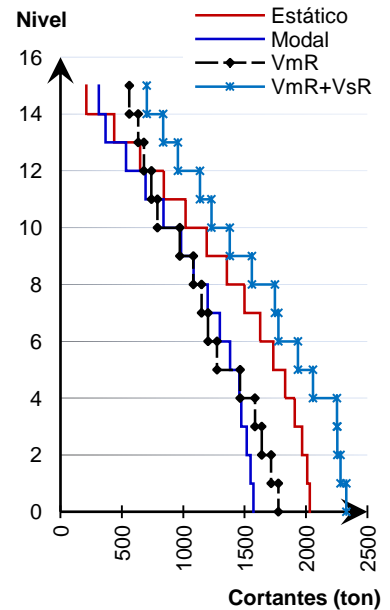


Figura 6.74 Modelo M9

Modelo M8-IIIa-B-12N

Características Modelo similar al M2 analizado con el espectro de aceleraciones de la zona IIIa.

Comportamiento La densidad de muros por nivel es la mostrada en la figura 6.70, la cantidad de muros en tensión se incrementa en los tres primeros niveles. En la figura 6.73 se muestra que V_{mR} por primera vez es menor al cortante estático. Nuevamente el refuerzo horizontal incrementa la resistencia en muros que así lo requieren (el A_{sh} es 20% mayor al utilizado en zona II), a nivel entrepiso el V_{SR} permite resistencias mayores a las requeridas.

La resistencia a flexo-compresión requiere ser incrementada más de un 30 % en planta baja ($A_s = 275 \text{ cm}^2$ del M2 a $A_s = 398 \text{ cm}^2$ del M8) dicho incremento a razón de mayores fuerzas laterales. Los desplazamientos se incrementan en un 20% en comparación con el modelo desplantado en zona II. Para este modelo la zona geotécnica de desplante es un factor importante para incrementar el espesor de muros o tipos de piezas, además de la cantidad de refuerzo.

Modelo M9-IIIa-B-15N

Características Modelo similar al M3 analizado con el espectro de aceleraciones de la zona IIIa.

Comportamiento La densidad de muros “requerida” es prácticamente igual a la densidad con la que cuenta la estructura (figura 6.71). La resistencia de entrepiso de la mampostería V_{mR} es rebasada por primera vez por el cortante dinámico en los niveles intermedios (figura 6.74). Es recomendable incrementar el espesor de muros y promover la resistencia a cortante del refuerzo horizontal para incrementar la resistencia del entrepiso.

En la figura 6.74 se ilustra la resistencia a cortante en términos globales que presenta la estructura. El incremento de resistencia a cortante como efecto de la carga P no es significativo en los primeros 4 niveles, esto debido principalmente a dos factores: mayor número de muros en tensión y cargas axiales en compresión muy elevadas. El incremento de fuerzas laterales a causa del espectro sísmico utilizado es un factor que obliga a modificar el espesor de muros, el v_m^* ó utilizar cuantías de A_{sh} mucho mayores. El incremento de A_{sh} respecto al modelo M3 es un 23% mayor en planta baja. Algunos muros no logran cumplir con las resistencias requeridas, es posible la presencia de fallas locales.

Para resistir a flexo-compresión el acero de refuerzo vertical A_s calculado teóricamente, se incrementa un 40% más que el modelo localizado en zona II (de 402 a 668 cm^2 en planta baja). En desplazamientos la situación es similar, del 4° al 11° nivel las distorsiones son un poco mayores a las permisibles, estrictamente considerando el aporte de rigideces de castillos las distorsiones serian adecuadas, sin embargo, estos resultados también son indicativos de que se requiere mayor densidad de muros o mayor v_m^* .

6.1.4.1. Implicaciones de construir en zona II ó III

En los modelos con piezas de barro M1 a M3 y M7 a M9 la diferencia predominante es el coeficiente sísmico. Para el modelo M7 el periodo natural de vibración reduce el cociente a/g siendo similar al de la zona II, para el modelo M8 la situación es similar, sin embargo, para el modelo M9 el periodo se encuentra dentro de la meseta del espectro lo que produce un cortante sísmico mayor al de la zona II (figura 6.77)

Para obtener la resistencia adecuada es indispensable incrementar las cantidades de acero de refuerzo. En la figura 6.75 se muestra el incremento de A_s por muro, mientras que en la figura 6.76 se muestra el incremento de muros que requieren de acero de refuerzo horizontal. Se recomienda incrementar el espesor de muros ó utilizar piezas con mayor resistencia para los modelos M8 y M9 donde la resistencia de entrepiso V_{mR} se encuentra al límite.

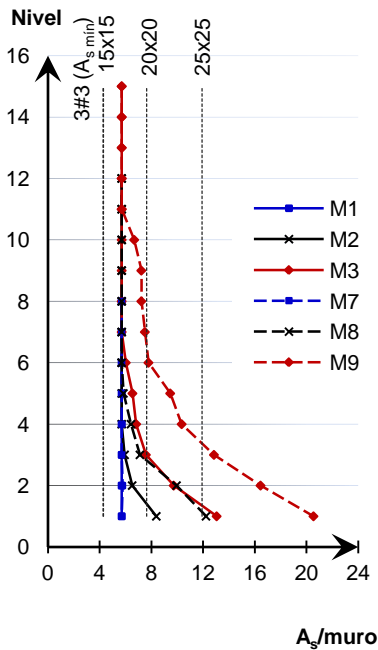


Figura 6.75 A_s requerida y A_s mínima en función del tamaño de castillos (NTC-M)

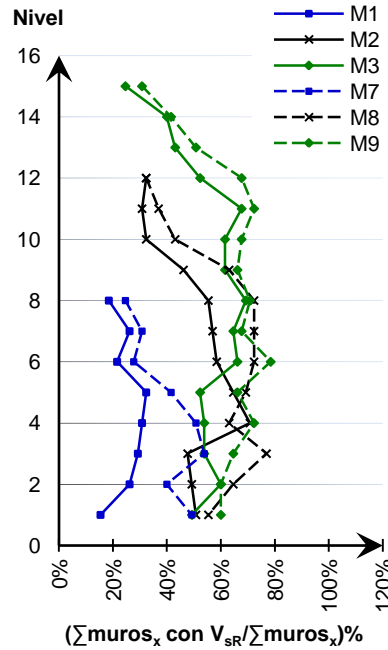


Figura 6.76 Porcentaje de muros con refuerzo horizontal (%)

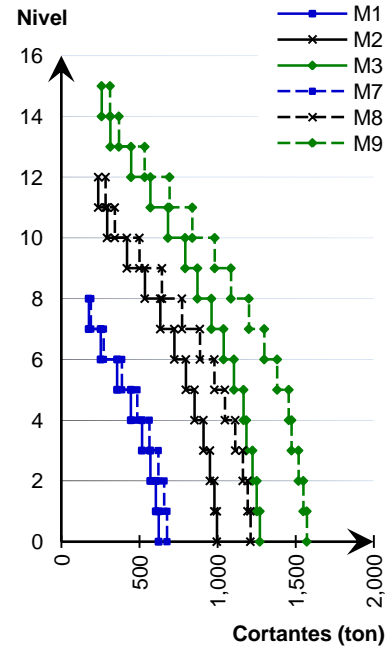


Figura 6.77 Cortantes modales en zona II y III

6.1.5. Modelos M10, M11 y M12

Modelo M10-IIIa-C-8N

Similar al modelo M4 su comportamiento es adecuado, el coeficiente sísmico utilizado se reduce de acuerdo al periodo de la estructura en este caso corresponde $a/g=0.33$ por lo que prácticamente el diseño es igual al del modelo de zona II (M4).

Modelo M11-IIIa-C-12N

Similar al modelo M5 su resistencia es adecuada, prácticamente con la misma estructura del M5 resiste las acciones del espectro en Zona IIIa. Existe un ligero incremento en desplazamientos.

Modelo M12-IIIa-C-15N

Existe una gran cantidad de muros cuya resistencia es inadecuada (muros en tensión para la combinación mas crítica de diseño), se recurrió a incrementar el espesor de piezas de mampostería en 5 cm más que el modelo M6 (25, 20 y 15 cm). Las fuerzas laterales son mayores no solo por el

espectro de diseño, sino también por el peso de los muros. En general con estas modificaciones se logra una adecuada resistencia.

6.1.6. Modelos M13, M14 y M15 (piezas propuestas)

Una vez revisados los primeros 12 modelos e identificando sus características de resistencia y comportamiento, se propusieron las piezas de mampostería (piezas especiales) de la tabla 6.33. A continuación se muestran los resultados obtenidos y se compara contra los primeros modelos.

Los criterios para seleccionar las características mecánicas de las piezas “adecuadas para edificios altos de mampostería” se describen a continuación:

Tamaño de piezas (espesor): Utilizar espesores de mampostería mayores representa menores esfuerzos internos en los muros de mampostería, incrementa el modulo de elasticidad (rigidez) y proporciona mayor ductilidad evitando la falla súbita por corte. Genera perdida de área útil en planta y el área de refuerzo vertical mínima reglamentaría se incrementa.

Resistencia: Utilizar piezas de alta resistencia $v_m^* > 6 \text{ kg/cm}^2$ requiere de detallado especial en zonas de confinamiento (NTC-M). Al utilizar menor espesor de muros los esfuerzos internos son elevados (falla frágil menos prolongada). El refuerzo vertical requerido es mayor a que si se utilizan piezas más robustas, sin embargo, las cuantías mínimas rigen el diseño. En resistencia a corte es equivalente utilizar piezas de menor resistencia y mayor espesor que utilizar piezas de alta resistencia y menor espesor. El mortero a utilizar necesita ser de mayor resistencia f_j^* para evitar problemas de inestabilidad y resistencia. Las NTC-M recomiendan utilizar $v_m^* \leq 6 \text{ kg/cm}^2$.

Modulo de elasticidad: En general este tipo de estructuras son muy rígidas. Para el caso de utilizar muros con piezas de alta resistencia, la rigidez se suple mediante un mayor f_m^* .

Peso volumétrico: Si las piezas consideran un peso volumétrico bajo son de mayor eficiencia (reducen las masas y simultáneamente las fuerzas laterales). Generalmente las piezas de alta resistencia tienen un mayor peso volumétrico.

Las características mecánicas de las piezas de mampostería propuestas requieren mayores espesores en comparación con piezas de alta resistencia, sin embargo no significa que sean la mejor alternativa, la elección deberá ser de acuerdo a cada estructura en particular. Se pretende definir que con $v_m^* = 6 \text{ kg/cm}^2$ es suficiente para diseñar edificios para vivienda de hasta 15 niveles.

Modelo M13-II-E-8N

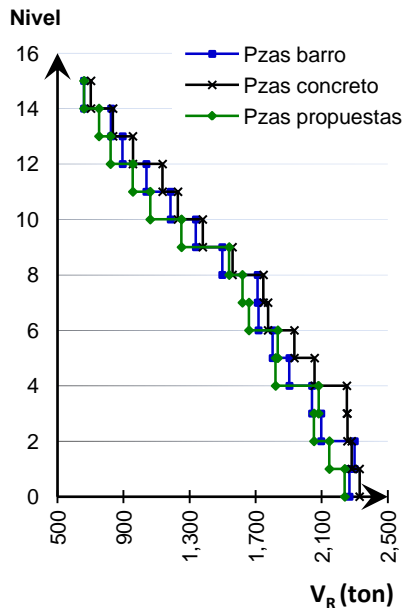
Este modelo no requiere refuerzo horizontal, la mampostería resiste adecuadamente similar al modelo M4 (figura 6.59). En general presenta buen comportamiento.

Modelo M14-II-E-12N

Utilizando las piezas de mampostería propuesta se compara entre los primeros modelos de 12 niveles ubicados en zona II con piezas de barro y concreto. En resistencia no presenta problemas, los desplazamientos son similares al modelo M5, el área de acero de refuerzo requerido para flexión y cortante disminuye.

El M5 aún teniendo piezas de alta resistencia requiere de mayor cuantía de acero horizontal, este puede ser un parámetro poco claro, sin embargo, es resultado de utilizar muros esbeltos de mayor peso. Si la mampostería además de ser de muy buena resistencia utiliza espesores correctos, las cantidades de acero tanto en flexión como en cortante disminuyen.

Modelo M15-II-E-15N



La sumatoria de resistencias mostrada en la figura 6.78 indica la resistencia entre los tres modelos desplantados en zona II con piezas de mampostería diferentes (barro, concreto, y propuesta) como se puede ver la resistencia entre los modelos de concreto y propuestas es muy similar, sin olvidar que la mampostería de concreto fue diseñada con piezas de 9 kg/cm^2 de v_m^* , y la mampostería propuesta con piezas de $v_m^*=6 \text{ kg/cm}^2$. Cuando la resistencia con mampostería de barro es mayor a la de mampostería propuesta es debido a que las primeras incluyen mayores cantidades de refuerzo horizontal.

Figura 6.78 Comparativa de cortantes resistentes de entresijos para modelos desplantados en zona II (M3, M6 y M15)

Así podría resumirse que para lograr la demanda de resistencia a cortante se requiere de mayor resistencia v_m^* , mayores cantidades de refuerzo horizontal ó espesor, sin olvidar las implicaciones que con esto resultan, como son: los desplazamientos máximos, distorsiones, pesos y densidad de muros.

El requerimiento de refuerzo horizontal es el siguiente: a menor resistencia v_m^* utilizada los requerimientos de A_{sh} son mayores, si los muros son muy esbeltos aún con v_m^* mucho mayor las cantidades de refuerzo vuelven a ser importantes.

6.1.7. Modelos M16, M17 y M18

Modelo M16-IIIa-E-8N

La resistencia de la mampostería es adecuada, no se requiere de refuerzo horizontal. Se requiere de cuantías mínimas para tener resistencias adecuadas por flexión. Los desplazamientos son menores al del modelo M9.

Modelo M17-IIIa-E-12N

Cumple con los requisitos de resistencia, desplazamientos y distorsiones. En general el diseño es similar a los modelos con piezas de barro y concreto. Es necesario el acero de refuerzo horizontal.

Modelo M18-IIIa-E-15N

Cumple con los requisitos de resistencia, desplazamientos y distorsiones. En general el espesor y propiedades de la mampostería son adecuados.

6.1.8. Modelos M19, M20 y M21 (planta arquitectónica modificada)

El último parámetro a revisar corresponde a relación de aspecto en planta y elevación, por lo que el modelo original se modifica a 4 departamentos por nivel.

Modelo M19-II-E-8N

El área en planta, la cantidad de muros, las masas de entrepiso y cortantes sísmicos son la mitad del modelo completo. Los periodos se mantienen similares, sin embargo, al diseñar cada uno de los muros se observa mayor cantidad de cargas P de tensión ($V_{mR}=0$). Puede deducirse que la relación entre la altura y ancho en planta es un factor que afecta localmente los resultados del diseño, no así la resistencia a nivel entrepiso.

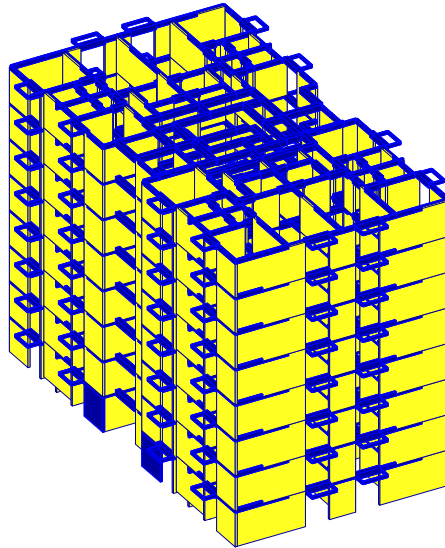


Figura 6.79 Modelo tridimensional

Modelo M20-II-E-12N

La resistencia a cortante de entrepiso mantiene un comportamiento similar al de la planta completa, la relación altura espesor no ocasiona cambios en la resistencia a nivel entrepiso. Las cargas sísmicas ($CM+CVa$) no presentan mayor diferencia. Se continúa con el criterio de no utilizar el refuerzo horizontal en muros en tensión para obtener la resistencia a nivel de entrepiso.

Modelo M21-II-E-15N

Ver comparativa con el modelo M24

6.1.9. Modelos M22, M23 y M24 (planta arquitectónica modificada)

Modelo M22-IIIa-E-8N

Similar al modelo M19

Modelo M23-IIIa-E-12N

Similar al modelo M20

Modelo M24-II-E-15N

La resistencia a cortante es muy similar al del modelo M21 (figura 6.80), no así para la resistencia a flexocompresión donde las cantidades de refuerzo son excesivas (figura 6.85). El refuerzo horizontal se necesita en algunos entresijos en más del 80% de los muros de la dirección X (figura 6.83).

Comparativa entre modelos con planta modificada M21 y M24

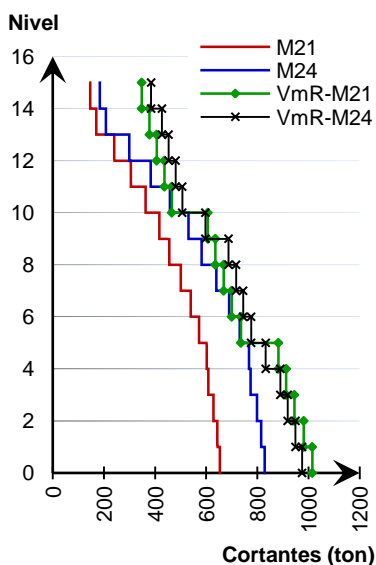


Figura 6.80
Cortantes modales y V_{mR}

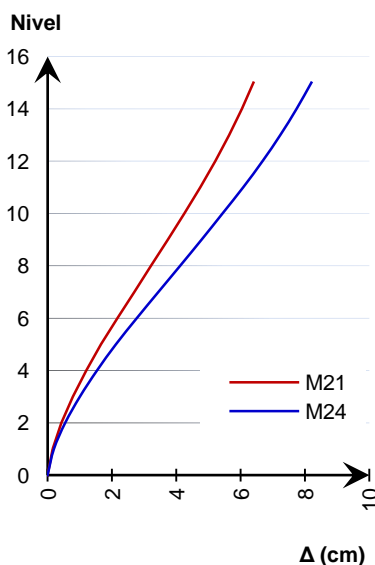


Figura 6.81
Desplazamientos

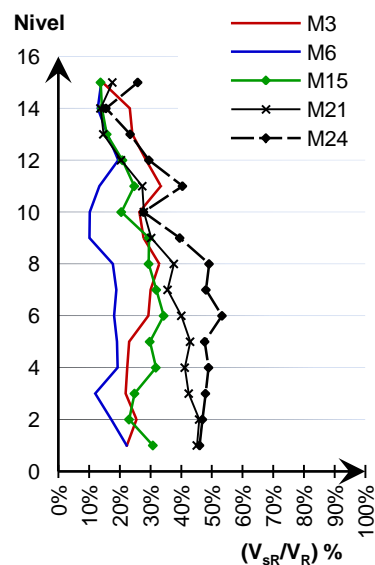


Figura 6.82
Resistencia V_{sR}

En la figura 6.80 se observa el incremento de cortantes modales a consecuencia de la zona geotécnica de desplante, para ambos casos la resistencia a nivel de entresijo V_{mR} se mantiene similar. La razón principal es que la densidad de muros y la resistencia de la mampostería v_m^* son iguales. La mínima diferencia radica en el incremento de las cargas axiales por efecto del sismo.

Situación similar es la que se presenta en los desplazamientos por sismo en la dirección “X” correspondientes con los modelos M21 y M24 de la figura 6.81. En la figura 6.82 se muestra el porcentaje de resistencia que aporta el refuerzo horizontal a la resistencia total de los entresijos, para el modelo M6 se observa una resistencia menor a la de los otros modelos, esto debido como se ha comentado, por utilizar piezas de alta resistencia a cortante. Para los demás casos existe un porcentaje en la resistencia muy similar. La mampostería en todos los casos, representa más del

60% de la resistencia a cortante total para M3, M6 y M15, sin embargo, para la planta modificada (M21 y M24) el refuerzo necesario es mucho mayor.

En la figura 6.83 se observa la necesidad de utilizar refuerzo horizontal entre el 40 y 80% de los muros, este refuerzo es obtenido al diseñar con la combinación de fuerzas más desfavorable. En la figura 6.84 se muestra el porcentaje de resistencia que aporta el refuerzo horizontal a la resistencia total de los entresijos, se compara a su vez con la que tiene el modelo M15 (edificio completo), se observa que la resistencia del refuerzo horizontal es cercana al 50% de la resistencia de entresijo (modelos M21 y M24).

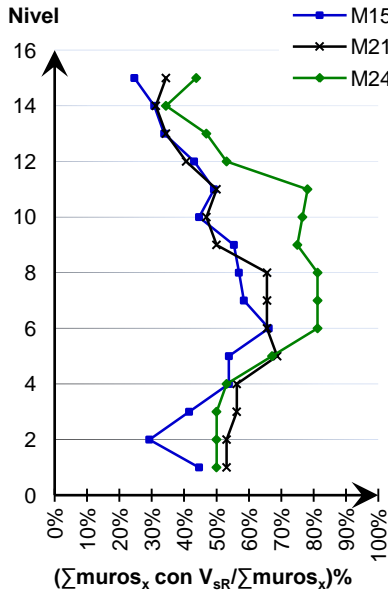


Figura 6.83
Porcentaje de muros con refuerzo horizontal

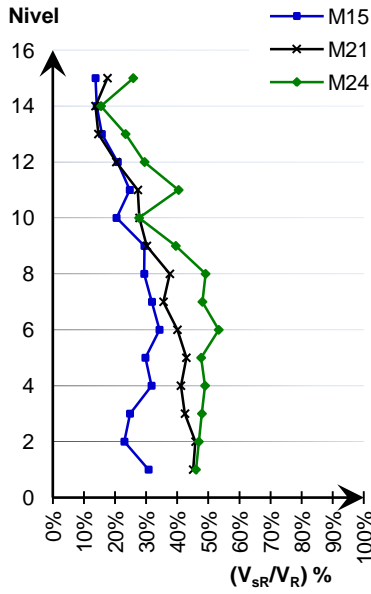


Figura 6.84
Resistencia V_{sR}

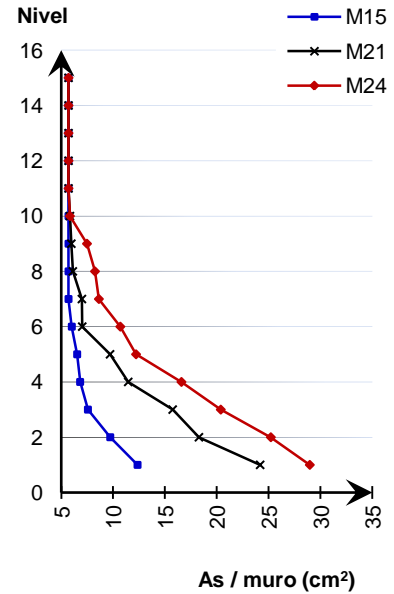


Figura 6.85
Área de acero vertical por muro

6.1.10. Resumen de resultados para los edificios de 15 niveles, con las 4 variables principales.

6.1.10.1. Acero de Refuerzo Horizontal

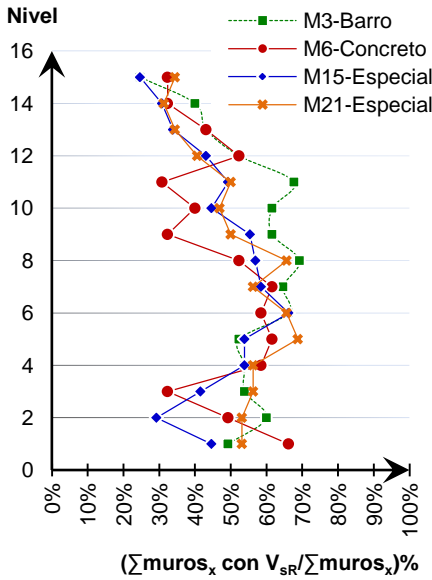


Figura 6.86
Porcentaje de muros con acero de refuerzo horizontal

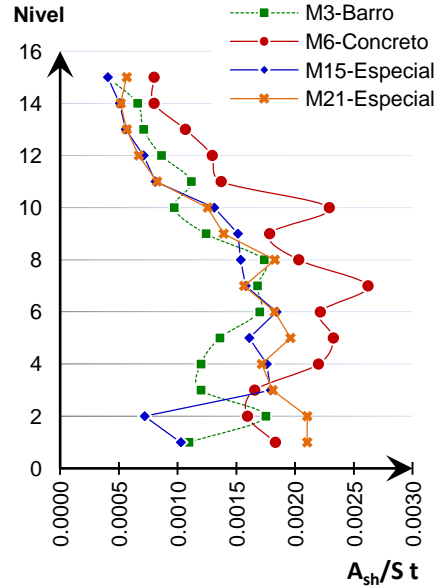


Figura 6.87
Cuantías p_h por muro

En la figura 6.87 se presenta la cuantía media utilizada de acero de refuerzo horizontal, esta cuantía esta en funcion de los requisitos de las NTC-M y no debe ser menor a 0.0005, la cuantía corresponde a cada uno de los muros del entrepiso, para valores menores a 0.0005 significa que no todos los muros fueron reforzados.

6.1.10.2. Acero de Refuerzo Vertical

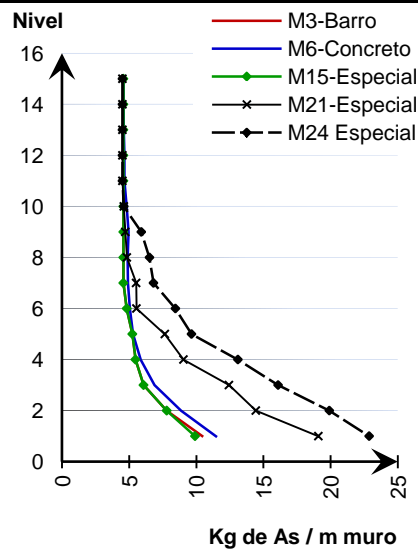
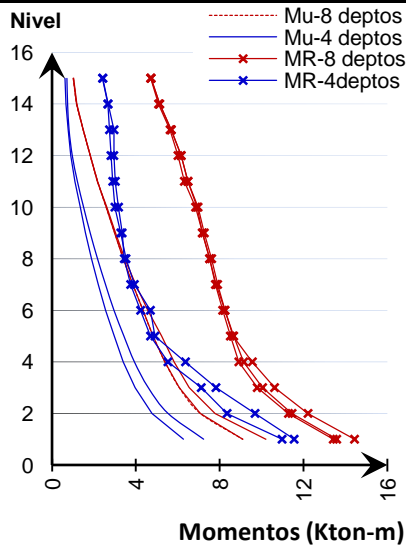


Figura 6.88 Sumatoria de momentos actuantes y resistentes por entrepiso (condición crítica) Figura 6.89 Kg de A_s por metro lineal de muro (teórico)

Como se puede ver en la figura 6.88 la resistencia a flexión producida por los muros de mampostería confinada es del orden de 40% mayor que la sumatoria de momentos actuantes. El acero vertical utilizado corresponde al obtenido al diseñar cada muro y no así de las cuantías mínimas.

En la figura 6.89 se representa el peso del acero por metro lineal de muro, el peso incluye traslapes, anclajes y desperdicio. Únicamente representa el acero vertical.

CAPITULO 7

CONCLUSIONES

7.1. Piezas de mampostería

México carece de mampostería que pueda ser utilizada para la construcción de edificios altos para vivienda (mayores a 20 m de altura). Se requieren piezas especiales con mayor resistencia, mayor tamaño (espesor), mejores procesos de producción y mejores prácticas constructivas, que garanticen el cumplimiento de las especificaciones de proyecto. Estos requisitos no están alejados de la realidad; existe un fuerte desarrollo teórico, experimental y de producción de mampostería que hace factible su cumplimiento.

Los resultados obtenidos corresponden a los alcances que se tendrían al utilizar las NTC del RCDF-2004. Estos resultados son el preámbulo para desarrollar las bases teóricas y experimentales que permitan construir edificios altos de mampostería.

El análisis, diseño y construcción de edificios altos de mampostería se debe orientar a utilizar piezas de mayor tamaño, no así de piezas de mayor resistencia. Sin embargo, al acoplar estas dos características se tendrán grandes beneficios: mayor desempeño, mayores resistencias, rigideces adecuadas, menores cantidades de refuerzo y mejor detallado, mayor estabilidad de los muros, se eliminan los muros de concreto, se reducen costos e incrementa la productividad de la construcción.

De los modelos analizados y diseñados se obtuvieron los espesores de mampostería a utilizar mostrados en la figura 7.90 según la altura de los edificios. Estos espesores se deben considerar en al menos 1/3 de la altura de la edificación. Es posible reducir estos espesores para los niveles consecutivos con al menos un nivel de transición en el que determinado porcentaje de muros reduzcan de espesor (50% para cada dirección). La figura 7.90 solo será aplicable cuando se cumplan con las condiciones de regularidad descritas en las NTC-M, una densidad de muros adecuada y resistencia de las piezas como se describe a continuación:

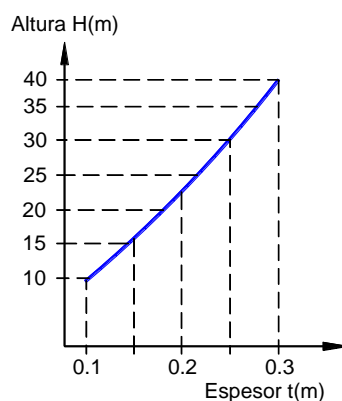


Figura 7.90 Espesores recomendados para piezas de mampostería en función de la altura de la estructura.

La resistencia de la mampostería a compresión diagonal, v_m^* para edificios entre 20 y 30 m de altura desplantados en zona I II y III, deberá ser $\geq 5 \text{ kg/cm}^2$. Mientras que la resistencia a compresión f_m^* deberá ser por lo menos 10 veces mayor. Para edificios mayores a 30 m la

resistencia v_m^* , deberá ser $\geq 6 \text{ kg/cm}^2$ y de $f_m^* \geq 70 \text{ kg/cm}^2$. Si se requiere de mayor resistencia a compresión simple esta debe ser incrementada con mayor espesor de muros y no de un f_m^* alto.

Las piezas de mampostería propuestas en los modelos de estudio (tabla 6.1) contienen valores indicativos de v_m^* , f_m^* , E_m y G_m mínimos para utilizar adecuadamente en futuras piezas de mampostería para edificios altos de vivienda.

Las piezas de mampostería de 25 cm de espesor con $v_m^*=5 \text{ kg/cm}^2$ utilizadas en el modelo de 15 niveles desplantado en zona III se encuentra en condiciones límite en cuanto a resistencia a cortante. En términos globales esta mampostería no se puede considerar factible de utilizar en estas condiciones a menos que se incremente la resistencia v_m^* o el espesor de los muros sea mayor.

Cuando se utilicen piezas con alta resistencia a compresión diagonal como los modelos de piezas de concreto multiperforadas cuyo $v_m^*=9 \text{ kg/cm}^2$, los espesores de las piezas a utilizar podrán reducirse en un 20% a las mostradas en la figura 7.90. Al utilizar piezas con alta resistencia y poco espesor se desarrollan esfuerzos internos muy grandes en las piezas de mampostería que tienden a desarrollar falla frágil de forma súbita.

La tabla 7.34 muestra las características consideradas para proponer las piezas de mampostería utilizadas en los modelos. Se compara entre resistencia y espesor. Las piezas de mampostería con $v_m^*=6 \text{ kg/cm}^2$ y espesor de 25 cm resultaron adecuadas para todos los modelos de 15 niveles (se consideró una altura de entrepiso =2.60 m).

Tabla 7.34 Consideraciones utilizadas para las piezas propuestas

Modelos	Resistencia normal		Alta resistencia	
	$v_m^* = 6 \text{ kg/cm}^2$		$v_m^* = 9 \text{ kg/cm}^2$	
	Zona II	Zona III	Zona II	Zona III
8N	$t= 15$	$t= 15$	$t= 12$	$t= 12$
12N	$t= 20$	$t= 20$	$t= 15$	$t= 20$
15N	$t= 25$	$t= 25$	$t= 20$	$t= 25$
Area útil	<		>	
Esfuerzos	<		>	
Ductilidad	>		<	
A_s mínima	>		<	
A_{sh}	>		<	
Mortero	Resistencia normal		Mayor resistencia	
Detallado	Común		Especial	
f_m^* (bajo)	se suple con espesor			
f_m^* (alto)			Resistencia adecuada	
E_m (bajo)	se suple con espesor			
E_m (alto)			Rigidez adecuada	
Periodos	menores a 0.9 s		Menores a 0.9 s	
Peso volumétrico	Material menos denso		Material más denso	
	las masas o pesos de muros son similares			

Se determinó que utilizar piezas de alta resistencia es equivalente a utilizar piezas de mayor espesor con resistencias convencionales (tabla 7.35). Esto representa que para muros robustos la densidad

se incrementa (tabla 7.36), sin embargo, los esfuerzos internos son menores, mejorando el comportamiento dúctil.

El acero de refuerzo vertical que en su momento fue considerado la diferencia más importante para elegir entre piezas de mampostería de mayor resistencia o de mayor espesor parece ser irrelevante (tabla 7.36). El A_s calculado es mayor para mampostería de concreto, sin embargo, al utilizar cuantías mínimas en muros más robustos (barro) la cantidad de refuerzo se incrementa considerablemente (de 6566 a 8011 cm^2). Entonces la cantidad de refuerzo vertical es mayor para muros robustos. Queda a criterio del diseñador definir qué tipo de solución estructural es más conveniente si no se puede cumplir con mayor resistencia y mayor espesor simultáneamente.

Tabla 7.35 Resistencia a cortante

Niveles	Tipo de pieza	v_m^*	f_m^*	E_m	Q	c	CM+CV _a (ton)	Cortante Basal	
								Kg/cm^2	V_o (ton)
15N	Barro	5	60	36000	2	0.32	10151	1334	2268
15N	Concreto	9	70	42000	2	0.32	10427	1362	2622

Tabla 7.36 Refuerzo vertical y horizontal

Densidad muros (promedio %)	Espesor t (cm)	Refuerzo promedio			
		Cuantía horizontal ρ_{sh}	Cuantía vertical $\rho_{As} \times \text{Castillo}$	A_s calculado (cm^2)	A_s con ρ_{min} NTC (cm^2)
4.46%	25, 20,15	0.0012	0.0107	6566	8011
3.37%	20, 15,10	0.0017	0.0179	6972	6972

Es importante utilizar sistemas de piso preferentemente prefabricados (losas de vigueta y bovedilla) y mampostería de baja densidad (γ_m) que permitan reducir las masas o pesos que pudieran incrementar notablemente las fuerzas sísmicas. El peso total de muros representa entre un 35 y 50% de la masa total utilizada para el análisis sísmico, mientras que la carga viva accidental oscila entre 10 y 20 %, el peso propio y sobrecarga de los demás elementos está entre 40 y 50%.

La falla predominante en este tipo de estructuras sigue siendo de cortante. La resistencia que tienen los muros a flexión en comparación con la de cortante es mucho mayor.

En general la dimensión de castillos que solicita las NTC-M de espesor y ancho \geq espesor t es adecuada para la colocación del refuerzo. Para muros con $v_m^* \geq 6 \text{ kg/cm}^2$ se debe suministrar refuerzo transversal en los castillos como se especifica en la sección 5.1.1 de las NTC-M, correspondiente a un mejor confinamiento con estribos en los extremos.

7.2. Morteros

Los morteros deben ser correlacionados en base al tipo de pieza y de sus características físicas y mecánicas. Se deberá emplear mortero tipo I especificado en las NTC-M sin que en algún momento la resistencia a compresión simple de las piezas sea mayor a la resistencia del mortero. Podrán utilizarse morteros con mayor resistencia, sin embargo, no existe una razón que merezca contemplar esta alternativa, a menos que incremente notablemente la resistencia de muretes en los ensayos de laboratorio.

Para piezas de mampostería con gran tasa inicial de absorción deberán utilizarse morteros de alto contenido de *cal* para evitar la deshidratación del mortero y alcanzar un fraguado correcto. Por el contrario, para ladrillos de poca absorción es más conveniente el uso de mortero con mayor contenido de cemento.

El efecto en la resistencia a compresión simple que produce el espesor de las juntas en piezas grandes de mampostería (alturas mayores a 20 cm) no es trascendente (edificios altos de mampostería), se destaca que el espesor de junta de un centímetro utilizado comúnmente en la práctica constructiva parece ser el idóneo.

7.3. Acero de refuerzo horizontal

El uso de acero de refuerzo horizontal es importante e indispensable y su utilización debe ser evaluada a favor de evitar la falla frágil y permitir el comportamiento dúctil. En muros de espesores mayores a 20 cm deberá recurrirse a mayores diámetros de refuerzo para cumplir con las cuantías mínimas.

En la mayoría de los modelos estudiados se observa que el porcentaje de resistencia total de entrepiso que aporta el refuerzo horizontal es menor al 40%, lo que representa sin duda un aporte importante a nivel general y más aún al diseñar cada uno de los muros. El uso correcto del refuerzo horizontal incrementa la resistencia a corte, mejorara el comportamiento y suscita la falla a flexión.

7.4. Acero de refuerzo vertical

Se considera un parámetro cualitativo y cuantitativo del comportamiento de los modelos de estudio. Según las cantidades de refuerzo obtenidas del diseño, se puede determinar el nivel de fuerzas axiales y la factibilidad de la estructura. Para cuantías de refuerzo a nivel de entrepiso mayores a las cuantías mínimas de las NTC-M será necesario modificar el proyecto arquitectónico.

Las cuantías A_s fueron calculadas con las ecuaciones de resistencia a flexocompresión (NTC-M-2004) e indican la necesidad de mayor refuerzo en muros esbeltos (mayores esfuerzos). Sin embargo al utilizar cuantías mínimas dicha apreciación parece ser más desfavorable en muros robustos que en muros esbeltos.

7.5. Configuración estructural

Proyectar y construir adecuadamente edificios altos puede significar el aprovechamiento del potencial de resistencia y la capacidad de deformación con que cuenta la mampostería. Los elementos estructurales resistentes (densidad de muros y su ubicación en planta) deben evitar fuerzas torsionales, contribuir a la resistencia y permitir disipación de energía.

El comportamiento de edificios altos depende en gran medida de su configuración estructural. Las configuraciones arquitectónicas deben ser simples, evitar cambios en planta como en elevación y cumplir con las condiciones de regularidad descritas en las NTC-S-2004.

La densidad de muros es un parámetro útil de ayuda para el diseño preliminar; dependiente de la resistencia a tensión diagonal v_m^* , área de la planta, área de muros, condiciones sísmicas, altura del edificio y las cargas axiales de diseño, por lo que prediseñar con una densidad requerida sin conocer las propiedades de la mampostería y las condiciones de carga, es desacertado. La densidad demandada debe ser específica para cada construcción. En general la densidad para los 24 modelos

de análisis se encuentra entre 3 y 6 % disminuyendo para los niveles superiores donde las sollicitaciones sísmicas son menores.

7.6. Análisis sísmico

Se requiere de un modelo en tres dimensiones que considere las condiciones inelásticas de los edificios de mampostería bajo condiciones de carga sísmica. Que permita definir el comportamiento de los materiales y sus propiedades mecánicas según la altura de la edificación, así como la interacción entre flexión y cortante (método de la columna ancha o de elementos finitos modificados).

Se debe tener especial cuidado en las fuerzas laterales de muros que actúan fuera de su plano principalmente en los niveles superiores donde las aceleraciones son importantes. Se requiere un estudio sobre las aceleraciones en los niveles superiores para poder corregir el análisis y el diseño de muros de mampostería.

Es indispensable utilizar los valores de E_m , G_m , y γ_m en la modelación. El diseño debe estar en función de las características de carga y resistencia así como condiciones geométricas de los muros de mampostería (no es lo mismo diseñar un muro extremo que uno interior ó uno con aberturas o sin refuerzo).

Los efectos de torsión accidental en los modelos de estudio representan un incremento del 20% en los elementos mecánicos actuantes. Este efecto es más desfavorable en muros más alejados al centro de rigideces de la estructura.

7.7. Diseño

Es importante para el diseñador contar con herramientas que le faciliten la obtención de las combinaciones de carga más desfavorables para diseño de cada muro estructural. Herramientas que le permitan manipular datos y resultados de forma clara y sencilla evitando errores de captura. Elegir y diseñar con los elementos mecánicos correctos es básico en todo proceso de diseño.

Se debe cuidar que la resistencia de entrepiso se presente de manera proporcional en toda la altura, evitando cambios bruscos en resistencias y rigideces. Al diseñar cada muro bajo la combinación de carga más desfavorable se debe precisar en colocar refuerzo horizontal en muros en tensión, para evitar la aparición de problemas locales o concentraciones de esfuerzos.

El cálculo de la resistencia de entrepiso para los modelos de estudio se realizó mediante un análisis estático utilizando el 100% de las fuerzas sísmicas en cada una de las direcciones de análisis, y la carga muerta y carga viva accidental respectivamente. De donde se obtuvo la carga P para revisar la resistencia del entrepiso.

Para las zona geotécnica III_b existe una reducción importante del coeficiente sísmico del espectro de diseño para edificios cuyo período natural de vibración es menos a 0.8 s. Lo que representa menores sollicitaciones sísmicas similares al de la zona III_a .

7.8. Recomendaciones

1. Para fines de análisis se considera apropiado utilizar un análisis dinámico en comparación de un estático. El método simplificado queda descartado y solo podrá ser utilizado para prediseño.
2. Para diseño de muros confinados se deben utilizar piezas macizas o multiperforadas con refuerzo horizontal y castillos exteriores, que permitan utilizar $Q=2.0$ en lugar de 1.5 para otros casos.
3. El uso de refuerzo horizontal debe ser proporcionado por cuantías mínimas en todos los muros y entresijos que así lo requieran.
4. Se debe garantizar el uso de mortero de buena resistencia y calidad compatible con el tipo de pieza de mampostería.
5. El cambio de espesor de piezas deberá realizarse gradualmente en al menos un entresijo determinado con el diseño, se considera adecuado utilizar en el nivel de transición el 50% de los muros con el espesor del piso inferior y el otro 50% con el espesor del piso superior.
6. Utilizar piezas de mayor resistencia y tamaño
7. El proyecto arquitectónico de edificios altos de mampostería deben cumplir las condiciones de regularidad descritas en las NTC.
8. Utilizar plantas arquitectónicas simétricas de 8 departamentos por nivel, que permitan mayor área en planta.

BIBLIOGRAFÍA

1052-1, BS EN. 1999. "Methods of test for masonry. Determination of compressive strength". s.l. : Norma Europea.

5/TMS-402, ACI 530/ASCE. 1999. "Building Code Requirements for Masonry Structures, Committee, Masonry Standards Joint". s.l. : American Concrete Institute, American Society of Civil Engineers, and The Masonry Society.

ACI-318. 2008. "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-08)". s.l. : ACI Committee 318.

ACI-530. 2005. "Building Code Requirements for Masonry Structures ACI 530-05/ASCE 5-05/TMS 402-05". s.l. : Masonry Standards Joint Committee (MSJC) American Concrete Institute.

ACI-530-1. 2002. "Commentary on Specification for Masonry Structures (ACI 530.1-02/ASCE 6-02/TMS 602-02)". s.l. : Reported by the Masonry Standards Joint Committee (MSJC).

ACI-530R. 2005. "Commentary on Building Code Requirements for Masonry Structures". s.l. : Reported by the Masonry Standards Joint Committee (MSJC).

Aguilar, G. 1997. "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales". [ed.] UNAM Facultad de Ingeniería. México D.F. : Tesis profesional, 1997. pág. 181.

Alcocer, S.M., y otros. 1994. "Comportamiento ante cargas laterales de sistemas de muros de mampostería confinada con distintos tipos de refuerzo horizontal". México D.F. : Centro Nacional de Prevención de Desastres.

Alcocer, Sergio M, y otros. 2005. "Cambios más importantes en las NTC-M del Distrito Federal". Veracruz : 4° Simposio Nacional de Ingeniería Estructural en la Vivienda Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, SMIE.

Alcocer, Sergio M., Zepeda, José Antonio y Ziga, Mauricio Ojeda. 1997. "Estudio de la factibilidad técnica del uso de tabique vintex y multex para vivienda económica". México : s.n., 1997.

Alcocer, Sergio Manuel y Zepeda, J A. 1999. "Behavior of Multi-Perforated Clay Brick Walls under Earthquake-Type Loading". Austin Texas.

Alcocer, Sergio Manuel, y otros. 1996. "Retrofitting of Confined Masonry Walls with Welded Wire Mesh". Acapulco Gro. págs. 59-79.

Amrhein, James E. 1992. "Reinforced Masonry Engineering Handbook, 5th ed". Los Angeles : Masonry Institute of America.

Ángeles, Pablo Iván. 2010. "Diseño por Torsión Sísmica de Estructuras de Mampostería". México : Tesis de licenciatura.

ANIVIP. 2008. "Manual de Diseño Estructural de Sistemas de Piso a Base de Vigueta Pretensada y Bovedilla". México : Asociación Nacional de Industriales de Vigueta Pretensada.

Arnold, C y Reitherman, R. 1982. "Building configuration and seismic design". EUA : John Wiley Sons Inc.

Bazán, E y Meli, R. 1998. "Diseño sísmico de edificios". México D.F. : Limusa-Noriega.

Bazán, E y Meli, Roberto. 1998. "Diseño sísmico de edificios". México, D.F : Limusa-Noriega.

Beall, Christine y Jaffe, Rochelle. 2003. "Concrete and Masonry Databook". United States of America : McGraw-Hill.

C.V, IBM S.A. de. 2011. "Bloques Multiperforados". s.l. : Industrial Bloquera Mexicana.

Cacho, Alfonso. 2007. "La arquitectura en la Vivienda y la Configuración Sísmica". Querétaro : Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural SMIE. págs. 26.

CENAPRED. 1994. "Seguridad Sísmica de la Vivienda Económica". México D.F. : Cuadernos de Investigación No. 17, Centro Nacional de Prevención de Desastres.

CFE. 2008. "Manual de diseño de obras civiles". México : Comisión Federal de Electricidad, 2008.

CONAVI. 2007. "Código de Edificación de Vivienda CEV". México.

CONAVI. 2010. "Guía para la Redensificación Habitacional en la Ciudad Interior". México.

Corona, G. 2007. "ANEMgcW". México : Programa para el análisis y revisión de edificios de mampostería.

Corona, Gerardo A. 2007. "Diseño de estructuras de mampostería utilizando programas de computo". Querétaro : Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. págs. 10.

Crosbie, J. Michael. 2003. "Multy-Family Housing, The Art of Sharing". Australia : The images Publishing Group.

Diario Oficial de la Federación. 2007. "Hacia un Desarrollo Habitacional Sustentable". México.

Escobar, J A, Gómez, R y Mendoza, J A. 2004. "Diseño simplificado por torsión sísmica estática". México : Revista de Ingeniería Sísmica 70, 77-107.

Escobar, J A, Mendoza, J A y Gómez, R. 2004a. "Evaluación de criterios de diseño por torsión sísmica estática para edificios de varios pisos". México : Revista de Ingeniería Sísmica 71. págs 63-89.

Flores, Francisco y Pérez, J Alvaro. 2003. "Experiencias en el diseño y construcción de estructuras de mampostería a base de bloque huecos de concreto". México. págs. 15.

Fundación Cidoc y SHF. 2010. "Estado Actual de la Vivienda en México". México : Sestante, S.A. de C.V.

- Fundación ICA, A.C. 1999.** "Edificaciones de mampostería para vivienda". México, D.F.
- Gavin, D Wight. 2006.** "Seismic Performance of a Post-tensioned Concrete Masonry Wall System". Nueva Zelanda : Tesis Doctoral.
- Gómez, Salvador Ismael. 2007.** "Análisis Sísmico Moderno, Ética aplicada". México : Trillas.
- Group, The aberdeen. 1994.** "Mortero: Como Especificar y Utilizar Mortero para Mamposteria". s.l. : Hanley-Wood, LLC. págs. 63.
- Hendry, A W, Sinha, B P y Davies, otros. 2004a.** "Desing Masonry Structures,Third edition of Load Bearing Brickwork Design". Department of Civil Engineering, University of Edinburgh, UK : Taylor & Francis.
- Hendry, A W, Sinha, B P y Davies, S R. 2004.** "Design of Masonry structures". London : Chapman & Hall.
- Ingham, Jason y Voon, Kok Choon. 2004.** "Design of Reinforced Concrete Masonry Structures NZS 4230:2004.". Nueva Zelanda : New Zealand Concrete Masonry Association.
- Instituto Ingeniería de la UNAM. 1991.** "Comentarios y Ejemplos a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo DDF". México : Series del Instituto de Ingeniería.
- Ismael, Gomez Chaves Salvador. 2007.** "Análisis Sísmico Moderno". México : Trillas.
- Jean, Raúl. 2009.** "Entrepisos blandos y efectos de tempratura en estructuras de Mampostería". Guanajuato, Gto. : Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 2009. págs. 101.
- Jean, Raúl y Cesín, Javier. 2005.** "Recomendaciones para el diseño y construcción de estructuras de Mampostería". Veracruz : Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. págs. 20.
- Jean, Raúl_. 2007.** "La problematica estructural de la vivienda a base de Mampostería". Querétaro : Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. págs. 57.
- López, Alfredo. 2008.** "Estructuras de mampostería interiormente reforzada, modelo de análisis modal espectral por el método de la columna ancha considerando interacción suelo estructura". México D.F. : Tesis de Licenciatura, Instituto Politécnico Nacional.
- López, Bátiz. 2005.** "Desempeño de estructuras de edificación con elementos precolados en el sistema de piso". Veracruz : Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural SMIE. págs. 36.
- Meli, Roberto. 1979.** "Comportamiento sísmico de muros de mampostería 2ª edición". México D.F. : Informe No. 352, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- . 1979. "Comportamiento sísmico de muros de mampostería informe 352 2a. Edición". México : Instituto de Ingeniería , UNAM.
- . 1994. "Mampostería estructural, La práctica, la investigación y el comportamiento observado en México". Mexico D.F. : Cuaderno de Investigación No. 17, Centro Nacional de Prevención de Desastres.

Meli, Roberto y Reyes, G A. 1971. "Propiedades mecánicas de la mampostería". México D.F. : Ingeniería, Vol. 41, No. 3.

NMX-160. "Elaboración y curado en obra de especímenes de concreto". México.

NMX-C-083-ONNCCE. "Determinación de la Resistencia a la compresión del concreto en especímenes cilíndricos". México : Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación.

NMX-C-406-ONNCCE. 1997. "Sistemas de vigueta y bovedilla y componentes prefabricados similares para losas especificaciones y métodos de prueba". s.l. : Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación S.C.

Norma Oficial Mexicana NOM-053-SCFI. 2000. "Elevadores eléctricos de tracción para pasajeros". México.

Novaceramic. 2011. "Manual Técnico Código: MTC-01". México : Novaceramic S.A. de C.V.

NTC-M. 2004. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de mampostería". México : Gaceta Oficial del Distrito Federal.

NTC-PA. 2004. "Normas Técnicas Complementarias para el Proyecto Arquitectónico". México : Gaceta Oficial del Distrito Federal.

NTC-S. 2004. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo". México : Gaceta Oficial del Distrito Federal.

Pank, Will, Girardet, Herbert y Greg, Cox. 2002. "Tall Buildings and Sustainability". London : Faber Maunsell.

Paulay, T. y Priestley, M. J. N. 1992. "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings". New York,Chichester,Brisbane,Toronto : John Wiley & Sons, Inc.

Pérez, J Álvaro, Flores, Francisco y Cruz, Roberto. 2004. "Muros de mampostería con bloques multiperforados de concreto". Acapulco, Gro : Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. págs. 10.

Pérez-Gavilán, Juan José. 2011. "Capítulo 5 Análisis Lineal". México D.F.

Pfeifer, Gunter, Ramcke, Rolf y Otros. 2001. "Masonry Construction Manual". Alemania : Birkhauser - Publishers for Architecture.

PREMEX. 2011. "Documento Técnico de Vigueta Pretensada P-11". México : Presforzados Mexicanos de Tizayuca, S.A. de C.V.

RCDF. 2004. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". México : Gaceta Oficial de Distrito Federal.

Rosenblueth, E y Meli, R. 1986. "The 1985 earthquake: causes and effects in Mexico City". México : Concrete International: Design and Construction, ACI 8 (5), pag 23-34.

Rosenblueth, Emilio, Elourduy, Jorge y Mendoza, Enrique. 1969. "Cortantes y Momentos de Volteo Sísmicos en Edificios de Cortante". México D.F. : Seris 90 No. 166 Instituto de Ingeniería UNAM.

San Bartolomé, Ángel. 2005. "Comentarios a la Norma Técnica de Edificación E0.70 Albañilería Peru". Peru : Pontificia Universidad Católica del Perú.

Schwaighofer, J y Microys, H F. 1969. "Analysis of Shear Walls Using Standard Computer Programs". s.l. : ACI Journal.

SMIE. 2008. "Guía para el Análisis de Estructuras de Mampostería". México D.F. : Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Comité de Mampostería.

StaadPro. 2007. "Programa de análisis y diseño estructural". Yorba Linda, USA : A Bentley Solution Center.

Taveras, M A. 2008. "Recomendaciones para el modelado de estructuras de mampostería confinada ante carga lateral". México D.F. : Posgrado de Ingeniería de la UNAM.

Tena, A y Miranda, E. 2003. "Comportamiento Mecánico de la Mampostería". Edificaciones de Mampostería para Vivienda. México : Fundación ICA, A.C.

Terán, Amador y Zúñiga, Oscar. 2007. "Evaluación estructural basada en desplazamientos para edificaciones de mampostería confinada". Querétaro : Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 2007. págs. 31.

Tomazevic, Miha. 2008. "Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry". Slovenia.

Walker, Dan y Gutschick, Ken. 1994. "Porque utilizar mortero de cal y cemento (Recopilación de artículos)". Illinois, USA.

Walter, L Dickey y Schneider, Robert R. 1992. "Reinforced Masonry Design 2nd ed. Englewood Cliffs". s.l. : Prentice Hall.

Wight, Gavin D. 2006. "Seismic Performance of a Post-tensioned Concrete Masonry Wall System". New Zealand: Tesis de doctorado.