

**DISEÑO DE MUROS DE CORTANTE DE ACERO
SIN ATIESADORES**

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL, TOPOGRÁFICA Y
GEODÉSICA**

ALEJANDRO MIGUEL ESPINOSA ARAUJO

TESIS DE LICENCIATURA

ASESOR: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ

CIUDAD UNIVERSITARIA, JULIO DE 2005.



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/129/04

Señor
ALEJANDRO MIGUEL ESPINOSA ARAUJO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"DISEÑO DE MUROS DE CORTANTE DE ACERO SIN ATIESADORES"

- INTRODUCCIÓN
- I. COMPORTAMIENTO DE MUROS DE CORTANTE DE ACERO
- II. ANÁLISIS ESTRUCTURAL
- III. CRITERIOS DE DISEÑO
- IV. DETALLES
- V. EJEMPLO
- VI. EVALUACIÓN ECONÓMICA
- VII. CONCLUSIONES
- VIII. REFERENCIAS
- IX. ANEXOS


Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

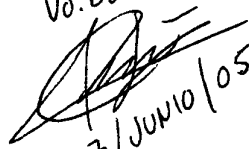
Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.


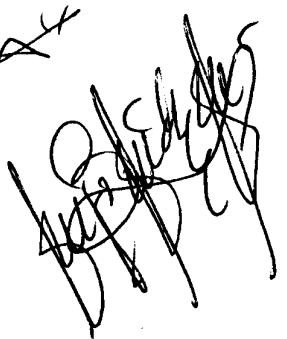
Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 11 de noviembre de 2004.
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GEB/AJP/crc.

Vo. Bo.
27-06-05

Vo. Bo.

ING. FCO. CHACÓN GARCÍA
23/JUNIO/05

Vo. Bo.

27/JUNIO/05

AGRADECIMIENTOS

No tengo vida para agradecer esta vida, sin duda un regalo invaluable que me fue dado y ha sido cuidado por mis queridos padres, así como enarbolado por mis también queridos hermanos. Líneas de sangre nos unieron; sangre de caídas, sangre del habla, sangre de sufrimiento, sangre que comparte alegrías, temores, logros, conocimiento, aprendizaje, misterio; y sangre de vida; sangre que ni el mejor solvente borraré de mi mente. Porque si por algo me alegro es por vivir, y también por haber tenido la oportunidad de haberlo hecho con ellos.

Cuando se cae y un amigo está te sostiene es cuando se sabe que uno es afortunado. Amigo entrañable de la vida, el ruido de la fuerza nos encontró y ambos sabemos que estuvimos en el tiempo y momento exactos. La alegría y amistad que me has brindado son invaluableles y son las que atesoro en el baúl del recuerdo y del porvenir.

Inolvidables años me ha dejado la Universidad. Se fueron más rápido de lo que la espuma se desvanece, pero la intensidad y alegría con los que la viví harán que la nostalgia, en el amanecer de la estepa, valga la pena. Grandes personas se han cruzado en mi camino, que me han mostrado la grandeza del corazón, de las ilusiones y de la entereza. Por ellos ha valido aún más la pena bailar en la ruleta del caos. Mil palabras podrían llenar estas hojas, pero serían insuficientes para mostrar mi enorme agradecimiento y mucho menos mi apreciación a todos aquellos amigos que han compartido el elixir y cianuro de la existencia.

Pero siento que también tendría que agradecer a los que me han mostrado que la vida es tan difícil como queramos.

Alas para volar más alto son las que me ha obsequiado mi educación, oportunidades que se han logrado por el esfuerzo y dedicación de mi familia, mis maestros y amigos.

Este trabajo, que inicia una etapa diferente de mi vida, se pudo realizar gracias a la colaboración del Dr. José Alberto Escobar Sánchez, al que se estima su invaluable tiempo. Se agradece al Dr. Mehdi H. Kharrazi por la información proporcionada. También se aprecia la amabilidad y atención proporcionada por el Ing. Ernesto Guzmán Vega. Así como el apoyo de mis amigos. Además, se aprecia el apoyo económico proporcionado por la Fundación TELMEX.

Garra puma está en mi corazón; garra que entraña cultura, vida, ciencia, diversidad, filosofía y realidad. Porque así es la UNAM.

Las últimas líneas las dedico a todos aquellos que no he mencionado pero que me tendieron la mano cuando la necesite, me dieron un sabio o inútil consejo y por supuesto a los que convivieron y lidiaron conmigo a través de mi andar.

Por que sólo sé que estoy aquí.

ÍNDICE

DISEÑO DE MUROS DE CORTANTE DE ACERO SIN ATIESADORES	1
ÍNDICE	4
INTRODUCCIÓN	6
I. COMPORTAMIENTO DE MUROS DE CORTANTE DE ACERO SIN ATIESADORES	9
I.1 COMPORTAMIENTO DE PLACAS	9
I.1.1. COMPORTAMIENTO DE PLACAS BAJO CORTANTE	10
I.2 INVESTIGACIONES	13
I.2.1. MUROS DE ACERO CON Y SIN ATIESADORES	13
I.2.2. INICIOS DE LOS MECPASA	14
I.2.3. FACTIBILIDAD DE LOS MUROS DE ACERO CON ATIESADORES	14
I.2.4. EL CAMPO DE TENSIÓN DIAGONAL EN LOS MECPASAs	15
I.2.5. MECPASA SOMETIDOS A CARGA CÍCLICA SEVERA	17
I.2.6. ROBERTS Y SABOURI- GHOMI (1991)	19
I.2.7. MECPASA FRENTE A OTROS SISTEMAS DE RESISTENCIA LATERAL	19
I.2.8. EL ESPESOR DEL ALMA DEL MURO	20
I.2.9. MCPASA CON Y SIN CUBIERTA DE CONCRETO	21
I.2.10. MECPASA CON MARCOS RÍGIDOS DE CONTORNO	22
I.2.11. DEFORMACIONES POR FLEXIÓN, FLEXIBILIDAD DE LAS COLUMNAS Y RESISTENCIA DE LAS TRABES	25
I.2.12. CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS	26
I.2.13. MUROS ACOPLADOS	26
I.2.14. MECPASA CON PLACAS LAMINADAS EN FRÍO	28
I.2.15. OTRAS INVESTIGACIONES	29
I.3 LOS MECPASA NO SON TRABES ARMADAS	30
I.4 TIPOS de SECCIONES de MUROS de ACERO	31
I.5 TIPOS DE MUROS ESBELTOS	31
I.6 TIPOS DE FALLA	32
I.7 PARÁMETROS DE INFLUENCIA EN EL COMPORTAMIENTO	32
I.8 EDIFICIOS CONSTRUIDOS	33
II. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	35
II.1 PANORAMA GENERAL DE LA MODELACIÓN	35
II.2 MODELO ANALÍTICO	36
II.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS SIMPLIFICADOS	38
II.3.1. MODELO DE FRANJAS	38
II.3.2. MODELO DE ARMADURA	39
II.3.3. MODELO DE PLACAS DE REFUERZO	39
II.3.4. MODELO DE MULTIÁNGULOS	39
II.4 ANÁLISIS PLÁSTICO	40
II.5 MODELO DE INTERACCIÓN PLACA -MARCO, M-PFI	41
II.6 COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS CON LOS RESULTADOS DE LABORATORIO	42
II.6.1. ESFUERZOS PRINCIPALES	42
II.6.2. MÉTODOS SIMPLIFICADOS	43
II.6.3. MODELO DE TRABE DE CORTANTE y ANÁLISIS PLÁSTICO	46
II.6.4. MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO	46
II.7 FLEXIBILIDAD MÍNIMA DE LAS COLUMNAS	48
III. CRITERIOS DE DISEÑO	51

III.1	DEFINICIÓN DE MECPASA.....	51
III.2	DISEÑO JERÁRQUICO.....	52
III.3	COMPORTAMIENTO ANTE SISMO.....	53
III.4	ALMA DEL MURO.....	56
III.4.1.	MATERIAL.....	56
III.4.2.	RELACIÓN DE ASPECTO.....	56
III.4.3.	RELACIÓN DE ESBELTEZ.....	56
III.4.4.	RESISTENCIA DEL ALMA DEL MURO.....	57
III.5	MARCO DEL MURO (EHC Y EVC).....	57
III.5.1.	REQUISITOS ESPECIALES DE RESISTENCIA.....	58
III.5.2.	REQUISITOS DE RIGIDEZ.....	59
III.6	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	60
IV.	DETALLES.....	61
IV.1	CONEXIONES CON ESTRUCTURAS DE ACERO.....	61
IV.2	IMPERFECCIONES INICIALES Y "PLANURA".....	65
IV.3	CONEXIONES CON ESTRUCTURAS DE CONCRETO.....	65
V.	EJEMPLO.....	66
V.1	ESPECIFICACIONES.....	66
V.2	DISEÑO PRELIMINAR DEL MURO.....	69
V.3	ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO DETALLADO.....	70
V.4	REVISIÓN DEL DISEÑO.....	74
V.4.1.	DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.....	77
VI.	EVALUACIÓN ECONÓMICA.....	80
VI.1	COSTOS DE LA ESTRUCTURA DE ACERO DE UNA CONSTRUCCIÓN.....	80
VI.2	SISTEMAS ESTRUCTURALES A COMPARAR.....	80
VI.3	SISTEMA DE CONTRAVENTEADO EN CRUZ.....	80
VI.4	COMPARACIÓN ECONÓMICA.....	81
VII.	CONCLUSIONES.....	83
VII.1	RECOMENDACIONES.....	84
VIII.	REFERENCIAS.....	86
IX.	ANEXOS	
APÉNDICE A1.	GLOSARIO.....	91
APÉNDICE A2.	MODELO DE HISTÉRESIS PARA MECPASA CON MARCOS RÍGIDOS.....	92
APÉNDICE B1.	MODELO DE FRANJAS.....	94
APÉNDICE B2.	MODELO DE ARMADURA.....	96
APÉNDICE B3.	MODELO MODIFICADO DE INTERACCIÓN PLACA-MARCO, M-PFI.....	96

INTRODUCCIÓN

Un innovador y versátil sistema de resistencia lateral está finalmente ganando reconocimiento y siendo usado en edificios de baja y gran altura en Norteamérica. Conocido como "steel plate shear walls" (SPSWs) y denominados en este trabajo como "muros esbeltos de cortante de placa de acero sin atiesar" (MECPASA). Este sistema se fabrica a bajo costo, se erige rápidamente y se espera que tenga un desempeño muy deseable, en particular en la respuesta a sismo. Su concepto no es completamente nuevo. Su aplicación en estructuras de gran altura y su incorporación en la rehabilitación sísmica marca el comienzo de una era donde podría llegar a ser el sistema predominante de resistencia lateral disponible para los ingenieros estructuralistas (Timler, 2000).

Un MECPASA consiste en un marco y una placa (sin atiesadores) en el plano interior del marco (fig. IN-1). La variabilidad de la respuesta dúctil del sistema depende del tipo de conexión viga-columna. Así, cuando el sistema consta de conexiones viga-columna resistentes a momento, su funcionamiento se basa en la resistencia posterior al pandeo de la placa delgada del muro en conjunción con el marco rígido coplanar. La forma de trabajo de la placa del muro puede idealizarse por la formación de un campo de tensión diagonal, tal concepto se ha utilizado en el diseño y análisis de placas en estructuras de puentes y en el diseño de aviones.

En las primeras estructuras con muros de acero se despreció la contribución posterior al pandeo de la placa y, de hecho, se incorporaron medidas para evitar la inestabilidad local de la placa fuera del plano. Debido a que su diseño incorporaba el uso de placas con gran cantidad de atiesadores, en los 80's un conjunto de investigaciones experimentales y analíticas realizadas en Canadá exploraron el uso del pos-pandeo de la placa (Timler, 2000). Los resultados mostraron un comportamiento cíclico excelente de los MECPASAs. Desde entonces, las investigaciones han continuado principalmente en Canadá y en Estados Unidos de América para especificaciones aplicables al diseño. Las pruebas de laboratorio en la última



Fig. IN-1. Muros esbeltos de cortante de placa de acero sin atiesar (cortesía de E.M. Ing. Consultores, S.C, México, 2005).

década del siglo pasado y principios de éste han mostrado que las estructuras con MECPASAs presentan un comportamiento de histéresis estable y robusto, además de contar con gran redundancia.

Los muros de cortante de acero ofrecen varias ventajas cuando son usados como sistemas primarios de resistencia lateral. Son más ligeros y dúctiles que los muros de concreto reforzado. Además, se tiene un incremento en la velocidad de erección y del espacio utilizable. El empleo de MECPASAs, en lugar de marcos rígidos de acero, ha permitido el ahorro en el

acero hasta de un 50%. También, son útiles en el refuerzo de estructuras existentes, debido a su bajo peso y a que no requieren el uso de grandes modificaciones de estructuras (Elgaaly,1997).

A pesar de todo, el trabajo que se encuentra detrás del desarrollo del sistema, existen dudas acerca del diseño de los MECPASA. Uno de los aspectos en los que más se desconfía es en la facilidad de su construcción y en las ventajas que puede representar el sistema. Y por supuesto, de que en las normas y reglamentos de construcción de México son abordados de manera muy superficial. De hecho, se hace referencia a los muros de acero sólo en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (Gobierno del Distrito Federal, 2004), específicamente acerca del factor de comportamiento sísmico, sin ahondar en los requerimientos para dicho sistema.

OBJETIVOS Y ALCANCES DE LA TESIS

Actualmente, el proyectista cuenta con cuatro herramientas en la solución de problemas estructurales: los métodos analíticos; las normas y manuales; la experimentación; y su razonamiento y sentido común como crítico del problema. En este trabajo se integran todas ellas para cumplir con los siguientes objetivos:

- Ayudar al ingeniero para que pueda desarrollar una evaluación e implantación de los MECPASA;
- Colaborar en la comprensión del desempeño del sistema ante sismos de acuerdo con la información disponible hasta el momento;
- Estudiar el comportamiento del sistema sismorresistente sometido a cargas severas;
- Evaluar y explicar los métodos de análisis estructural para MECPASA;
- Discusión de los criterios de diseño propuestos hasta la fecha;
- Discernir las opciones planteadas y usadas en la construcción de los MECPASA;
- Explorar y ejemplificar el proceso de diseño de este tipo de muros;
- Relacionar económicamente el sistema con una estructura con contraventeos en cruz;
- Plantear los principales pormenores en el diseño del sistema estructural;
- Fomentar el estudio de los MECPASA a mayor detalle y despertar el interés, del gremio, en el tema;

Por la gran extensión que podrían tener los temas, el alcance de este trabajo es a nivel de exploración. Por lo que se hace un tratamiento inicial de ellos, lo que servirá para futuras investigaciones, aplicaciones y finalmente para que los ingenieros puedan establecer un criterio acerca de su utilización en estructuras de edificios.

DESCRIPCIÓN DE LA ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

Este trabajo se ha integrado de manera secuencial. Se compone de ocho capítulos y en cinco apéndices. Los primeros siete son meramente el cuerpo principal, mientras que el octavo son las referencias.

En el primer capítulo se revisan de las teorías acerca del comportamiento del sistema de resistencia lateral. Se atienden aspectos como su comportamiento bajo ciclos de carga, sus características de ductilidad, estabilidad y disipación de energía. Además se aportan los conocimientos necesarios para una comprensión del mecanismo de falla y de las propiedades necesarias para un desempeño deseable ante sismo. En el segundo capítulo se aborda el análisis estructural del sistema. Se explica el fundamento y forma de construcción de los modelos. Asimismo, se discute sobre la validez de los métodos simplificados, propuestos hasta ahora, y de la concordancia que se ha tenido con las pruebas de laboratorio al

aplicarlos. Además, se propone una teoría que explica la discrepancia de los métodos simplificados en la predicción de la rigidez de los muros.

En el tercer capítulo se reúnen y comentan los criterios de diseño más razonables y que se aconseja seguir para que el diseño tenga un desempeño adecuado desde el punto de vista estructural. El cuarto capítulo establece los detalles constructivos que pueden resolver las conexiones de la placa de acero al marco de contorno (ya sea de acero o concreto) y particularidades como el cuidado de las deformaciones inducidas en la misma.

En el quinto capítulo se describe un ejemplo de diseño con el objetivo primordial de plantear las complejidades que se pueden presentar en tal proceso. Y se revisa con un método simplificado no lineal. Mientras que en el sexto capítulo se establece una evaluación económica. Se compara una estructura con contraventeos en cruz, de manera que se pueda tener una idea de en que orden de los costos de tales sistemas. Sólo se establece una estimación, pues cada proyecto tiene sus particularidades y queda fuera del alcance de este trabajo.

Finalmente, en el séptimo capítulo se incorporan las conclusiones y recomendaciones obtenidas del presente trabajo.

I. COMPORTAMIENTO DE MUROS DE CORTANTE DE ACERO SIN ATIESADORES

La comprensión de la respuesta de un sistema estructural ante cargas es esencial en su diseño. Su visualización permite conocer la interacción entre las piezas que conforman a la estructura, la trayectoria de las cargas y la configuración de las deformadas. La posibilidad de intuir un sistema estructural eficiente e imaginarlo en sus aspectos esenciales, es el fruto de cualidades innatas, del entendimiento de conocimientos teóricos, de la experiencia adquirida en el proceso de diseño y de la observación del comportamiento de las estructuras.

En este capítulo se estudia el funcionamiento del sistema. Se revisa el planteamiento básico de las teorías de placas, pasando por las trabes de cortante y terminando en los muros de acero. Su funcionamiento se explica mediante la revisión del enfoque que más se ha aplicado al estudio de dicho sistema, y que es una de las herramientas más potentes de las que dispone el ingeniero para comprender el funcionamiento de la estructura: la experimentación.

Se explora la teoría de placas y se revisan estudios del pos-pandeo de las trabes armadas bajo cortante. Lo que permitirá entender la necesidad de investigaciones específicamente en muros de acero.

Se hace una síntesis del comportamiento de muros de cortante de placa de acero sin atiesar. Mediante la descripción de los experimentos realizados en el mundo, se describen las dimensiones del sistema, modos de falla, trayectoria de cargas, desempeño, importancia relativa de cada elemento, así como de sus propiedades y capacidad de disipación de energía. Todos estos parámetros influyen en su respuesta y en las variaciones del mismo.

I.1 COMPORTAMIENTO DE PLACAS

El diseño de placas está dominado por estabilidad (Bazant y Cedolin, 1991). En algunos aspectos, el pandeo de placas y cascarones es análogo al pandeo de columnas y marcos, mientras que en otros, es completamente diferente. Las principales diferencias para placas consisten en el comportamiento a pospandeo y la importancia de las no linealidades geométricas a relativamente pequeñas deflexiones. En general, el análisis del colapso poscrítico de grandes deflexiones de placas requiere, no sólo estudiar el comportamiento no lineal geométrico, sino que también se requiere de la consideración del comportamiento no lineal del material.

Las placas, como las columnas y algunos marcos, poseen una resistencia poscrítica, que les permite resistir cargas mayores a la crítica. Sin embargo, la resistencia a pospandeo en placas es usualmente más grande que en columnas. Tal comportamiento se debe a una redistribución de las fuerzas internas en el plano. En placas comprimidas con relaciones de esbeltez muy altas, como las que se usan en aviones, la resistencia última puede llegar a ser hasta treinta veces mayor que la correspondiente a la iniciación del pandeo (De Buen, 1980). Para vigas se distingue sólo entre teoría de pequeñas y grandes deflexiones; pero para placas es usual distinguir las siguientes (Bazant y Cedolin, 1991) :

- *Teoría linealizada* (pequeñas deflexiones). Las expresiones de curvatura se linealizan.
- *Teoría no lineal para grandes deflexiones moderada*. Las expresiones linealizadas para la curvatura son aún válidas mientras la distribución de fuerzas se deba a las deflexiones.
- *Teoría no lineal para grandes deflexiones*.

Dado que el diseño de muros de cortante de acero que se trata en este trabajo, se fundamenta en la resistencia a pospandeo de placas, se tratará únicamente dicho comportamiento. El cálculo del comportamiento a pospandeo y las cargas de colapso de placas y cascarones es generalmente complicado y no existen expresiones de forma cerrada (Bazant y Cedolin, 1991).

El estudio del pandeo de placas se basa en la ecuación diferencial deducida partiendo de la suposición de que las deflexiones son pequeñas en comparación con su espesor. Por consiguiente, las soluciones de esa ecuación son válidas únicamente para describir el estado incipiente en el que las distorsiones son muy pequeñas y proporcionan sólo la carga crítica para la que el equilibrio se hace inestable. Dejan de ser aplicables cuando se investiga el comportamiento de placas bajo cargas mayores que las de pandeo, ya que entonces deben considerarse deflexiones grandes, del orden de magnitud del espesor. El problema ya no es lineal, pues los desplazamientos grandes ocasionan una interacción entre los esfuerzos de membrana y la curvatura que hace que aparezcan términos no lineales en las ecuaciones de equilibrio de un elemento y su solución requiere una nueva teoría básica. La investigación del comportamiento de las placas con deflexiones grandes se reduce, en teoría, a resolver un sistema de ecuaciones no lineales en derivadas parciales de cuarto orden acopladas (Szilard, 2004). Sin embargo, su solución es complicada, a causa principalmente de su carácter no lineal, por lo que se cuenta con resultados teóricos sólo para algunos casos sencillos de poco interés práctico. Esto hace que el problema de la determinación de la resistencia posterior al pandeo de placas inicialmente *planas tenga que ser investigado principalmente por métodos experimentales*, aunque las soluciones teóricas obtenidas hasta la fecha proporcionan alguna información interesante (De Buen, 1980).

Históricamente, algunos de estos problemas no lineales fueron resueltos por variaciones de expansión en series y los métodos clásicos de *Ritz* o *Galerkin*. La solución a través de tales medios, en la actual escena del diseño, ha decrecido en importancia debido al uso de programas de computadora utilizando el método del elemento finito no lineal (Bazant y Cedolin, 1991). El tratamiento teórico del comportamiento no lineal de placas se puede revisar en Mushtari y Galimov (1961).

1.1.1. COMPORTAMIENTO DE PLACAS BAJO CORTANTE

En gran parte de la literatura relacionada con los muros de cortante sin atiesadores se hace la analogía de estos con las traveses armadas verticales en cantilever, que aunque no es estrictamente cierto, es de gran utilidad para entender su comportamiento y para el planteamiento de modelos simplificados.

En 1931, Wagner demostró que una placa delgada con atiesadores transversales no “falla” cuando se pandean. Solamente se forman pliegues y funciona como una serie de diagonales en tensión, mientras los atiesadores funcionan como elementos a compresión. El uso de “almas de tensión diagonal”, que se pandean a una pequeña fracción de la carga última de diseño, constituyó una de las primeras y más marcadas diferencias entre la aeronáutica y la ingeniería civil. Kuhn (1956) expandió el trabajo de Wagner y desarrolló la teoría de “tensión diagonal incompleta”. Dichas teorías son ampliamente explicadas en un sin número de referencias (Galambos, 1998; De Buen, 1965; Kuhn, 1956).

Los muros de cortante sin atiesadores, que típicamente tienen una relación de esbeltez de 300 a 1000 (Berman y Brenau, 2004), poseen un esfuerzo crítico de pandeo muy pequeño, comparado con la carga última de diseño. Tal fenómeno se observa en la Fig. 1.1-1. Donde se representa la variación del esfuerzo último al esfuerzo de pandeo, para placas con diferentes relaciones de aspecto (H/L) y debido a su relación de esbeltez (L/t). C_v es el cociente entre el esfuerzo “crítico” del alma, conforme a la teoría lineal de pandeo y el esfuerzo de fluencia en cortante del alma. Se calculó de acuerdo con las

expresiones del Manual de construcción en acero (IMCA, 2002). Sin embargo, no se ha considerado lo señalado para los límites de relación de aspecto y de esbeltez del alma en traveses armados (De Buen, 2000). En tales gráficas se puede ver que el esfuerzo de pandeo es menor que el 10% del esfuerzo último de diseño para placas apoyadas libremente en los cuatro bordes, con relaciones de esbeltez mayores a 400 y relaciones de aspecto superiores a 0.75. El mecanismo principal de resistencia será, pues, la tensión diagonal. Con lo que se hace evidente la valía de las teorías que la consideran.

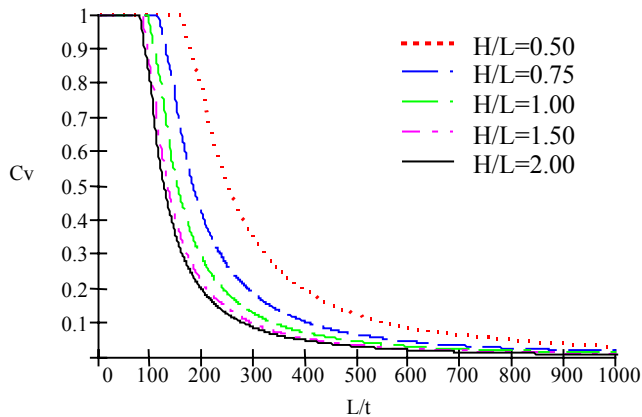


Fig. I.1-1. Variación de C_v en función de la relación de esbeltez (L/t) para diferentes relaciones de aspecto (H/L). Placas libremente apoyadas en los cuatro bordes.

supuestas para el cálculo del esfuerzo de pandeo (S-simple, F-fijo), y otras características de las soluciones.











En los modelos de la Tabla I.1.1-1 se establecen condiciones de borde de las placas para determinar su resistencia. Para los paneles del alma con atiesadores transversales se hace la suposición de que estos poseen la suficiente rigidez para formar las líneas nodales de los modos de pandeo del alma. Lo anterior está debidamente justificado pues los atiesadores están diseñados para cumplir con la condición de simplemente apoyados. Y, aunque las condiciones de los extremos de las placas, en la unión del patín y el alma, se han reconocido entre fijas y simple, en los modelos se establecen como simples o como fijas. Un estudio reciente de Lee et al (1996) recomienda ecuaciones simples para determinar el factor de placa (placas en cortante) para diferentes condiciones de borde. De acuerdo con este estudio, las condiciones de borde son cercanas a las fijas, dentro de los parámetros prácticos de las traveses armados. Muchas especificaciones se basan en el modelo de Basler, en el que se considera las placas como simplemente apoyadas en los bordes. Esto podría resultar demasiado conservador para almas de traveses armados en las que el parte relativa de la resistencia de pandeo a la resistencia total última es mucho mayor que la de pandeo.

Galambos hace una comparación de la predicción de la capacidad última teórica con varios especímenes probados en laboratorio. Las relaciones de aspecto varían de 0.5 a 3.0, y las relaciones de esbeltez (h/t), de 55 a 400 (Tabla I.1.1-2). La relación del cortante resistente experimental entre el cortante predicho tienen una media que varía entre 0.97 y 1.05, y una desviación estándar que varía entre 0.07 y 0.14 (Tabla I.1.1-2). Las ecuaciones de Basler (1963a y 1963b), las de Höglund (1971a y 1971b) y las de Herzog (1974a y 1974b) son las que requieren de menos cálculos. De ellas, la de Höglund proporciona los resultados más consistentes, a excepción de traveses con almas esbeltas ($h/t > 300$). Las ecuaciones de Fujii (1968) y las de Komatsu (1971) también proporcionan resultados muy aceptables, pero son más

El trabajo de Kuhn (1956) es sin duda muy completo; no obstante, Basler y Thürlman (1963) son muy reconocidos por el desarrollo de un modelo exitoso para el tipo de traveses armados. Ellos suponen que los patines son muy flexibles para soportar una carga lateral del campo de tensión diagonal, de manera que la banda de fluencia mostrada en la Fig. 1.2.-2 (Galambos, 1998) determina la resistencia a cortante. Estudios sobre las variaciones del campo de tensión diagonal han sido publicados después de Basler y Thürlman. Las principales características de la mayoría de ellos son mostradas en la Tabla I.1.1-1, y son descritos con mayor detenimiento por Galambos (1998). Dicha tabla muestra el campo de tensión, la posición de las articulaciones plásticas si están involucradas en la solución, las condiciones de borde

complicadas. Las desarrolladas por Rockey, Evans y Porter (1975) proporcionan resultados muy consistentes pero se requiere de la determinación de la inclinación del campo de tensión por prueba y error; y las de Chern y Ostapenko (1969) requieren un trabajo similar.

Tabla I.1.1-1. Varias teorías de campo de tensión para traveses armados (Galambos, 1998).

Investigador	Mecanismo	Pandeo del alma Condiciones de lo bordes	Patines desiguales	Atiesador longitudinal	Cortante y Momento
Basler (1963-a)		$\begin{matrix} S & S & S \\ S & S & S \end{matrix}$	Irrelevante	Sí, Cooper (1965)	Sí
Takeuchi (1964)		$\begin{matrix} S & S & S \\ S & S & S \end{matrix}$	Sí	No	No
Fujii (1968, 1971)		$\begin{matrix} S & F & S \\ S & F & S \end{matrix}$	Sí	Sí	Sí
Komatsu (1971)		$\begin{matrix} S & F & S \\ S & F & S \end{matrix}$	No	Sí, a medio peralte	No
Chem y Ostapenko (1969)		$\begin{matrix} S & F & S \\ S & F & S \end{matrix}$	Sí	Sí	Sí
Porter et al. (1975)		$\begin{matrix} S & S & S \\ S & S & S \end{matrix}$	Sí	Sí	Sí
Höglund (1971-a,b)		$\begin{matrix} S & S & S \\ S & S & S \end{matrix}$	No	No	No
Herzog (1974-a, b)		Componente de pandeo del alma despreciada	Sí, en la evaluación de c	Sí	Sí
Sharp y Clark (1971)		$\begin{matrix} F/2 & & S \\ S & & F/2 \end{matrix}$	No	No	No
Steindhart y Schroter (1971)		$\begin{matrix} S & S & S \\ S & S & S \end{matrix}$	Sí	Sí	Sí

Marsh (1988) argumentó que la resistencia a pospandeo del alma de una trabe armada no se presenta por la acción del campo de tensión diagonal, sino por la redistribución de esfuerzos y fluencia en cortante a lo largo de los bordes (Ajam y Marsh, 1991). Dubas y Gheri (1986) modelaron el panel del alma de una trabe armada como una franja diagonal de tensión anclada por zonas en las esquinas, las cuales soportan los esfuerzos cortantes, y actúan como refuerzos conectando la franja diagonal de tensión a los patines y a los atiesadores transversales.

Después de la iniciación del pandeo de la placa, debido a la deflexión fuera del plano se desarrollan considerables esfuerzos de flexión a través del espesor. En todos los mecanismos de falla existentes, tales efectos se excluyen. Por medio de un estudio paramétrico y comparativo, Lee et al. (1998)

determinaron que se desarrollan considerables esfuerzos de flexión en la falla, en especial para almas de pequeña esbeltez, además, propone nuevas ecuaciones de diseño.

Tabla I.1.1-2. Resumen de la comparación de varias teorías de campo de tensión (Galambos, 1998).

Investigador	V _{experimental} /V _{predicho}				h / t
	Media	Desviación estándar	Intervalo	Mayor / Menor	
Basler (1963a y 1963b)	1.05	0.14	1.33-0.84	1.64	<300
Fujii (1968)	1.03	0.07	1.22-0.92	1.33	<300
Chern y Ostapenko (1969)	0.94	0.05	1.02-0.79	1.29	<300
Höglund (1971a y 1971b)	1.03	0.08	1.18-0.86	1.37	<300
Höglund (1971a y 1971b)	1.13	0.08	1.29-1.01	1.28	>300
Rockey (Porter et al., 1975)	1.03	0.07	1.14-0.92	1.24	>300
Komatsu (1971)	0.97	0.07	1.10-0.83	1.32	>300

1.2 INVESTIGACIONES

Las investigaciones realizadas han sido suficientes para que desde hace bastantes años en la industria aeronáutica se emplee como criterio de falla la resistencia real de la trabe, en la que la obtención de un peso mínimo es un requisito de primera importancia. Posteriormente se inició su uso en el diseño de trabes armadas para edificios.

En los inicios del diseño de muros de acero (1970), se fijó como límite de utilidad estructural la iniciación del pandeo de la placa; lo que implicó el empleo de muros con atiesadores. Sin embargo, hacía falta conocer el comportamiento de trabes armadas, en especial, el de las características relacionadas con su uso como sistema resistente a cargas laterales. Surgió entonces la necesidad de investigar acerca de las propiedades esenciales que rigen un buen comportamiento sísmico, como son: resistencia (para la cual sí servían los trabajos anteriores), rigidez y ductilidad ante cargas laterales; así como un comportamiento histerético estable. Además, en los modelos teóricos propuestos no se habían hecho intentos por calcular las deformaciones, y compararlas con estudios de laboratorio; lo cual es de primera importancia en su evaluación.

A continuación se hace una breve descripción de la mayoría de las investigaciones concernientes al diseño de muros esbeltos de placa de acero sin atiesar (**MECPASA**).

1.2.1. MUROS DE ACERO CON Y SIN ATIESADORES

De acuerdo con Rezai (1999), en Japón a principios de 1970, Takahashi et al. (1973) condujeron una serie de estudios experimentales y analíticos en muros delgados de placa de acero tanto atiesados como no atiesados interiormente.

En la primera serie de pruebas se estudiaron doce especímenes de 2100x900 mm. Se investigó el espaciamiento y ancho de los atiesadores en uno y ambos lados de los paneles, la curva de histéresis y su comportamiento en pospandeo. Se usaron tres espesores de placa: 2.3, 3.2 y 4.5 mm; y tres diferentes arreglos de atiesadores: seis atiesadores verticales, dos verticales y uno horizontal y seis verticales y dos horizontales. Uno de los paneles se hizo sin atiesadores. Todos los muros estaban rodeados por

marcos de gran rigidez, con conexiones idealizadas como articuladas. A lo largo de la diagonal del marco se aplicó una fuerza de compresión para generar un estado de cortante prácticamente puro.

Los resultados demostraron que todos los especímenes sufrieron grandes deformaciones exhibiendo un comportamiento muy estable y dúctil. En general, la curva de histéresis fue en forma de S, excepto en pocos casos donde los especímenes se encontraban altamente reforzados con atiesadores anchos. Para los últimos, se reportaron deformaciones de cortante que excedieron 0.1 rad. Aunque se demostró que los muros fuertemente atiesados disipan mayor cantidad de energía, no se hizo una evaluación del costo adicional.

En la segunda fase de experimentos, se probaron dos paneles a escala natural de un edificio de 32 niveles. Los dos especímenes difirieron en que uno fue construido con aberturas y el otro sin ellas. Cada uno se construyó con diferente espesor para que contaran con la misma rigidez y resistencia (4.5 y 6 mm). Ambos mostraron curvas de histéresis estables y robustas.

Los autores concluyeron que las ecuaciones presentadas para el diseño de atiesadores para muros delgados de cortante de acero, son satisfactorias. Lo anterior, siempre y cuando el pandeo de la placa no ocurra sino hasta que las palcas hayan desarrollado su esfuerzo de fluencia en cortante. Además, concluyen que la teoría convencional de cortante, donde el cortante horizontal es transferido por la acción única de viga, puede ser usada para calcular la rigidez y esfuerzo de fluencia de paneles atiesados.

1.2.2. INICIOS DE LOS MECPASAS

Mimura y Akiyana (1977) desarrollaron expresiones generales para predecir el comportamiento monótono y de histéresis de paneles de muros de cortante de placa de acero. Ellos suponen, en su derivación, que los paneles de acero desarrollan un campo de tensión, para el cual consideran la inclinación propuesta por Wagner (1931). La curva desarrollada de carga monotónica contra deformación es un modelo elasto-plástico que superpone la rigidez del marco y de la placa. Así, también proponen una curva teórica de histéresis para los paneles en los que la carga de pandeo en cortante es menor que la carga que produce el esfuerzo de fluencia a cortante.

Además, condujeron una serie de pruebas en trabes armadas para verificar el modelo analítico propuesto. El ancho de los paneles varió de 549 mm hasta 599 mm, y su altura de 264 mm a 599 mm. El espesor de la placa del alma fue de 1.0 mm para tres de los especímenes y de 1.6 mm para el cuarto. La correlación entre la prueba y el comportamiento predicho fue razonablemente bueno. Empero, el número de ciclos fue pequeño, por lo cual la estabilidad de la curva de histéresis no fue establecida (Kulak, 1991).

1.2.3. FACTIBILIDAD DE LOS MUROS DE ACERO CON ATIESADORES

Un estudio de factibilidad de análisis y diseño de núcleos de servicio para edificios construido con muros de cortante de placa ortotrópica de acero atiesada fue realizado por Agelidis y Mansell (1982). La investigación incluye también detalles para atiesadores, unión entre las placas y atiesadores, vigas de piso y sistemas de soporte de losa, esquinas del núcleo y conexiones entre los paneles del núcleo y vigas de conexión. Se escogió un edificio de 20 niveles como ejemplo. El núcleo era cuadrado de 10 m de lado, consistió de placas con atiesadores verticales en cada dirección ortogonal. Se supuso que resistían las cargas laterales y las cargas de gravedad tributarias. Las placas atiesadas fueron acopladas con vigas de conexión. El espesor de la placa de relleno osciló entre 16 mm, en el nivel más bajo, y 8 mm, en

el último nivel; el espesor de los atiesadores varió de 6 a 10 mm. Se realizó un análisis por un método manual y por medio un análisis bidimensional lineal de esfuerzo plano utilizando el método del elemento finito.

El costo del núcleo de acero fue estimado como el doble del de uno de concreto. Aunque tal comparación exclusivamente incluyó el precio de los paneles de acero, la fabricación, erección, y protección contra incendio; contra el precio del concreto reforzado, la cimbra reusable y las placas preperforadas para la conexión de las vigas de piso. Los autores concluyen que a pesar de ser más caro podría haber beneficios que podrían compensar los costos extra, como son el ahorro en el tiempo de construcción; la reducción del peso de la estructura y por lo mismo el costo de la cimentación; se pueden hacer en taller muchos detalles; y la demolición de la estructura se hace mediante su desmantelamiento, en lugar de su destrucción (Rezai, 1999).

1.2.4. EL CAMPO DE TENSION DIAGONAL EN LOS MECPASAs

Thorburn et al. (1983) desarrollaron un método analítico basado en la teoría de tensión diagonal pura de Wagner, para el estudio de la resistencia a cortante de muros de cortante de placa de acero sin atiesadores (Driver, 1997; Rezai, 1999). El llamado Modelo de Franjas, que desprecia el cortante soportado por las placas de relleno antes del pandeo, representa los paneles de cortante como una serie barras diagonales capaces de transmitir únicamente tensiones y orientadas en la dirección de los esfuerzos principales de tensión en el panel. Se consideraron columnas con rigidez a la flexión infinita; y columnas completamente flexibles. En el primer caso, la condición de rigidez a flexión infinita garantiza una zona de tensión uniformemente distribuida a través de todo el panel. En cambio, en el segundo, las columnas no tendrán la capacidad de anclar las franjas del campo de tensión diagonal. A cada barra se le asignó un área igual al producto del ancho de la franja por el espesor de la placa. En el Apéndice B1 se aborda con más detalle dicho modelo.

También propusieron un modelo equivalente de armadura (una diagonal) para modelar la rigidez de un panel de cortante de placa delgada sin atiesar. El área del miembro de armadura "equivalente" propuesto se puede calcular con las ecuaciones del Apéndice B2.

Además, condujeron un estudio paramétrico sobre los efectos en la rigidez lateral y resistencia de los MECPASA de las características del espesor de la placa de relleno, altura de entrepiso, el claro y la rigidez de las columnas. Lo que se resume en lo siguiente:

- La rigidez del panel se incrementa linealmente cuando se incrementa el espesor de la placa de relleno. La pendiente es función de la geometría del panel.
- La relación entre la altura y la rigidez del panel fue lineal en una escala semi-logarítmica. Cuando se incrementa la altura, la rigidez lateral de panel disminuye.
- En escala log-log para el ancho del panel y rigidez lateral del panel, para determinadas propiedades de las columnas, la rigidez disminuyó con el incremento del ancho del panel, hasta una relación de aspecto L/H de 1.0; después de este punto la rigidez aumenta con el incremento del ancho del panel.
- Se observó una relación lineal entre la rigidez lateral del panel y el log de la rigidez de la columna. Asimismo, la pendiente varió ligeramente para diferentes relaciones de aspecto.

La verificación experimental de los modelos analíticos, propuestos Thorburn et al. (1983), fue realizada por Timler y Kulak (1983) y Tromposch y Kulak (1987). Tales investigaciones incluyeron carga estática y casos de cuasi-carga sísmica. El primero de éstos incluyó el caso de cuasi-carga cíclica de viento, y la

segunda incluyó la prueba de carga última de un espécimen que ya había sido probado cíclicamente bajo cuasi-cargas sísmicas. Con base en los resultados, se presentó un modelo analítico para sismo.

CARGA ESTÁTICA, INCLUYENDO CUASI CARGA CÍCLICA DE VIENTO. Con el objetivo del reconocimiento y observación del desarrollo del campo de tensión en la placa de relleno, el comportamiento fuera del plano de la placa bajo cargas de servicio que se reinvierten y el comportamiento bajo carga última, se fabricó y probó sólo un espécimen a escala natural (Kulak, 1991).

El modelo probado representa un muro de cortante de acero de dos pisos y un claro (fig. 1.2-1). Los miembros horizontales representan las columnas. El uso de un modelo simétrico proporciona una condición de rigidez "infinita" en la viga interior, localizada al centro del espécimen. Además, se usaron conexiones articuladas prácticamente reales. El claro del muro fue de 3.75 m y la altura de entrepiso fue de 2.50 m. Las columnas fueron armadas de sección W310X129 (AISC: W12X87); las vigas, también armadas, correspondieron a la W460X144 (AISC: W18X97).

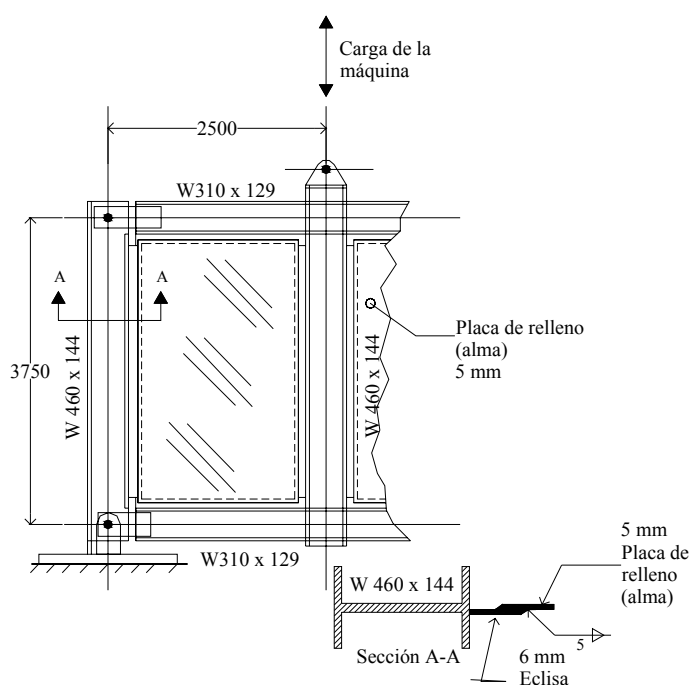


Fig. 1.2-1. Especimen probado por Timler y Kulak (Kulak, 1991).

Debido a que el objetivo del programa experimental fue probar muros de cortante de acero de alma delgada, se usó la placa laminada en caliente del menor espesor disponible 5 mm. Dicha placa se conectó por medio de una "eclisa" ("fish plate") (fig. 1.2-1, sección A-A). Todo el acero usado, excepto para las uniones, tenía un esfuerzo de fluencia esperado de 300 Mpa (3059 kg/cm²).

La estructura se probó como una viga de gran peralte. Al espécimen se aplicó una carga cíclica a la deflexión límite permisible, y una carga final hasta alcanzar la falla estructural del sistema.

En la primera de las secuencias de carga el muro se sometió a tres ciclos en cada uno de los cuales se alcanzó el desplazamiento de entrepiso de $H/400$, bajo una carga de 2104 kN. El ciclo de histéresis permitió ver que las pendientes entre ciclos de carga, en la misma dirección, son esencialmente las mismas. La diferencia de deflexiones entre las direcciones de carga se atribuye a una elongación de los tornillos en los apoyos. Además, en todas las aplicaciones de carga se exhibió un comportamiento elástico lineal. La deflexión máxima fuera del plano medida fue de 20 mm; para la cual se había medido una inicial de aproximada de 9 mm, sobre una longitud de 1275 mm. Las ondas de pandeo formadas a una carga máxima apenas sí fueron distinguibles. El ángulo de los esfuerzos principales de tensión varió entre 47° y 53° en la porción más baja del panel; para el que se predijo un ángulo de 51°.

En la fig. 1.2-2 se muestra la relación carga-deflexión lateral del marco, obtenida experimental y analíticamente (Kulak, 1991). Este corresponde al usado por Thorburn et al. (1983) para el comportamiento hasta la carga a la cual fluye la primera barra inclinada. Para el que se calculó una carga $P_y=3450$ kN, que coincide con el inicio de la no linealidad mostrada en la gráfica. La deflexión que se predijo para dicho carga, sin embargo, es aproximadamente 10 % menor que la medida experimentalmente.

El espécimen mostró una capacidad de carga mayor que la correspondiente a la fluencia de la primera barra. Así, el modelo presentado por Thorburn et al. (1983) tendrá una resistencia considerable de reserva más allá de tal nivel. Timler y Kulak (1983) usaron un modelo para considerar tanto la siguiente fluencia del resto de las franjas como la fluencia de los miembros de contorno (marco). Por esta razón, para incluir los efectos de flexión de las columnas se reevaluó la derivación del ángulo de inclinación del campo de tensión (Apéndice B1).

El comportamiento lineal se extendió bastante más allá (3450 kN) de la carga límite de servicio (2063 kN). A esto siguió un intervalo de pérdida gradual de la rigidez del marco con comportamiento dúctil, hasta que se alcanzó una carga última de 5395 kN. Es importante señalar que la carga última no se debió al comportamiento de los elementos principales, sino a una falla de la conexión.

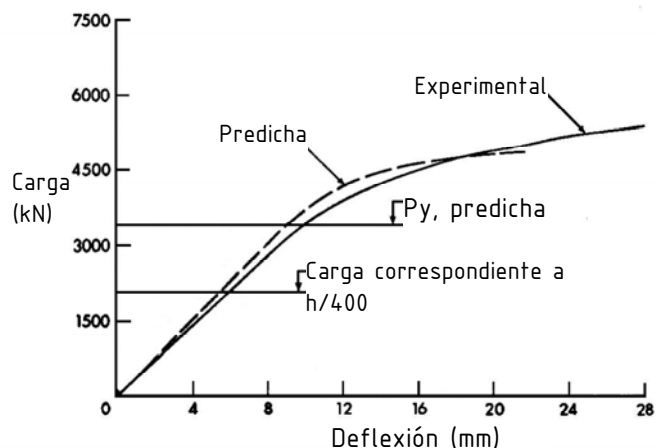


Fig. I.2-2. Deflexión lateral predicha y experimental para carga estática de un muro (Kulak, 1991).

I.2.5. MECPASA SOMETIDOS A CARGA CÍCLICA SEVERA

Tromposch y Kulak (1987) probaron un espécimen a gran escala, similar al descrito para el caso estático. El ensamble de dos paneles contó con un claro de 2.75 m, una altura de entrepiso de 2.20 m y un espesor de placa del alma de 3.25 mm. (Kulak, 1991). Hubo dos diferencias principales con respecto a la estructura anterior:

- Para conectar las vigas a las columnas, se usó ángulos en las almas de los marcos; además de ser atornilladas y resistentes al deslizamiento, en vez de ser con pernos.
- Para simular el proceso de erección en una estructura real, se aplicó una precarga en las columnas de $0.09P_y$ (donde P_y es la carga axial que ocasiona la plastificación de la sección del elemento), antes de que la placa de relleno fuera insertada y sujeta a los elementos de frontera. Después de que se había colocado la placa, se aplicó una carga adicional a las columnas de $0.12P_y$.

La prueba se llevó a cabo en dos fases. La primera consistió en la aplicación de carga cíclica lenta por medio de incremento de desplazamientos. La segunda, en someter la estructura a una carga monofónica para determinar su capacidad estática última.

La fig. I.2-3 (Kulak, 1991) muestra la historia completa carga-desplazamiento, para 28 ciclos de carga aplicados. Para los mayores niveles de carga, la respuesta es la característica de aquellos sistemas de acero que contienen elementos que se pandean (curva en forma de S). Al examinarse los ciclos individuales, se llegó a la conclusión de que los primeros 13 muestran una respuesta esencialmente lineal, correspondiente a un desplazamiento de piso de aproximadamente $1/400$ veces la altura del piso. Además,

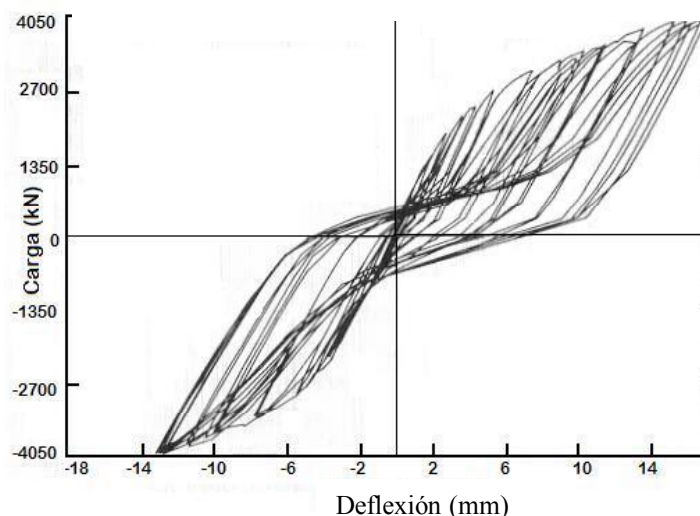


Fig. 1.2-3. Respuesta sísmica de muros delgados sin atiesar, con conexiones viga-columna a cortante (Kulak, 1991).

las porciones más planas de la curva, en la región central, son debidas al efecto de pandeo de la placa, en el periodo de formación y reformación del campo de tensión en direcciones opuestas.

Se debe destacar que la cantidad de energía disipada continuó incrementándose a través de los ciclos de carga. Sin embargo, debido a que se había alcanzado la capacidad de la máquina de prueba, para carga cíclica se detuvo el experimento. La carga alcanzada correspondió al 67% de la carga última (alcanzada posteriormente) y una deflexión de 1/129 la altura del piso (17 mm). Así mismo, se observaron ciclos de histéresis estables, a pesar de que se habían formado gran cantidad de bandas, por lo que podría haber soportado una carga mayor.

La segunda fase del experimento, se realizó con la intención de conocer si el sistema era capaz de soportar su carga teórica después de estar sometido a sollicitaciones de origen sísmico. Sin embargo, el espécimen fue cargado monotónicamente hasta alcanzar la capacidad de la máquina de prueba (ligeramente mayor de 6000 kN), por lo que no reflejó su carga última. La deflexión máxima alcanzada fue mayor a los 70 mm. Al final de la prueba se observaron desgarres en las soldaduras en las esquinas de los paneles, y deslizamiento de los tornillos, lo cual indicó un gran giro de las uniones viga-columna.

MODELO ANALÍTICO PARA CARGA CÍCLICA. El estudio del modelo analítico propuesto por Tromposch y Kulak (1987) se desarrolló con base en el propuesto por Mimura y Akiyana (1980). Para incluir los efectos de la rigidez del marco de contorno y la baja resistencia de pandeo del panel Tromposch y Kulak realizaron las siguientes suposiciones:

- La rigidez de la estructura, durante la fase de redesarrollo del campo de tensión, puede ser representada por la rigidez elástica del marco solo.
- Cuando un número suficiente de articulaciones plásticas se han desarrollado en los miembros de frontera para generar un mecanismo, la pendiente de la curva de histéresis, durante la reformación del campo de tensión, será cero.
- Dado que la carga de pandeo para un panel delgado sin atiesar es muy baja, entonces la deflexión necesaria para producir el pandeo es muy pequeña y puede ser despreciada.
- La deflexión requerida para redesarrollar el campo de tensión se basa en la cantidad de fluencia experimentada por los paneles en cada dirección.

La fig. 1.2-4 muestra una curva teórica de histéresis desarrollada para un MCPASA con las suposiciones anteriores. Cuando se aplica carga a la estructura, la respuesta seguirá el comportamiento exhibido por la curva de carga monotónica contra deflexión; pasando por la primera fluencia hasta una carga arbitraria máxima en el punto B. Al descargar, la pendiente de la curva será igual a la rigidez elástica OA, llegando al punto C. Al aplicar carga en el otro sentido, el panel debe desarrollar el campo de tensión en la otra dirección. La deflexión requerida es la distancia CD' (Kulak, 1991). Durante esta deflexión de re-pandeo, la rigidez del panel se considera igual a la rigidez elástica del marco solo. Una

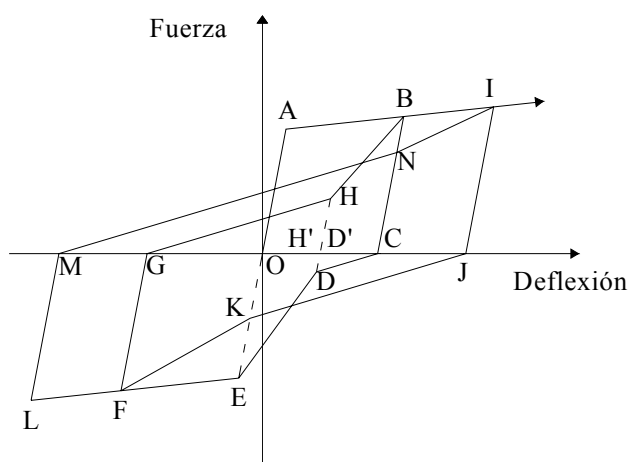


Fig. 1.2-4. Curva teórica de histéresis propuesta por Tromposch y Kulak (Kulak, 1991).

vez que el campo de tensión se ha vuelto a formar (punto D), se supone una transición lineal hasta E. La formación de los ciclos de histéresis es una continuación del proceso descrito; fluyendo hasta el punto F, descargándose al punto G, la formación de nuevo del campo de tensión hasta el punto H, y una transición lineal hasta el punto previo de tensión máxima (punto B).

Con el modelo de histéresis propuesto, se desarrollaron curvas de histéresis teóricas que mostraron una correlación razonable con los experimentos (un área histerética 36% menor para el ciclo 16 y 20% mayor para el ciclo 18).

1.2.6. ROBERTS Y SABOURI-GHOMI (1991)

Roberts y Sabouri-Ghomi (1991) realizaron pruebas cuasi-estáticas cíclicas en paneles de placas esbeltas sin atiesar. Se estudiaron seis especímenes de 300X300 mm y 450X300 mm, espesores de 0.54, 0.83 y 1.23 mm. La placa más delgada fue de una aleación de aluminio, mientras el resto fueron de acero. La placa se unió a los marcos con tornillo de alta resistencia; y los elementos de los marcos se conectaron con pernos. Las cargas se aplicaron a lo largo de las diagonales, cursando el comportamiento elasto-plástico en cada ciclo. El proceso se realizó incrementando gradualmente el desplazamiento diagonal, hasta haber alcanzado por lo menos 4 ciclos. Todos los paneles mostraron ciclos de histéresis estables, pero con estrechamiento.

Además, proponen un modelo elasto-plástico para predecir las características de histéresis de un panel esbelto, con placa sin atiesar, con los elementos de contorno articulados y sujeto predominantemente a cortante. El modelo toma en cuenta la carga cortante de pandeo elástico de la placa, pero desprecia la contribución del marco de contorno. También proponen un modelo para elementos con conexiones resistentes a momento. Las predicciones teóricas mostraron una "buena" concordancia con los resultados experimentales.

1.2.7. MECPASA FRENTE A OTROS SISTEMAS DE RESISTENCIA LATERAL

Yamada (1992) investigó el comportamiento de 11 especímenes de sistemas de resistencia lateral. Todos fueron de escala 1/5, un nivel (600 mm), un claro (600 mm), y con marcos rígidos de acero embebidos en concreto. A 4 de ellos se incorporaron paneles de relleno de concreto. A otros 4 se les reforzó con contraventeos en cruz de barras de acero planas; 2 consistieron en placas de acero embebidas en concreto. Mientras otros 2 se construyeron únicamente con placas de acero de relleno (de espesor de 1.2 y 2.3 mm). El restante no contó con elementos de relleno. Las estructuras fueron sujetas a carga monotónica a lo largo de las diagonales.

Se examinó resistencia, rigidez y ductilidad. Los sistemas rellenos de concreto, los contraventeados y los que contenían placas embebidas en concreto exhibieron una rigidez inicial alta debido a la formación

de un campo de compresión para deformaciones pequeñas. La rigidez de los paneles con placas solamente fue un poco menor al resto, hasta el inicio del pandeo; posteriormente la rigidez fue baja. El muro de relleno de concreto de mayor espesor mostró una rigidez y resistencia altas, pero una vez alcanzada la resistencia máxima, la cual se presentó a relativamente pequeñas deformaciones, su capacidad de carga descendió rápidamente. Al contrario, *el panel con únicamente placa de acero de relleno mantuvo la capacidad última hasta grandes deformaciones*, a pesar de presentar en algunos casos menor resistencia última y menor rigidez inicial. La rigidez de las placas de los paneles, relativa a los marcos de contorno, manifestó ser de una influencia notable en el comportamiento general del sistema. El modo de falla observado fue la fractura de la base de los marcos compuestos.

1.2.8. EL ESPESOR DEL ALMA DEL MURO

Caccese et al. (1993) llevaron a cabo una serie de pruebas en muros esbeltos de placa de acero sin atiesar (MCPASA) de placas **laminadas en frío**, de 3 niveles, un claro, y a escala un 1/4. El principal objetivo fue estudiar la conexión de viga a columna, y la esbeltez de la placa de relleno. En adición, se estudió el comportamiento de un marco rígido sin placa de relleno, el cual, además, se tomó como patrón para comparación. No obstante, Kulak et al. (1994) evidencian las limitaciones de tal investigación.

Fueron examinados 6 especímenes. De acuerdo con el tipo de conexiones columna-viga se agruparon en 2 grupos. El primer consistió en un marco rígido (F0) y otros 3 especímenes con placas de relleno de acero y *conexiones resistentes a momento*. Para ellos se usaron placas calibre 22 (0.76 mm), 14 (1.90 mm) y 12 (2.66 mm) (llamados M22, M14 y M12, respectivamente). Dichas conexiones consistieron en soldadura de filete continua de la sección completa de la trabe a la columna. El segundo grupo consistió en dos paneles con placas de relleno de acero calibre 22 y 14 (denominados S22 y S14). Para estos los marcos de contorno se construyeron con conexiones a cortante. Para tales conexiones se usó soldadura de filete entre el alma de la viga y la columna. Las placas de relleno fueron continuamente soldadas a los patines de las columnas y vigas en el plano de sus almas. Todos los marcos, hechos de acero ASTM A36, estuvieron formados por perfiles S3X5.7, para los miembros horizontales, y W4X13, para las columnas. Asimismo, las estructuras incluyeron un panel atiesador de 229 mm en la parte superior para anclar el campo de tensión en el último nivel. Cada estructura contó con un claro de 1244 mm y un entrepiso de 838 mm.

El programa experimental comprendió tanto pruebas monotónicas como cíclicas. Cada sistema estructural se probó en un marco de reacción. La carga se aplicó en la parte superior mediante un gato hidráulico. Se instrumentó principalmente el primer nivel, y algunos elementos del marco del segundo niveles de todos los especímenes. La historia de carga cíclica consistió en desplazamientos máximos que constó de 8 incrementos de 6.35 mm, hasta un máximo de 50.8 mm (distorsión de 2%). Cada ciclo de desplazamiento se repitió tres veces, para un total de 24 ciclos. Tal historia de desplazamiento fue realizada por otros 24 ciclos más. Finalmente se cargó monotónicamente hasta el desplazamiento límite del actuador.

Se estudió el comportamiento de los sistemas atendiendo diferencias debidas al espesor de placa y tipo de conexión relacionadas con su rigidez, resistencia, evolución elástica e inelástica hasta el final de la prueba, disipación de energía y características de falla. El comportamiento cíclico del marco se caracterizó por curvas de histéresis estables y amplias. El resto de las estructuras exhibieron curvas de histéresis estables y amplias, pero con una degradación de rigidez y estrechamiento (hasta una reducción del 60%) de mayor a menor espesor. También se notó que la transición de comportamiento elástico a plástico es drástica para el M12, intermedia para el M14, y gradual para el M22. En el espécimen más esbelto (M22) la placa fluye antes de que se presente un comportamiento inelástico en la columna. La carga máxima fue controlada por la fluencia de la placa y flexión local de las columnas. En la estructura

con placas de esbeltez intermedia (M14) la placa fluyó en tensión diagonal ligeramente antes de que la columna entrara en un comportamiento inelástico. En el sistema resistente con la placa de relleno de mayor espesor (M12) la falla fue gobernada por inestabilidad inelástica en la columna, pandeándose fuera del plano. La *relación de carga máxima de la respectiva estructura a carga máxima del MCPASA con placa más esbelta fue: 0.36, 1.98 y 2.24*, para los sistemas *F0, M14, M12*, respectivamente. la *relación del espesor de placa de la estructura de interés a carga máxima del MCPASA con placa más esbelta fue: 2.46 y 3.49*, para los especímenes *M14 y M12*, respectivamente. Los estudios indicaron un comportamiento similar entre los MCPASA con diferentes tipos de conexiones; atribuyendo su diferencia a las discrepancias en las propiedades reales de los materiales y espesores reales de las placas. La energía disipada y la tasa de disipación de energía de los MCPASA revela ser mayor que la del marco rígido de acero. La de los M14 y S14 fue notablemente mayor que la de los M22 y S22; pero con una diferencia menor entre los M14 y M12, siendo mayores las del M12. La disipación de energía entre los sistemas con marcos rígidos y marcos con conexiones a cortante se consideró como la misma. La relación entre la *carga máxima y la carga de primera fluencia* que se obtuvo fue: *2.1, 2, 1.5 y 1.1*, para los sistemas *F0, M22, M14 y M12*, respectivamente (pese a una falla en la soldadura de la columna de la estructura M14, en el quinto ciclo, la cual no fue reparada).

Se concluyó que la adición a un marco de acero de una placa de relleno de acero sin atiesar, proporciona al sistema un incremento substancial en la rigidez lateral, capacidad de carga lateral y disipación de energía. Teniendo siempre en mente que la resistencia del sistema estará dominada por el elemento más débil, ya sea un detalle de conexión, la capacidad última de la placa, o resistencia o estabilidad de los otros elementos. Se puede decir, que una vez que el modo de falla es gobernado por inestabilidad de las columnas, sólo se logra un incremento despreciable en la resistencia con el aumento de espesor de la placa (manteniendo el resto de los elementos sin cambio). El material adicional de la placa es esencialmente desperdiciado, disminuyendo, además, la ductilidad de la estructura. Por lo cual, el uso de placas más gruesas significaría usar columnas de grandes secciones. Así un "buen diseño" debe asegurar que la placa desarrolle completamente su resistencia a pospandeo antes de que la columna falle. Por lo que la filosofía de diseño muro débil-columna fuerte es altamente deseable.

1.2.9. MCPASA CON Y SIN CUBIERTA DE CONCRETO

Sugii y Yamada (1996) realizaron una investigación experimental y analítica en muros de cortante de paneles de acero con y sin cubierta de concreto a escala de 1/10; con relaciones de aspecto entre 1 y 2; espesores de placa de acero 0.4 y 1.2 mm. Todos contenidos en marcos de sección compuesta. Los especímenes se sometieron tanto a carga monótonica como cíclica. También se propone un método de análisis simplificado. Las características de las pruebas fueron similares a las realizadas por Timler y Kulak (1983).

Los resultados mostraron que la resistencia máxima se alcanzó para un ángulo de distorsión entre 0.01 y 0.03 rad, con una reducción ligera hasta 0.1 rad. El espesor de los paneles de relleno mostró ser un factor considerable en la resistencia del espécimen y en la cantidad de energía disipada.

El método analítico propuesto consiste en un contraventeo a tensión con un ancho efectivo equivalente de 2/3 de la altura del entrepiso. Se supuso una relación esfuerzo-deformación trilineal para el contraventeo y una relación momento-curvatura elasto-plástico perfecto para el marco de contorno. Sin embargo, el modelo sobre-estima considerablemente la rigidez, pero predice razonablemente su capacidad.

1.2.10. MECPASA CON MARCOS RÍGIDOS DE CONTORNO

Driver et al. (1997, 1998) sometieron un MECPASA a escala natural, de 4 niveles, un claro y *conexiones viga-columna resistentes a momento* a carga cíclica extrema. Se estudió el comportamiento de los MECPASA de varios niveles sujetos a ciclos de carga extrema, el desempeño de los detalles seleccionados y del sistema en general.

Las características del espécimen son parecidas a los construidos en la práctica. Dicho sistema sería representativo de un edificio de oficina a escala 1/2. La altura total fue de 7.4 m y un ancho de 3.4 m (3.05 m entre ejes de las columnas). Con una altura de entrepiso de 1.93 m para el nivel inferior y de 1.83 para los otros tres. Se usó una sección W310X118 (W12X79) para las columnas; y una W310X60 (W12X40) para los elementos horizontales del primero, segundo y tercer niveles. Para la del último nivel una W530X82 (W21X55). El mayor peralte de la última viga tuvo la intención de anclar el campo de tensión diagonal en el último panel superior, pues sus condiciones discreparon de las de los paneles intermedios. Las secciones de vigas y columnas cumplen con los requerimientos para diseño plástico. Las vigas y columnas se conectaron resistentes a momento. **Los patines de la viga se conectaron a las columnas usando soldadura de penetración completa en ranura, dejando las placas de respaldo y extensión.** Los espesores nominales de las placas de relleno en los primeros dos niveles inferiores fueron de 4.8 mm, mientras que para los paneles superiores fueron de 3.4 mm. Para las primeras, el acero usado fue G40.21-300W (CSA, 1992 b), para la cual es el mínimo espesor disponible. En cambio, para la del segundo nivel se utilizó grado ASTM A569 y para la superior SAE J403 GR101. Las pruebas mostraron que *todas las placas usadas presentaron un comportamiento típico de las pacas laminadas en caliente.* El esfuerzo medio de fluencia fue de 341 Mpa para los paneles 1 y 2, 257 MPa para el tercer panel y 262 MPa para el panel superior. Se usaron eclisas para conectar las placas a los marcos de contorno, además se agregaron placas de continuidad en las esquinas donde se encuentran las eclisas (Fig. I.2-9).

El espécimen se probó en muro de reacción. Las cargas horizontales se aplicaron en cada uno de los cuatro pisos. Y fueron esencialmente las mismas en cada nivel. También se aplicaron cargas de gravedad en la parte superior de las columnas.

La prueba comprendió 30 ciclos de carga, de los cuales **20 fueron inelásticos**. El sistema estructural mostró tener una gran rigidez inicial, ductilidad y características de disipación excelentes, además de exhibir un comportamiento estable y gran redundancia. Las curvas de histéresis (fig. I.2-5) del panel 1 exhiben muchas características similares a las de pruebas realizadas con anterioridad. La uniformidad de las curvas de histéresis indica que el comportamiento del sistema bajo carga cíclica severa fue dúctil y extremadamente estable. No hubo pérdida repentina de la rigidez. Aún habiéndose alcanzado la carga máxima, el deterioro fue lento y controlado.

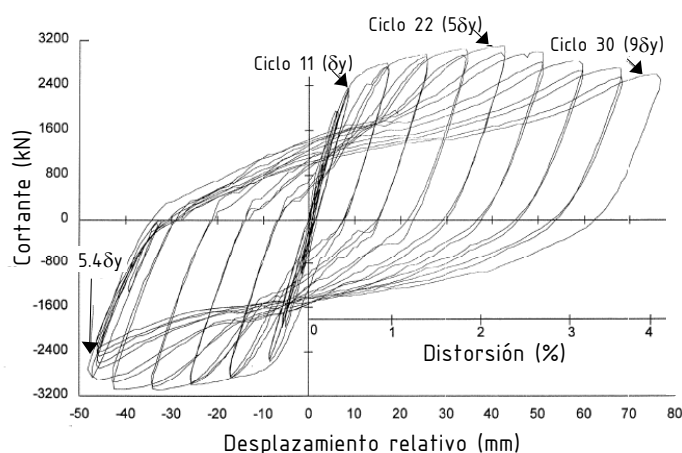


Fig. I.2-5. Cortante de entrepiso-desplazamiento de piso y distorsión de entrepiso (Driver et al, 1997).

La Tabla I.2.10-1 describe el funcionamiento del sistema hasta la falla. Las curvas también exhibieron un adelgazamiento debido a la reducida rigidez en la región donde las ondas de pandeo se reorienta durante los cambios de dirección de la carga. La mayor diferencia es el área de las curvas de histéresis de este sistema que es mayor que las de los MECPASA con conexión viga-columna a cortante. El marco

rígido también provee redundancia en el sistema, la cual se ve incrementada, aún más, por la capacidad de las placas de relleno de la redistribución de cargas. Esto es todavía más notorio en el *desgarramiento de la placa, pues no provocó pérdida repentina de la rigidez y tuvo un efecto mínimo en su resistencia.*

Tabla I.2.10-1. Comportamiento del espécimen probado por Driver et al. (1997).

CICLO	δy (panel1)	OBSERVACIONES
8		Se observó por primera vez la fluencia en algunos elementos. La mayor parte se presentó en las eclisas que conectaron las placas de relleno a los elementos de contorno o en la periferia de las placas de relleno. Además, se comenzaron a formar patrones de fluencia, característicos de tensión diagonal, en las esquinas superiores del panel inferior.
10		Las zonas de fluencia en las eclisas se hicieron más grandes
11	δy^* (8.5 mm)	Se alcanzó el desplazamiento de fluencia del panel inferior. Se incrementó la fluencia en las almas de las vigas del primer, segundo y tercer niveles; así como en las eclisas y placas de relleno de primer y segundo paneles. Asimismo, las placas del primer, segundo y tercer niveles mostraron formas de pandeo visibles, en el máximo desplazamiento. Al mismo tiempo, en este ciclo el pandeo de la placa y su propio reajuste, en los cambios de dirección de carga, produjo bastantes ruidos estridentes
14	$2\delta y$	Como el proceso continuaba, la fluencia progresaba en otras partes de la estructura, así como la amplitud de ondas de pandeo se incrementaba. En el ciclo 14, se midió una amplitud de la onda de pandeo de aproximadamente 50 mm, con respecto a la posición neutral. Después de la descarga, ondas de pandeo residuales fueron claramente visibles en una superficie sumamente compleja que no favorecía la orientación que se formó en alguna dirección de carga.
17	$3\delta y$	Primera fluencia en la unión viga-columna.
18		Primer desgarre en la esquina oeste de la cara sur del panel 1 (6 mm de longitud). Se formó en la esquina de la soldadura que conectaba la placa de relleno a la eclisa, transversal al eje de la soldadura. No obstante, dicho desgarre no se propagó durante los subsecuentes ciclos y tuvo un efecto mínimo en el comportamiento del sistema.
20	$4\delta y$	Pandeo local en el patín este de la columna oeste y el patín oeste de la columna este, en ambos casos inmediatamente debajo de la viga del nivel 1. También se advirtió un pandeo local en el patín este de la columna este, cerca de la base.
22	$5\delta y$	Desgarres en la placa en las esquinas superiores (longitud de 120 mm esquina este y 80 mm esquina oeste) en la punta de la soldadura que conectaba la eclisa a las columnas; y en la punta de la soldadura de filete que conectaba la placa de relleno a la eclisa, en la esquina superior oeste (de 50 mm de longitud). Se alcanzó el máximo cortante basal (3080 kN). La fig. I.2-8 muestra tales desgarres, después de haberse propagado en ciclos subsecuentes.
25		Se formaron desgarres en el interior de la placa de relleno, como resultado de su propio enderezado y doblado durante las cargas cíclicas.
26	$7\delta y$	Distorsión excesiva de los patines de la columna del primer entrepiso (fig. I.2-7).
30	$9\delta y$	Fractura de la columna en su base, a un cortante basal del 85% del máximo alcanzado (fig. I.2-6).

* δy es el desplazamiento de fluencia del panel 1.

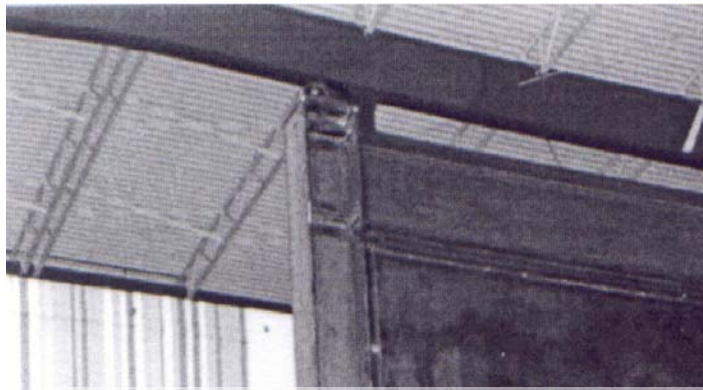


Fig. I.2-8. Desgarre del panel 1, formado durante el ciclo 18 (Driver et al; 1996)

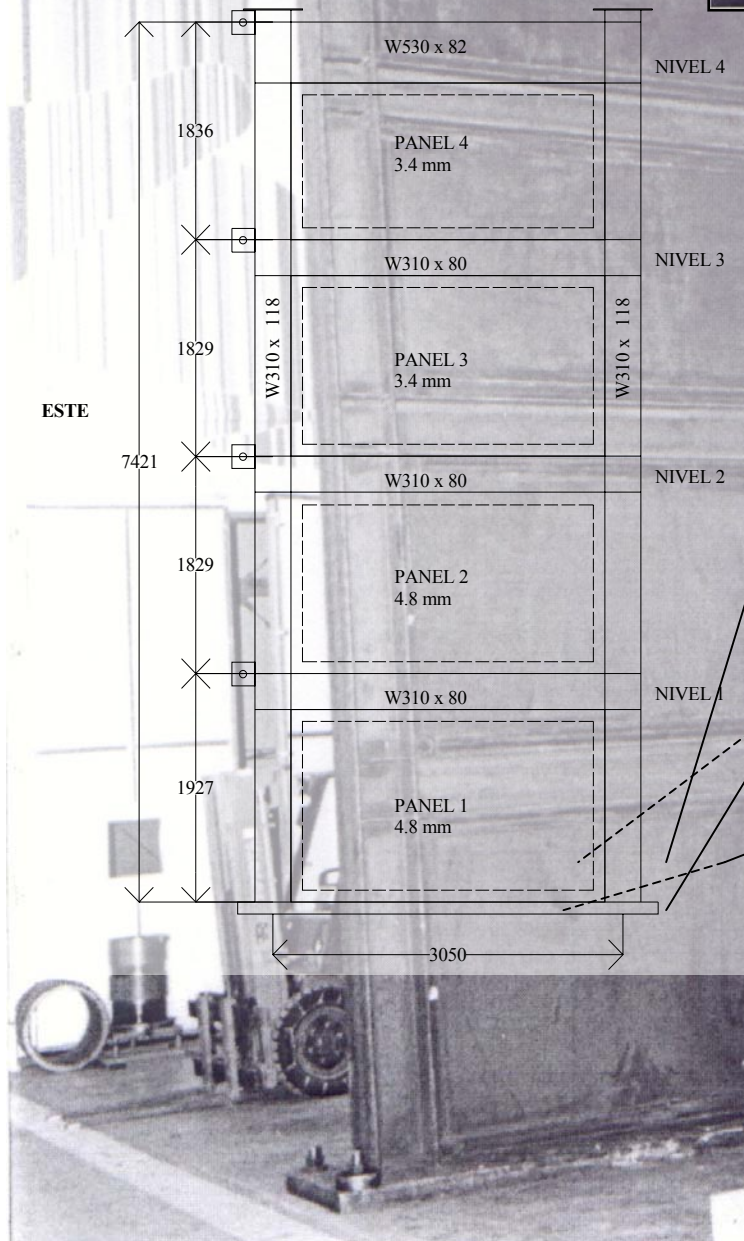


Fig. I.2-7. Pandeo local de una columna, al final de la prueba. (Driver et al; 1996)



Fig. I.2-6. Fractura de la columna oeste, en su base (Driver et al; 1996)

Fig. I.2-9. MECPASA probado en por Driver et al. (1996).

El espécimen mostró que *la demanda de giro en las conexiones viga-columna son significativamente reducidas*. Las uniones en las conexiones viga-columna revelaron señales de fluencia del panel en el nudo hasta el ciclo 17, cuando se había alcanzado un desplazamiento 3 veces mayor al de fluencia del panel inferior. Cabe aclarar que se usaron atiesadores de continuidad en el panel del nudo.

La investigación también incluyó el análisis estructural del sistema, tanto con modelos simplificados como con el método del elemento finito y se propuso un modelo de histéresis. Tal modelo se presenta en el Apéndice A3 del presente trabajo y representa la forma de trabajo del sistema de resistencia lateral, así como resalta la contribución de los marcos rígidos como elementos de contorno.

1.2.11. DEFORMACIONES POR FLEXIÓN, FLEXIBILIDAD DE LAS COLUMNAS Y RESISTENCIA DE LAS TRABES

En los muros de los experimentos descritos anteriormente dominaron las deformaciones por cortante; y la mayoría incorporaron marcos de contorno con rigideces significativamente mayores que la de las placas de relleno. Así se contaba con información limitada del desempeño de MECPASA en edificios donde dominen las deformaciones por flexión, en especial con columnas esbeltas. Lubell et al (2000) se dieron a la tarea de acortar tal brecha en el conocimiento con pruebas de laboratorio en 3 especímenes. Dos de ellos fueron paneles individuales (SPSW1 y SPSW2), y otro de 4 niveles. Los modelos se sometieron a ciclos completos de carga cuasi-estática tanto en el intervalo de comportamiento elástico como en el inelástico. Los principales aspectos estudiados fueron: la resistencia global; rigidez elástica en pospandeo; la formación del campo de tensión diagonal en combinación con el pandeo a compresión diagonal; estabilidad de las curvas de histéresis del panel; efectos de la rigidez de las columnas y las vigas; así como la interacción entre el marco y el panel de cortante.

Los especímenes probados representaron modelos a escala 1/4 de núcleos de edificios de oficinas de una crujía. Tenían distancia entre ejes de columnas de 900 mm y una relación de aspecto de la placa de relleno de 1:1. Cada panel se construyó con columnas continuas de sección transversal S75x8 y vigas S75x8. El espécimen SPSW2, el segundo panel individual, incorporó una viga adicional S75x8 soldada a la viga superior, con el objetivo de un mejor anclaje del campo de tensión. Mientras para la estructura SPSW4 utilizó una viga de mayor peralte, S200x34, en la azotea. Se proporcionaron conexiones a momento viga-columna con soldadura de filete de la sección completa de la viga a los patines de la columna; además, se usaron atiesadores de continuidad en los nudos. Se utilizaron placas de relleno laminadas en caliente de 1.5 mm de espesor. Los esfuerzos de fluencia medidos del material, fueron 380 MPa y 320 MPa para las placas de relleno. Las pruebas verificaron las características de materiales laminados en caliente. Los especímenes se diseñaron con base en el muro de varios niveles, limitado por las instalaciones de las pruebas y capacidad de los aparatos.

Las pruebas se realizaron en un marco de reacción. En el caso del muro de 4 niveles, se le aplicaron cargas iguales en cada nivel. Al modelo de varios niveles se le aplicó una carga de gravedad únicamente. Dicha carga fue de 13.5 kN en cada nivel. La prueba se condujo en una forma de fuerza controlada hasta alcanzar un punto de fluencia δ_y . Luego se continuó el proceso de carga en una manera de desplazamiento controlado, en múltiplos de δ_y , utilizando el desplazamiento del panel 1 (inferior) como parámetro de control.

Se observó fluencia de los paneles, seguida de fluencia en el marco. Las columnas del muro SPSW4 fluyeron antes de que algún comportamiento inelástica ocurriera, resultando en un estado de inestabilidad global. La respuesta inelástica fue resultado de la fluencia de la placa de relleno (SPSW1, SPSW2), desgarres en la placa (SPSW2), fracturas localizadas de soldadura (SPSW1, SPSW2), y formación de

articulaciones plásticas en el marco de contorno. Además, se observaron deformaciones inelásticas de cortante significativas en las columnas cerca del nudo superior, viga-columna. Los desplazamientos máximo fueron de $7\delta_y$, $6\delta_y$ y $1.5\delta_y$.

Se concluyó que la relación de aspecto del panel y la global del muro tienen una gran importancia en la eficiencia del sistema. Los resultados confirmaron la razón de los experimentos. La forma global de la columna deformada medida en laboratorio, pareció un modo de cortante predominante para el primer piso y una combinación de cortante y flexión para el segundo. También se notó la importancia de tener un miembro rígido a flexión en los paneles inferior y superior, ya que el espécimen SPSW1 mostró un comportamiento relativamente pobre. La insuficiencia de rigidez permitió la formación de una articulación plástica en el miembro horizontal, impidiendo un anclaje adecuado del campo de tensión. Lo anterior ocasionó inestabilidad fuera del plano, lo que incrementó la demanda en el sistema de soporte lateral y culminó con terminación rápida de la prueba.

1.2.12. CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS

Rezai et al. (1999) realizaron pruebas en mesa vibradora en un espécimen con las mismas características que el estudiado por Lubell et al. (2000). El espécimen de cuatro niveles fue sometido a 37 sismos simulados. Y aunque cada sismo brindó información acerca del comportamiento dinámico del muro, ninguno de ellos proporcionó información para describir completamente el comportamiento inelástico del sistema debido a las limitaciones dinámicas del aparato.

Los resultados mostraron concordancia con los experimentos realizados por Lubell et al. (2000). En general, el panel inferior fue el que más contribuyó a resistir cortante y el que presentó menores distorsiones de entrepiso así como desplazamientos. En cambio, el último nivel fue el que tuvo mayores desplazamientos y distorsiones de entrepiso. Fue el que menos participación tuvo en soportar el sismo y también mostró poca rigidez. El sistema pareció no ser tan eficiente cuando las deformaciones por flexión dominaron.

Las pruebas también mostraron la gran dependencia de las propiedades dinámicas del sistema en la severidad de la excitación. Así, para un caso se identificó la primera frecuencia natural de 5.33 Hz y en otro de 5.64 Hz. La primer frecuencia natural del espécimen se redujo constantemente de pruebas de amplitud pequeña a excitaciones de alta intensidad. Esto se atribuye a que durante sismos de alta intensidad la placa se pandeará más severamente, reduciendo, por consiguiente, la rigidez global del modelo. Además, se escucharon fuertes sonidos, debido al propio reacomodo de la placa, durante las pruebas. La primera y segunda frecuencias naturales de la placa medidas fueron 22.2 Hz y 38.5 Hz.

1.2.13. MUROS ACOPLADOS

En la Universidad de California, Berkley se investigó el comportamiento de un sistema de MECPASA desarrollado y usado en estructuras de gran altura. Se realizaron pruebas cíclicas estáticas en dos especímenes a escala 1/2 con diferentes relaciones de aspecto. Ambos modelos mostraron gran ductilidad y comportamiento inelástico estable, pues toleraron más de 30 ciclos de comportamiento inelástico antes de alcanzar una distorsión de entrepiso de 0.03.

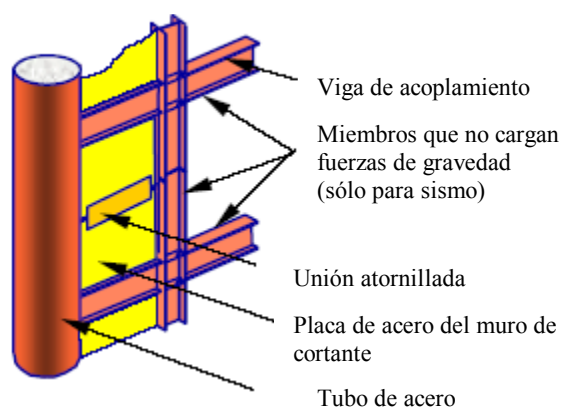


Fig. I.2-10. Detalle de un panel de los especímenes probados por Astaneh et al. (Zhao et al., 2004)

Ambos especímenes se comportaron de una manera muy dúctil y deseable. El Uno permaneció prácticamente elástico hasta distorsiones de entrepiso de 0.6% (fig. I.2-11). En esta distorsión se observaron líneas de fluencia en las placas de relleno de los muros así como en las columnas de patín ancho. A distorsiones de entrepiso de 2.2% la diagonal de compresión se pandeó, el campo de tensión diagonal fluyó y la columna de patín ancho desarrolló pandeo local. Las vigas de acoplamiento, en ambos modelos, desarrollaron articulaciones plásticas en las caras de las columnas, lo que llevó a que las superiores fallaron por fatiga. Los dos especímenes alcanzaron grandes distorsiones de entrepiso de 0.05 y 0.03, para el Espécimen Dos y Uno, respectivamente.

El estado final de los muros, considerados como fallados, se observa en las figuras (I.2-13) y (I.2-12). La formación del campo de tensión diagonal y su dirección son claras. Sin embargo, el patrón que se sigue es más complejo para el Espécimen Uno (Zhao y Astaneh, 2004).

Las columnas en los extremos del sistema fueron tubos de acero rellenos de concreto (fig. I.2-10). Por su gran rigidez, estas soportan la mayor parte de la carga de gravedad. Las columnas se conectaron a vigas de acoplamiento con conexiones especiales a momento, para formar un marco rígido dúctil. Los modelos fueron construidos como subensambles de la estructura prototipo por encima de dos niveles (Espécimen Uno) y tres niveles (Espécimen Dos). El primero tuvo una relación de aspecto de 0.66 y el segundo de 1.0. El diámetro de las columnas fue de 610 mm y las columnas internas fueron de sección W18x86. El espesor de la placa para el Espécimen Uno fue de 6 mm y para el Dos de 10 mm. El acero usado para las columnas fue A572 Grado 50, con un esfuerzo de fluencia de 345 MPa. En cambio, el acero de la placa del muro fue A36, con un esfuerzo de fluencia de 248 MPa.

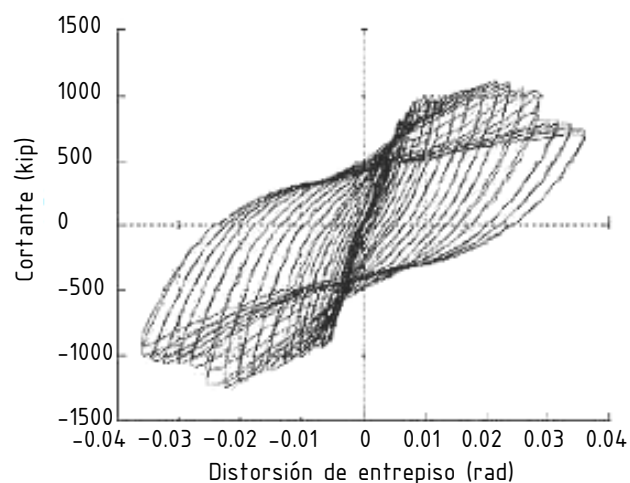


Fig. I.2-11. Curva de histéresis para el segundo panel del Espécimen Uno (Zhao et al., 2004).



Fig. I.2-13. Espécimen Uno al final de la prueba (Zhao et al., 2004)

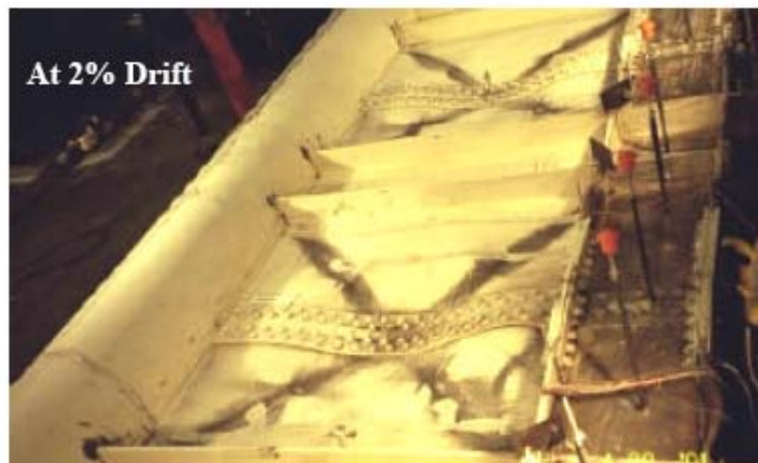


Fig. I.2-12. Espécimen Dos al final de la prueba. (Astaneh, 2001)

I.2.14. MECPASA CON PLACAS LAMINADAS EN FRÍO

A pesar de que los experimentos mostraron un comportamiento muy deseable de los muros de acero, cuando se diseñan apropiadamente, las restricciones prácticas obligan al uso de placas de espesores mayores que los requeridos. Por lo que su uso en la reparación de estructuras significaría una gran demanda en los elementos de la estructura original, causando que el marco existente sea probablemente insuficiente. Razón por la cual se vio la necesidad de realizar investigaciones en muros de MECPASA con placas laminadas en frío.

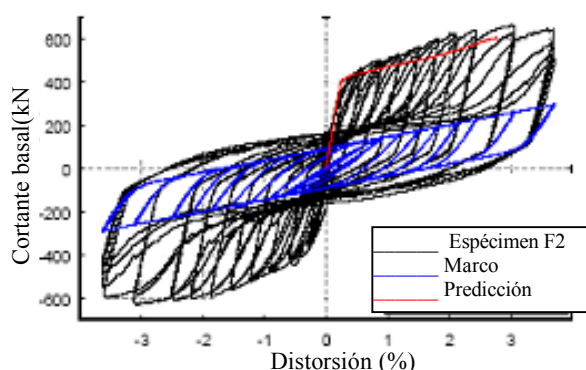


Fig. I.2-14. Curvas de histéresis para el panel con placa plana laminada en frío y soldada (Berman y Bruneau, 2003b)

Así, Berman y Bruneau (2003a y 2003b) probaron tres paneles individuales correspondientes a un prototipo del refuerzo de un hospital de acero de cuatro niveles en una zona de alta sismicidad. Dos se construyeron con placas planas de 0.9 mm y el tercero con una placa corrugada de 0.7 mm. La relación de aspecto de los modelos fue de 2. Se usaron ángulos para conectar la placa del muro con tornillos para los elementos de contorno, soldadura para uno de los sistemas con placa plana, y un epóxico para los otros dos. Los especímenes se probaron cuasi-estáticamente.

Los resultados fueron alentadores. El panel con la placa corrugada alcanzó una demanda de

El espécimen con placa corrugada falló como resultado de fracturas en la placa por pandeo local repetido (fig. I.2-15). El modo de falla del panel restante fue la propagación de fracturas a la conexión de la placa-marco.



a) Panel con placa corrugada laminada en frío, a un desplazamiento de 3 veces el de la primera fluencia



b) Panel con placa plana laminada en frío y soldada, a un desplazamiento de 12 veces el de la de la primera fluencia

Fig. I.2-15. Estado de los paneles probados por Berman y Bruneau (2003b).

1.2.15. OTRAS INVESTIGACIONES

Otros estudios enfocados a comprender el comportamiento y asegurar el funcionamiento adecuado de los MECPASA se pueden agrupar en los siguientes temas:

Conexiones de las placas.— La conexión entre el marco de contorno y la placa del muro fue estudiada con detalle por Schumacher (1997), proponiendo cuatro tipos de conexiones útiles. Asimismo, Elgaaly et al (1993, 1997) hicieron una comparación entre muros con las placas atornilladas y con las placas soldadas. Encontraron un pequeño cambio en la rigidez y resistencia.

Muros de bajo esfuerzo de fluencia.— Ocasionalmente, el espesor calculado de la placa del muro será de menor tamaño al disponible en los molinos. Una solución consiste en usar placas formadas en frío. Otra, es su construcción con aceros de bajo punto de fluencia y alta ductilidad. Nakashima et al. (1994, 1995) realizaron investigaciones del comportamiento cíclico de paneles de acero de bajo esfuerzo de fluencia. Los experimentos mostraron curvas de histéresis estables y una gran capacidad de disipación de energía. Torii et al. (1996) estudiaron la aplicación de muros de acero con bajo punto de fluencia en estructuras de gran altura. En los últimos años, ha habido cantidad de estudios de este tipo de sistema en el control de la respuesta sísmica. Tales esfuerzos han llevado a la construcción de un número de estructuras usando este sistema (Yamaguchi et al, 1998; Astaneh, 2001; Vian et al., 2004).

Aberturas en los muros.— Son de extremo interés en la construcción de edificios. A través de las aberturas se pueden pasar las instalaciones necesarias, brindándole más flexibilidad al sistema. Las investigaciones realizadas hasta ahora han sido bastante satisfactorias, mostrando que las placas tienen un comportamiento adecuado después del pandeo, con ciclos de histéresis estables y exhiben gran ductilidad; con una disminución en la resistencia y rigidez, como era de esperarse. Se han probado experimentalmente paneles individuales con aberturas circulares, llegando a expresiones sencillas de reducción de resistencia y rigidez (Roberts y Sabouri, 1992). También, se han estudiado MECPASA con la

placa de acero de bajo esfuerzo de fluencia (Vian, 2004). Se probaron especímenes sólidos, con 20 perforaciones y con perforaciones reforzadas en las esquinas. La dimensión de la viga superior se redujo cerca del nudo, para inducir a que se formara una articulación plástica y permitir el adecuado anclaje del campo de tensión. Los resultados mostraron ser satisfactorios, sin embargo, no se ha propuesto algún procedimiento simple para considerar las aberturas, ni para el diseño del refuerzo de la abertura de la esquina. Un extensivo resumen, de las investigaciones realizadas hasta ahora, acerca del comportamiento posterior al pandeo en placas con aberturas de diferentes formas (cuadrada, circular y elíptica) se puede encontrar en (Nemeth, 1996).

1.3 LOS MECPASA NO SON TRABES ARMADAS

La analogía del muro de acero como una trabe armada en voladizo es muy cierta y válida hasta que se contrapone con las trabes usadas comúnmente en ingeniería civil y con los criterios de diseño aplicados. Por lo que se puede decir que en realidad los muros de acero son trabes armadas no comunes. Astaneh (2001) hace referencia a:

- Las trabes armadas rara vez son sujetas a cargas axiales. Aunque los muros en muchas ocasiones soportan cargas de gravedad, estas son resistidas por las columnas del mismo, mientras la placa se encuentra únicamente a flexión y cortante.
- Los patines, en las trabes armadas, comúnmente tienen pequeña rigidez a la flexión en el plano del alma. En cambio, en un muro de acero, los patines son las columnas. Razón por la cual cuentan con mayor rigidez y resistencia en el plano del muro que las trabes armadas clásicas.
- Los atiesadores en las trabes armadas suelen ser placas soldadas. En los muros de cortante, las vigas de piso juegan el papel de los atiesadores. Tales vigas funcionan como un atiesador de mayor rigidez, y lo serán aún más si las losas de piso se anclan a aquellas.
- Las trabes armadas son, en la mayoría de los casos, estudiados bajo cargas monotónicas o fatiga de baja amplitud, mientras los muros de cortante se espera que tengan largos ciclos inelásticos de carga.

También se ha discutido sobre los criterios de diseño usados para trabes armadas y en MECPASA (Berman y Bruneau, 2004), lo que implica una diferencia de comportamiento entre estos. Dichas diferencias pueden resumir en lo siguiente:

- En las trabes armadas se considera que el patín es muy flexible, por lo que el campo de tensión es anclado sólo por los atiesadores. En cambio, en los muros de acero se considera la contribución del marco de contorno.
- La relación de aspecto y de esbeltez del alma se limita en trabes armadas para evitar el pandeo vertical del patín y por cuestiones constructivas. Sin embargo, en MECPASA tales disposiciones no se aplican, pues la estabilidad de las columnas se asegura revisando la propia columna; y las limitaciones de tamaño no son un problema para los muros. También, se ha dicho que el campo de tensión diagonal no se forma eficientemente (De Buen, 2000), pero se ha visto que no es el caso de los muros de acero.
- El esfuerzo crítico de pandeo a cortante en las trabes armadas es más significativo que en muros de acero, ya que la esbeltez del alma de los MECPASA puede llegar a ser mucho mayor. De hecho, la resistencia a cortante del alma de los MECPASA es básicamente la posterior al pandeo.

Aunque se dice que la contribución del alma de los muros de acero como viga es despreciable (Berman y Bruneau, 2004), puede ser no tan insignificante, sobre todo cuando se trata de asegurar la estabilidad y desempeño adecuado del sistema (Capítulo II).

Además, con base en las investigaciones descritas en la sección anterior se puede decir que cuando se usan marcos rígidos como elementos de contorno (y aún con marcos flexibles), las columnas, en conjunto con las vigas tendrán una participación en la resistencia del cortante. En cambio, en las traveses armadas se considera que los patines resisten los momentos flexionantes y el alma el cortante.

1.4 TIPOS DE SECCIONES DE MUROS DE ACERO

Tal como se ha hecho en secciones de miembros flexocompromidos, los muros de acero se pueden clasificar de acuerdo con su estado límite de resistencia (Astaneh, 2001):

- **Categoría 1-Compacta.** (MCPA). La placa del muro de acero fluirá en cortante antes de que ocurra su pandeo. Generalmente no será económicamente factible, ni necesario, el diseño de muros de placa de acero sin atiesar en esta categoría. Sin embargo, también los muros de cortante de placa de acero atiesada pueden ser diseñados para desarrollar esta condición (Astaneh, 2001).
- **Categoría 2-No compacta.** Las placas de los muros se pandearán cuando ya se ha desarrollado algo de fluencia a cortante. El cortante de entrepiso será resistido tanto por componentes horizontales de tensión y fuerzas diagonales de compresión.
- **Categoría 3- Esbelta.** La placa del panel se pandeará elásticamente.

El presente trabajo se enfoca al diseño de los muros esbeltos de placa de acero sin atiesar (MECPASA) que entran en la categoría 3. Desde el punto de vista económico, se espera que los MECPASA sean menos costosos que los muros atiesados, pues requieren menor actividad laboral (Timler, 1988). Diseñados adecuadamente, ambos tendrán un desempeño satisfactorio.

Asimismo, los muros esbeltos pueden ser clasificados por el tipo de conexión de los marcos de contorno y por el material usado en la placa de relleno (alma).

1.5 TIPOS DE MUROS ESBELTOS

Las investigaciones realizadas hasta ahora han permitido considerar a los MECPASA como un sistema de resistencia lateral con características muy satisfactorias. También se han observado diferencias que permiten agruparlos con relación al tipo de conexión viga columna usado y al material de la placa de relleno.

Los MECPASA han mostrado tener diferentes propiedades por el tipo de conexiones viga-columna de los marcos que forman el propio muro. Así, se puede hablar de:

- **MECPASA-MC. Sistema estándar.** Las conexiones viga-columna, del marco que forman parte del muro, son flexibles;
- **MECPASA-MR. Sistema dual.** El muro está compuesto por marcos rígidos.

El segundo de los sistemas mencionados tiene mejores propiedades de disipación de energía. Por otro lado, atendiendo al material de que se encuentra hecha la placa de relleno del muro (alma), se puede clasificar en las siguientes categorías:

- **Placa de relleno laminada en caliente.**— Hecha de acero de propiedades comunes (por ejemplo: A36) y de acero de bajo esfuerzo de fluencia y alta ductilidad;
- **Placa de relleno laminada en frío.**

1.6 TIPOS DE FALLA

La falla del muro de acero dependerá de la forma en la que se diseñe. Los principales modos de falla son:

- **Falla de la placa del muro:** deslizamiento de los tornillos (dúctil); pandeo de la placa de relleno (dúctil); fluencia de la placa (dúctil); fractura de la placa (dúctil); fractura de las conexiones placa-elementos de contorno (frágil).
- **Falla de los elementos horizontales (vigas):** fluencia en cortante (dúctil); formación de articulaciones plásticas (dúctil); pandeo local de los patines o el alma de las vigas (dúctil, si la sección es compacta); fractura de las conexiones de las vigas (frágil); pandeo global o lateral-torsional de las vigas (frágil).
- **Falla de los elementos verticales (columnas):** formación de articulaciones plásticas en la parte inferior y superior de la columna (dúctil); pandeo local (dúctil, si la sección es compacta); pandeo global de las columnas (frágil); fractura por tensión de las columnas o sus uniones (frágil); fluencia de placas base o columnas en levantamiento (dúctil); fractura de las placas base o de los tornillos de anclaje en la base de las columnas en levantamiento (frágil); falla de la cimentación del muro (frágil).

En los modos de falla de la placa se ha considerado como dúctil la fractura de la placa, a diferencia de Astanteh (2001). La razón obedece a que las investigaciones han mostrado que la gran redundancia de los muros de acero con placa laminada en caliente permite la rápida redistribución de esfuerzos, y evita la propagación de la fractura. Y aunque en los MECPASAs con placa laminada en frío fue la causa principal de la falla, ocasionando que se propagaran las fracturas a las conexiones, ocurrió después de haber exhibido relativamente gran ductilidad. Sin embargo, en muros con placa corrugada fue un factor determinante.

1.7 PARÁMETROS DE INFLUENCIA EN EL COMPORTAMIENTO

Los parámetros que rigen la estabilidad, rigidez, resistencia y comportamiento histerético de los MECPASA son:

- La rigidez y resistencia de los elementos horizontales y verticales del marco de contorno;
- Las propiedades mecánicas de los materiales usados;
- Las conexiones viga-columna utilizadas;
- La relación de aspecto del panel del muro y global;
- La interacción cortante-momento;

A excepción de los últimos dos, la influencia de estos parámetros aparentemente está entendida. La influencia de grandes momentos de volteo, comparados con el cortante de entrepiso se ha encontrado que es de gran importancia en el comportamiento general del sistema. Un incremento significativo del

momento de volteo, en el espécimen probado por Lubell et al. (2000) resultó en altas fuerzas axiales y momentos flexionantes que redujeron la rigidez global del modelo. Lo cual se confirmó comparando el comportamiento del panel individual y el muro de cuatro niveles. También, un estudio cuidadoso de los resultados mostró que el incremento de las fuerzas axiales en la columna alteró las características inelásticas de deformación del sistema; las columnas fluyeron antes de que la placa exhibiera un comportamiento inelástico completo.

El comportamiento poco eficiente de los MECPASA, en condiciones donde se tienen grandes momentos de volteo, se ha atribuido a su relación de aspecto (Rezai, 1999), ya que los otros especímenes probados no han mostrado tales efectos. Además, Rezai (1999) realizó un estudio paramétrico poco convencional con la intención de identificar intervalos donde el comportamiento de los muros se afectara. Dicho estudio, se hizo variando parámetros de los modelos probados anteriormente, con el "Modelo de Franjas" y observando el cambio del ángulo de las franjas. Sin embargo, la variación de los parámetros es desproporcionada. Por ejemplo, se varía el ancho de los paneles de 0.5 m a 6 m, manteniendo el resto de las características constantes, pero sin considerar que el espécimen es a escala. Esto implica que un cambio en alguno de los parámetros sería más significativo que en una estructura real.

Si bien, la relación de aspecto influirá indudablemente en la rigidez del muro, también se puede decir que la interacción cortante-momento es preponderante, tal y como lo es en las trabes armadas comunes (De Buen, 2000).

1.8 EDIFICIOS CONSTRUIDOS



Fig. 1.8-1. Vista del "Century building"

El número de edificios construidos con MECPASA es realmente escaso. Dado que en realidad su existencia data de hace pocos años, aún no han sido sometidos a sismos intensos. Se sabe de algunos que se han materializado en Estados Unidos y uno en México.

Aparentemente, la edificación más alta con MECPASAs en un área de alta sismicidad en los Estados Unidos de América, es el Century Building, un edificio de 52 niveles en San Francisco. Es una torre residencial y cuando se complete tendrá 48 niveles y 4 estacionamientos a nivel del sótano (fig. 1.8-1; Astaneh, 2001). El sistema de carga de fuerzas verticales consiste de cuatro tubos de acero rellenos de concreto y dieciséis columnas de tubo de acero relleno de concreto de dimensiones menores. El sistema de piso en el exterior del núcleo consiste de losas planas pos-tensadas y en el interior del núcleo son de losacero. La cimentación consiste de un cajón de cimentación. El principal sistema de resistencia lateral corresponde al descrito en la sección 1.2.13.

En Seattle, Washington existe otro edificio de 22 niveles con MECPSAs (fig. 1.8-2; Astaneh, 2001). El sistema de resistencia lateral consiste de un núcleo de tubos de acero rellenos de concreto en sus esquinas, muros de cortante de acero con vigas de acoplamiento en una dirección; y un marco con contraventeos de acero en la otra.

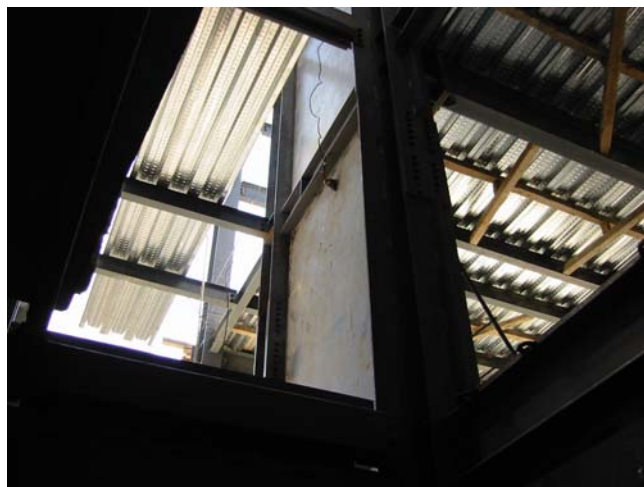


Fig. I.8-2. Vista del "Seattle building"

En México también se construyó un edificio con muros esbeltos de cortante de placa de acero sin atiesar. El edificio fue diseñado por E.M. Ing. Consultores, S.C, México (figuras IN-1 y I.8-3).



a) Muros de cortante



b) Sistema de piso y MECPASA

Fig. I.8-3. Edificio con MECPASA en México (cortesía de E.M. Ing. Consultores, S.C, México, 2005).

II. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La etapa de análisis puede considerarse dividida, por un lado, en la identificación del modelo analítico que representa a la estructura y a las acciones que sobre esta ejercen, y por el otro, en la solución del problema planteado. Por muy precisa que sea la solución analítica, la respuesta de la estructura real sólo será indicativa en la medida en que el modelo analizado represente fielmente sus propiedades mecánicas.

El conocimiento de las teorías del análisis estructural y de los métodos de análisis para las principales formas estructurales es básico e indispensable para el proyectista de estructuras. En este capítulo se presentan los métodos utilizados para modelar muros esbeltos de cortante de placa acero sin atiesar (MECPASA) sujetos a cargas laterales. Asimismo se incluyen recomendaciones para la idealización de la estructura para que sea representativo de la respuesta del sistema en estudio. Cabe aclarar que sólo se trata el caso de cargas laterales estáticas. Algunos modelos de análisis simplificados se abordan en los Apéndices B1 a B3. Además, se propone una teoría que explica la discrepancia de los métodos simplificados en la predicción de la rigidez de los muros.

II.1 PANORAMA GENERAL DE LA MODELACIÓN

Se espera que los MECPASA se diseñen y construyan de manera que la placa del muro trabaje principalmente en una etapa posterior a su pandeo, lo que implica una redistribución de fuerzas debido a no linealidades geométricas; y después se hace uso del comportamiento en el intervalo inelástico del material, finalizando con un comportamiento no lineal del marco.

El análisis puede refinarse aún más, incluyendo efectos producidos por el cambio de longitud de los miembros, deformaciones por cortante, esfuerzos residuales, amplitud de las zonas plastificadas, endurecimiento por deformación y descargas elásticas de porciones previamente plastificadas. Sin embargo, la mayoría de estos refinamientos son considerados como herramientas de investigación, y rara vez se incluyen en el diseño de estructuras reales. Por lo que el modelo deberá tener el grado de refinamiento que el proyecto requiera, sin embargo, tendrá que modelar adecuadamente la contribución de la placa del muro dentro del sistema.

Para representar el comportamiento de los MECPASA se puede recurrir tanto a modelos simplificados como refinados. Después del pandeo de la placa, el campo de tensión diagonal es el mecanismo primario de resistencia del muro de cortante. Tal comportamiento se debe considerar en el análisis mediante el uso de elementos finitos tipo cascaron que puedan pandearse. Si el programa de análisis estructural no tiene la capacidad de considerar el pandeo de estos elementos, el muro se puede modelar usando elementos cascaron completos y propiedades anisotrópicas. Usando un material anisotrópico se puede hacer que la diagonal de compresión tenga menor rigidez y tome menos cortante, en proporción a su capacidad de pandeo, que la diagonal de tensión. Por otro lado, si tampoco se cuenta con un programa de computadora que considere elementos cascaron con propiedades de anisotropía, se puede reemplazar las placas de acero con elementos de armadura a lo largo del campo de tensión (Apéndices B) o como una trabe armada. No obstante, tales métodos simplificados también pueden ser útiles en la etapa de prediseño y de revisión de métodos muy refinados (Astaneh, 2001).

Además, ya que el principal objetivo es un análisis sísmico, en la mayoría de los casos se realiza un análisis elástico con fuerzas reducidas. A pesar de que para cumplir estrictamente con los objetivos del diseño sísmico, deberán realizarse tres análisis diferentes: uno para un sismo moderado en que se revisen las condiciones de servicio, considerando un comportamiento elástico-lineal; otro para revisar que no se exceda la resistencia de las secciones críticas ante un sismo severo, usando un modelo elástico

lineal pero con propiedades que correspondan a niveles de esfuerzos elevados; y finalmente, un análisis en el que se revise la seguridad contra un mecanismo de colapso para un sismo de intensidad extraordinaria, considerando un comportamiento no lineal de la estructura (Bazán y Meli, 2002).

Independientemente del tipo de análisis que se escoja, se pueden establecer consideraciones básicas que permitirán modelar el muro de una manera simple y que represente su comportamiento, en un grado aceptable, práctico y cercano al real.

11.2 MODELO ANALÍTICO

El modelo analítico se integra básicamente por: el modelo geométrico, el modelo de condiciones de continuidad en las fronteras, el modelo de comportamiento de los materiales y del modelo de las acciones impuestas.

El modelo geométrico se puede idealizar con arreglos de componentes estructurales básicos como barras y placas. Con tales elementos se pueden representar los principales tipos de muros de acero (fig. 11.2-1). En esta figura el modelo MECPASA-MC tiene marcos con conexiones flexibles, mientras que el MECPASA-MR tiene un marco rígido como marco de contorno. El modelo MECPASA-MR acoplados consiste en muros acoplados. El muro de acero también puede ser visto como una trabe armada vertical en voladizo, con las consideraciones mencionadas en el capítulo I (fig. 11.2-2). Por último, también se puede hacer uso de elementos barra, representando ya sea con franjas o como armadura la acción del campo de tensión diagonal de la placa (fig. 11.2-3).

A pesar de que las placas tienen siempre imperfecciones iniciales, consecuencia de los procesos normales de fabricación, y no son realmente planas, las curvaturas iniciales no tienen una influencia significativa en su comportamiento final y posterior a pandeo. Se ha demostrado que **no son sensibles a las imperfecciones** (Bazant y Cedolin, 1991), siempre y cuando la curvatura no exceda de un cierto límite. Además, cuando se modele con el método del elemento finito será necesario considerar una deformación inicial fuera de su plano para incluir su comportamiento no lineal (geométrico) durante el proceso de carga. Por lo que no habrá pandeo propiamente dicho, pues los desplazamientos laterales que existen desde un principio, crecen lentamente con la carga, sin que en ningún momento exista cambios repentinos de equilibrio, tal y como sucederá en la estructura.

La gráfica carga-desplazamiento lateral, para placas con diferentes desviaciones del plano, mostradas en diferentes referencias (Bazant y Cedolin, 1991; De Buen, 1980) indican que la influencia de **las imperfecciones es notoria sólo en la rigidez inicial del sistema**, después del pandeo de la placa todas las curvas convergen. Y como se espera que la carga crítica de pandeo de la placa de cada panel, sea pequeña su influencia en la resistencia será despreciable, pero de mayor importancia en la rigidez del sistema.

El modelo de condiciones de continuidad dependerá esencialmente del detalle constructivo con que se resuelve la conexión. Cuando se use el método del elemento finito para modelar las placas del muro de acero, se pueden considerar directamente conectadas al marco de contorno. Tal consideración producirá un cambio insignificativo en el comportamiento general del muro de cortante, suponiendo que no hay problemas en la conexión (Driver, 1997).

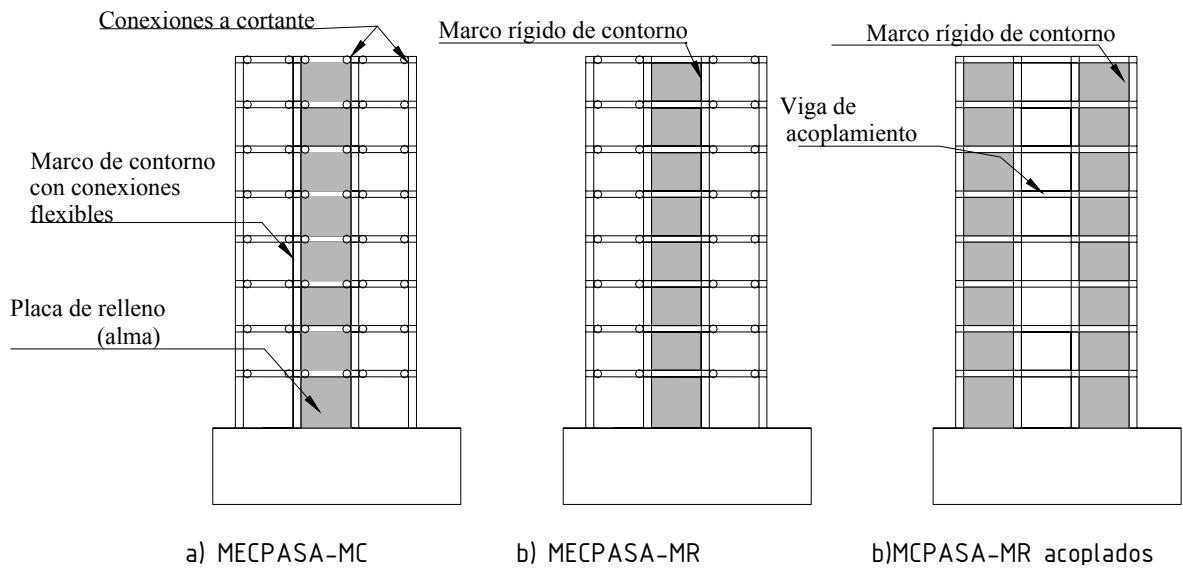


Fig. II.2-1. Modelos geométricos para diferentes tipos de MECPASA (Zhao y Astaneh, 2004).

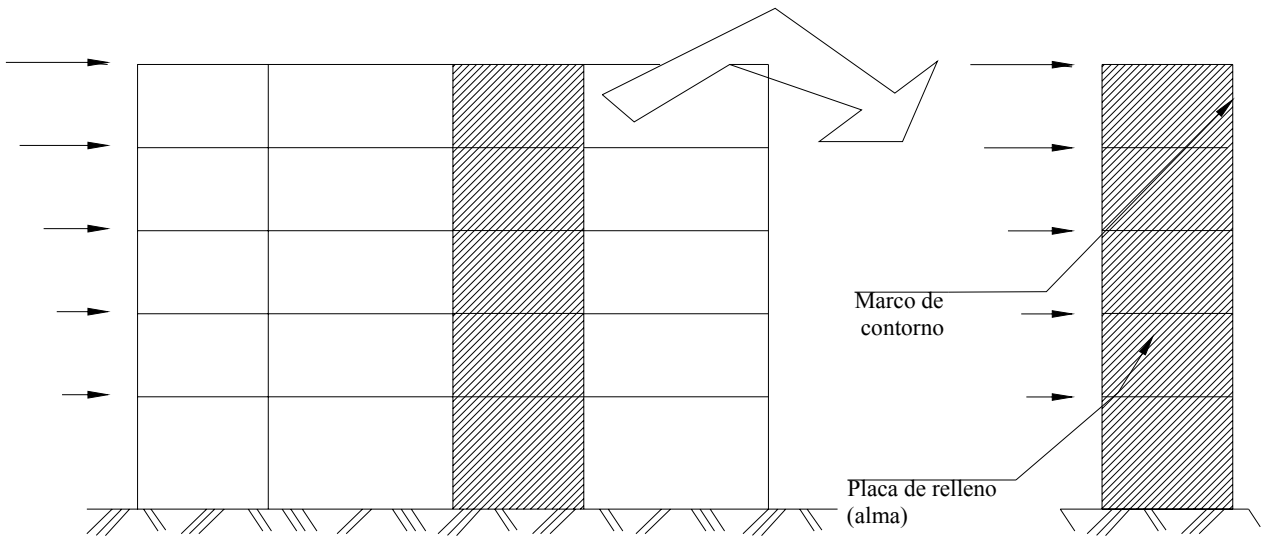


Fig. II.2-2. Idealización de los MECPASA como viga en voladizo (Timler et al. ,1998).

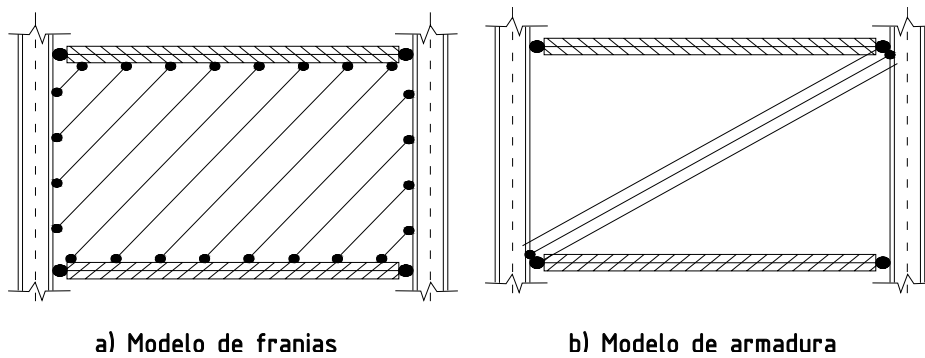


Fig. II.2-3. Modelos simplificados para un panel.

El modelo de comportamiento del material será cuestión del refinamiento del análisis. No obstante, se ha demostrado que las propiedades del material de la placa del muro tienen un efecto relevante en el comportamiento global, razón por la cual se deben representar en el modelo tan exacto como sea posible (Driver, 1997).

En el modelo de las acciones impuestas es necesario incluir las cargas de gravedad en las columnas. Incluyéndolas se podrá evaluar adecuadamente la estabilidad de la estructura. Además, se debe recordar que la paca del muro no se diseña para soportar cargas de gravedad.

11.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS SIMPLIFICADOS

Básicamente, se han propuesto cuatro modelos simplificados para el análisis bajo cargas laterales para los MECPASAs. Todos tienen el mismo fundamento, que consiste en sustituir las placas de muro por elementos barra diagonales, que pretenden sustituir la función del campo de tensión diagonal que se forma después de que la placa se pandea. Si se quiere, los modelos también son capaces de modelar el comportamiento inelástico de la placa. En esta sección se presentan y se discute su exactitud y limitaciones. Los modelos propuestos hasta el momento son el Modelo de Franjas, el Modelo de Armadura; el Modelo de Placas de Refuerzo y el Modelo de Multiángulos.

11.3.1. MODELO DE FRANJAS

Representa los paneles de cortante como una serie barras de diagonales, capaces de transmitir únicamente tensiones y orientadas en la dirección de los esfuerzos principales de tensión en el panel. Desprecia el cortante soportado por las placas de relleno antes del pandeo. A cada barra se le asigna un área igual al producto del ancho de la franja por el espesor de la placa (Apéndice B1). El número de barras dependerá de algunas condiciones, pero se ha visto que para un edificio típico de 10 niveles con al menos *10 barras por panel* se obtienen resultados satisfactorios (Kulak, 1991).

El modelo es capaz de considerar la contribución de los elementos de contorno y la flexibilidad de las columnas y de la viga superior. Esto lo hace por medio del ángulo de las franjas. En el Apéndice B1 se presentan las ecuaciones, con lo que se aborda casi todas las condiciones de rigidez de las columnas, la viga superior y la contribución del marco en la resistencia última del sistema. Cuando se considera que las columnas son completamente flexibles o "infinitamente" rígidas a flexión se puede calcular el ángulo de las bandas, El primer caso implica que las columnas no son capaces de anclar el campo de tensión. El segundo caso, es la idealización de un entrepiso intermedio de un edificio, donde se cree que las trabes no estarán sujetas a grandes momentos flexionantes, pues no se registrará una diferencia de consideración entre los campos de tensión entre el panel de interés y el superior. Los modelos anteriores no consideran la aportación del marco de contorno en la resistencia del sistema. Tal contribución ya se ha incluido en la ecuación (B1.3), en la que también se contiene la influencia de la rigidez de la columna. Por último se ha calculado la ecuación (B.14), para considerar la flexibilidad de la viga superior del panel, tal y como podrían ser las condiciones de los paneles de extremo (primer y último niveles).

Dichos modelos son válidos tanto para los MECPASA con marcos rígidos, como marcos con conexiones viga-columna a cortante, siempre y cuando domine el comportamiento de muro sobre el del marco. Por lo que en general, tales ecuaciones serán útiles ya que se pretende que el modo de trabajo de la estructura sea como muro, si no, el sistema no sería muy eficiente.

Con este modelo, se puede analizar la estructura tanto en el intervalo de comportamiento elástico como en el inelástico. Se puede realizar un análisis paso a paso aplicando cargas laterales hasta que una

o más bandas en tensión fluyan, o una articulación plástica se forme en algún miembro del marco de contorno. El análisis hasta tal punto indica el límite del comportamiento elástico. Después se continúa cargando la estructura hasta que se llegue a algún parámetro fijado (como deformación), se forme un mecanismo o hasta que la curva carga deflexión tenga una pendiente aproximadamente igual a cero. Si el programa de análisis estructural no es capaz de analizar la estructura en el intervalo de comportamiento inelástico se puede realizar un análisis paso a paso aproximado (Driver et al., 1998). En este, cuando la carga lateral aplicada la modelo alcanza un nivel tal que una banda comienza a fluir, la banda se remueve y se reemplaza por fuerzas equivalentes en cada uno de sus extremos. Esta aproximación modela implícitamente a la banda como una barra con un material con comportamiento elasto- plástico. Hipótesis que sería aceptable si la placa es laminada en caliente. La inelasticidad en el marco que rodea la placa debe también ser considerada para representar adecuadamente el comportamiento inelástico del sistema.

De forma análoga a la seguida con la placa, se supone que se forma una articulación plástica cuando la sección transversal de los miembros del marco ha fluido completamente. Tal articulación se puede modelar introduciendo una articulación real en el lugar que se desarrolló, más un momento igual al que se tenía cuando se formó. Por supuesto, que este procedimiento no es igual al que sucede realmente, pues la articulación plástica se desarrolla progresivamente y es de longitud finita. Por la naturaleza de la articulación en el modelo, la sección transversal puede seguir cargando fuerzas axiales, lo que no es del todo correcto con el comportamiento completamente plástico. Sin embargo, despreciando los efectos de endurecimiento por deformación, esta aproximación puede ser razonable.

II.3.2. MODELO DE ARMADURA

Es el más simple de todos (Apéndice B2). Su característica es modelar la rigidez de un panel de cortante. En este caso, el campo de tensión se reemplaza por una sola diagonal que va de esquina a esquina del panel, de manera que hace las veces de un contraventeo. Sólo se ha incluido los casos extremos, en donde las columnas son completamente flexibles o de rigidez a la flexión "infinita".

II.3.3. MODELO DE PLACAS DE REFUERZO

Fue propuesto por Elgaaly y Liu (1997) y es parecido al de franjas. La diferencia es que se considera que el material de cada franja tiene un comportamiento esfuerzo-deformación, elástico-elastoplástico-perfectamente plástico. La razón por la que se escoge tal relación es que los experimentos de laboratorio han mostrado que el esfuerzo en las franjas no es constante, siendo mayor en los extremos que en el centro. Los parámetros del material se deducen semiempíricamente. Además, se ha propuesto una modificación a este modelo para MCPASA con conexiones placa-elementos de contorno. Dicho modelo considera la reducción de rigidez y resistencia por el deslizamiento de las conexiones atornilladas, aunque se cree que se podría evitar si se diseña para evitar su deslizamiento.

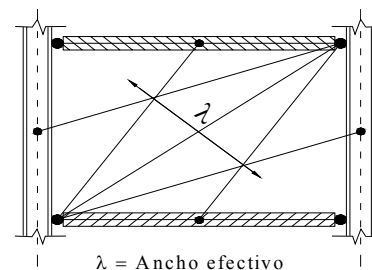


Fig. II.3-1. Modelo de "multiángulos" Rezaei (1999)

II.3.4. MODELO DE MULTIÁNGULOS

El Modelo de Multiángulos se muestra en la fig. II.3-1. Representa el campo de tensión con barras en diferentes ángulos. Tal proposición se basa en los patrones de líneas de fluencia observados experimentalmente (fig. II.6-1). El ancho efectivo se calcula de forma parecida a la usada en el "Modelo de

Armadura”, y se divide por igual entre las bandas. No se aborda con más detalle debido a que es un modelo que aportó una mejora poco significativa. Se puede encontrar, más información en Rezai (1999).

II.4 ANÁLISIS PLÁSTICO

El análisis plástico para un panel es realmente simple, en cambio, para un edificio de varios niveles es bastante laborioso. Pero será muy útil el estudio de un panel individual, como la revisión del mecanismo de falla de un conjunto de paneles, tanto para análisis preliminares como para revisiones de estados de resistencia.

La resistencia de un panel individual de un MECPASA-MC (fig. II.4-1 b) se puede determinar suponiendo el mecanismo de falla mostrado en la fig. II.4-1 a. El cortante, V , desplaza la viga superior un valor Δ suficientemente largo para la fluencia de las bandas de la placa de acero del muro. Si el marco permanece elástico, su contribución al trabajo interno puede ser despreciado. Las bandas de la zona 2

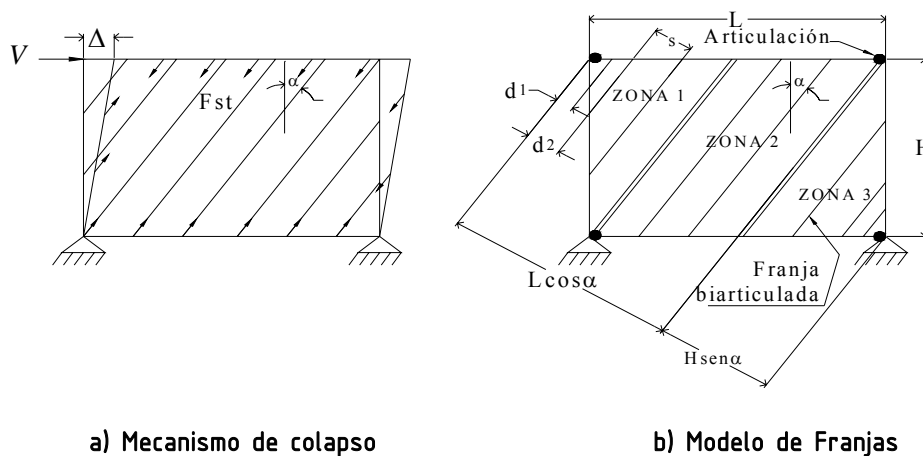


Fig. II.4-1. Modelo de franjas para un panel con marco de contorno articulado (Berman, 2003c).

(fig. II.4-1 b) son las únicas que realmente realizan trabajo interno, pues el trabajo realizado por las componentes horizontales del campo de tensión en las columnas se anula. Por lo que, al igualar el trabajo externo al interno, y usando la geometría indicada en la fig. II.4-1 se llega a que el cortante resistente será (Berman, 2003c):

$$V = \frac{1}{2} F_y t L \text{sen}(2\alpha) \quad (II.1)$$

donde V es la fuerza cortante resistente; t el espesor de la placa del muro; F_y el esfuerzo de fluencia del material de la placa; y α es el ángulo de inclinación del campo de tensión.

Cuando las conexiones viga-columna del marco de contorno sean resistentes a momento, para que se forme el mecanismo de colapso se tendrán que formar articulaciones plásticas en sus elementos. Para la mayoría de los marcos de un nivel que son más anchos que altos, si las vigas tienen una resistencia y rigidez suficiente para anclar el campo de tensión, las articulaciones se formarán en los extremos de las columnas. Así, un tratamiento similar al que se hizo para marcos con articulaciones, para muros con marcos rígidos llevará a:

$$V = \frac{1}{2} F_y t \text{sen}(2\alpha) + 4 \frac{M_{pf}}{H} \quad (II.2)$$

donde M_{fp} es el momento plástico para la columna y H la altura de entrepiso.

El mecanismo de colapso para un MECPASA de varios niveles será la combinación de la formación de un entrepiso suave y el flujo uniforme de todos los entrepisos. Sin embargo, determinar el mecanismo de colapso con cálculo manual es generalmente laborioso.

II.5 MODELO DE INTERACCIÓN PLACA-MARCO, M-PFI

Este modelo provee una comprensión detallada de cómo interactúan las diferentes componentes del sistema, y es capaz de representarlo globalmente. Además de que con él se puede analizar los MECPASA tanto por flexión como por cortante. Tal y como sucede en traveses armados, la interacción cortante-momento puede llegar a ser de consideración, y en muros de acero puede llegar a afectar seriamente su comportamiento. Tal modelo fue propuesto por Kharrazi et al. (2004). Se basa en las teorías planteadas por diversos investigadores que han estudiado traveses armados bajo cortante y flexión. El tratamiento de este modelo se describe en el Apéndice B3 pues integra puntos tratados a lo largo de este trabajo y permitirá aumentar la comprensión del desempeño de la estructura.

El comportamiento de deformación de los MECPASA parece ser semejante al de muros de concreto. Los muros puede visualizarse como una viga vertical de gran peralte y en voladizo. Los muros de concreto reforzado tienen una gran rigidez cuando la relación altura a longitud del muro o de la crujía

contraventeada es relativamente pequeña. Cuando esta relación crece, su rigidez se reduce muy rápidamente y se presenta una interacción bastante compleja entre marco y muro. Existe una diferencia importante en la manera en que los dos subsistemas se deforman lateralmente. En un marco el desplazamiento relativo de un entrepiso, es proporcional al cortante de entrepiso aplicada arriba de dicho de entrepiso, de manera que generalmente su desplazamiento relativo tiende a ser mayor en los pisos inferiores que en los superiores. Por el contrario, en un muro esbelto los desplazamientos relativos crecen en los niveles superiores, ya que las deformaciones por cortante dejan de ser significativas y la deformación del muro es como la de una viga en voladizo (Meli, 2001). En diferentes investigaciones se ha visto que tal comportamiento de deformación es muy parecido al de un MECPASA, sin olvidar, que en realidad la forma de trabajo es diferente. Antes de

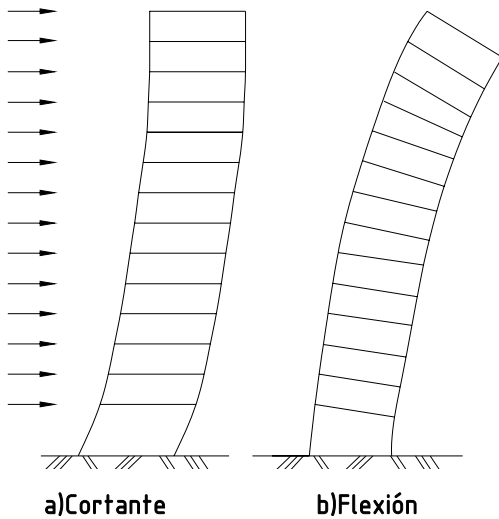


Fig. II.5-1. Deformaciones de un muro esbelto (Meli, 2001)

que el MECPASA se pandee localmente, trabajarán de una forma similar, pero después de que se pandea la placa el comportamiento en conjunto será más complejo, así como tendrá una dependencia del marco de contorno. Las configuraciones típicas serán como las mostradas en la fig. II.5-1.

Para el desarrollo del modelo, se aísla el panel del muro de acero. Primeramente se plantea el análisis por cortante del panel, después por flexión, y por último su interacción.

Una de las ventajas significativas de este método es que los desplazamientos debidos a cortante, resistencia, rigidez y el desplazamiento para el límite del comportamiento elástico del alma del muro puede ser evaluada individualmente, así como su interacción y efecto en el comportamiento global de la estructura puede ser determinado.

Es importante denotar que el modelo, tal y como se presenta en el Apéndice B3, es para muros de acero sin atiesar en los que las *columnas y vigas no presentan problemas por flexotorsión, exceso de flexión en el plano, pandeo local* y cumplen con un mecanismo de falla, el cual no corresponde a cualquier tipo de muro. Es aplicable a MECPASA-MR con columnas suficientemente robustas como para desarrollar articulaciones plásticas en sus extremos y ser estables hasta la resistencia última del muro. En su desarrollo no se ha considerado efectos P- Δ , ni problemas de estabilidad, además de que no se esclarece la inclusión de cargas gravitacionales. En el estado de resistencia último sólo se incluyen las cargas axiales debidas al momento de volteo, y se han omitido las ocasionadas por el campo de tensión y gravitacionales.

II.6 COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS CON LOS RESULTADOS DE LABORATORIO

Los modelos analíticos se basan en hipótesis que no corresponden estrictamente a su comportamiento real, por lo que es necesario conocer su validez mediante su comparación con resultados de laboratorio. A continuación se abordan algunas comparaciones hechas acerca de tales métodos con los resultados de laboratorio. Pero primero se hace una observación del estado de esfuerzos en la placa del marco de acero, ya que gran parte de los métodos simplificados se fundamentan en sustituir la placa por barras con un ángulo de inclinación y condiciones de apoyo definidas.

II.6.1. ESFUERZOS PRINCIPALES

El valor de los esfuerzos principales en la placa del muro variará de magnitud a través de ella. Comienzan en un estado de cortante puro, para, después del pandeo de la placa, pasar a un estado en el que los esfuerzos normales de tensión se incrementan de acuerdo con la excitación, y se supone que los esfuerzos normales de compresión llegan a ser despreciables. Las mediciones de laboratorio han mostrado que los esfuerzos principales de compresión en realidad no son despreciables y en algunos casos son mayores que los de tensión (Driver, 1997). Lo cual ha indicado que esfuerzos de compresión considerables pueden ser soportados en las esquinas de los paneles, lo cual provee mayor rigidez al panel y reduce el giro de los nudos.

Experimentos de laboratorio han mostrado que el esfuerzo en las franjas no es constante, siendo mayor en sus extremos que en su centro (Elgaaly, 1997). Esto ocasionará que fluyan primero los extremos de la placa y posteriormente su centro. Tal fenómeno no ha sido explicado en su totalidad para muros. Podría estar relacionado a que sus condiciones de borde de la placa no sean precisamente simplemente apoyadas, lo cual se ha mencionado para trabes armadas.

El valor del ángulo de los esfuerzos principales es de notable influencia en la rigidez y resistencia del panel. Las pruebas en mesa vibradora han mostrado que el ángulo de los esfuerzos principales está más cerca de la vertical en las esquinas que en el centro de la placa. Asimismo, el ángulo de los esfuerzos principales cerca de la columna en compresión sufre perturbaciones considerables durante ciclos reversibles, cuando la columna esta en compresión. Esto es una indicación del complejo estado de esfuerzos en las esquinas del muro. Una importante observación es que mientras el ángulo de inclinación, cerca de la base del marco de contorno, se altera tan pronto como se reinvierte la carga, el ángulo en el centro se mantiene sin cambio hasta que la carga pasa por una posición de cortante basal nulo. Lo cual es consistente con los ensayos de carga cíclica lenta (Rezai, 1999).

El cambio gradual del campo de tensión en el centro de la placa es una de las razones principales de ciclos de histéresis estrechos. Además, un ángulo más inclinado implica una menor proporción de la fuerza interna de la placa resistiendo deformación en su plano. Un cambio más gradual en el ángulo resultará en una menor rigidez en la región elástica, comparado con los métodos de análisis que suponen un ángulo constante.

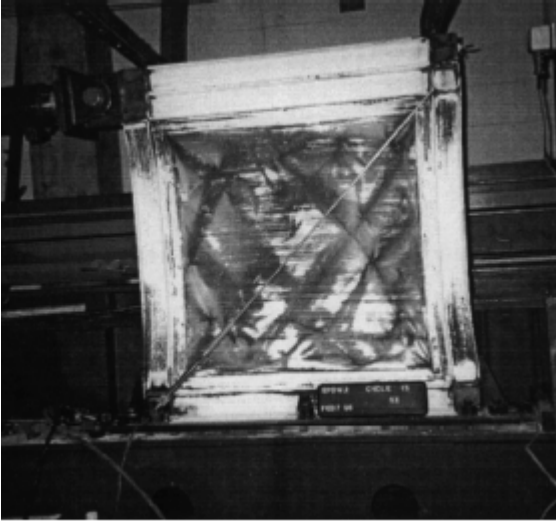


Fig. II.6-1. Deformación y patrones de fluencia de un espécimen después de una deformación igual a 6 veces la de fluencia (Lubell, 1997).

Por último, el patrón de las líneas de fluencia es algo complejo. En la fig. II.6-1 se muestran los patrones de fluencia para un MECPASA-MR individual. Tal espécimen fue probado en la Universidad de British Columbia. Se caracterizó por columnas consideradas flexibles. Como se puede apreciar, los patrones de fluencia son algo más complejos que simples bandas de fluencia distribuidas uniformemente a través de la placa. Dicho patrón dependerá de las características del muro, aunque tal dependencia no ha sido estudiada lo suficiente. Así, los patrones de fluencia de los especímenes de la figura II.6-1 no son iguales a la de la I.2-13, a pesar de que tienen aproximadamente la misma relación de aspecto. Si se comparan los patrones de fluencia de los muros de las figuras I.2-13 y I.2-12 se verá que también son diferentes entre sí.

Los esfuerzos inducidos por la flexión de la placa fuera del plano han mostrado ser pequeños, tal y como se esperaba para placas con alta relación de esbeltez ya que la diferencia entre esfuerzos en las caras de la placa es despreciable (Driver, 1997).

El comportamiento a pospandeo es sumamente complejo, y ha sido estudiado para trabes armadas, observándose que:

- La orientación de los esfuerzos principales cambia a través de la placa;
- Los esfuerzos, varían través de una banda de la placa;
- Los condiciones de borde de la placa podrían no ser precisamente simplemente apoyadas;
- Los patrones de fluencia son más complejos que una distribución uniforme.

II.6.2. MÉTODOS SIMPLIFICADOS

Se dispone de un número limitado de comparaciones de los métodos simplificados para MECPASA de varios niveles. En la mayoría de los casos se reduce de 1 a 3 especímenes, con un sistema de cargas y geometría definidas. De esos resultados se identifican dos grupos: MECPASA en donde las deformaciones por cortante predominan; y en los que las deformaciones por flexión predominan. A continuación se comparan los métodos de análisis simplificados para el estudio de los MECPASA con los resultados obtenidos en laboratorio.

MODELO DE FRANJAS.-Timler y Kulak (1983) reportaron resultados satisfactorios en la aplicación del "Modelo de Franjas". La deflexión que se predijo para la carga de fluencia fue aproximadamente un 10 % menor que la medida experimentalmente. Los esfuerzos axiales medidos en las columnas presentaron una

“buena” concordancia con los medidos, pero no fue así para los esfuerzos de flexión. En todos los casos los esfuerzos medidos fueron menores que los calculados.

Driver et al. (1998b) obtuvieron resultados conservadores en la aplicación de dicho modelo. En la determinación del ángulo de las bandas se usó la ecuación (B1.3) y el promedio de los ángulos para cada panel. La curva carga-deflexión para el espécimen calculada se consideró una “buena representación” del comportamiento del espécimen. La resistencia última tuvo una concordancia excelente resultado, en especial para el panel crítico. La rigidez inicial determinada fue consistentemente menor que la medida, con una diferencia entre 6 y 30%. Las discrepancias podrían ser menores, pues en cada ciclo se registró una ligera disminución de la rigidez (aún para ciclos de carga baja), característica que no puede ser representada por el modelo. Las rigideces predichas por el modelo llegaron a ser aproximadamente igual a las medidas en las pruebas cuando las cargas alcanzaron entre el 55 y 66% de la capacidad última. Tal punto fue prácticamente el de primera fluencia, en el análisis. La comparación de los esfuerzos reflejó un modelo aparentemente conservador.

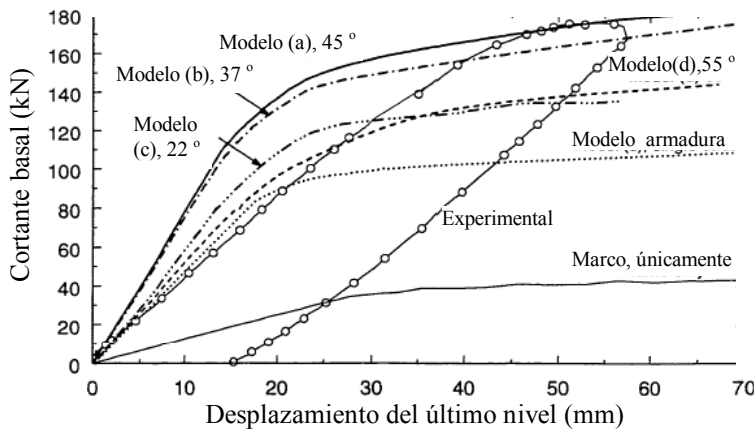


Fig. II.6-3. Desplazamientos del último nivel, con un análisis no lineal (Rezai, 1999)

para los extremos inferiores los predichos son generalmente mayores que los medidos. El modelo también reproduce adecuadamente las curvas de momentos flexionantes en las vigas. La tendencia de los momentos es similar a la registrada, se forman momentos de

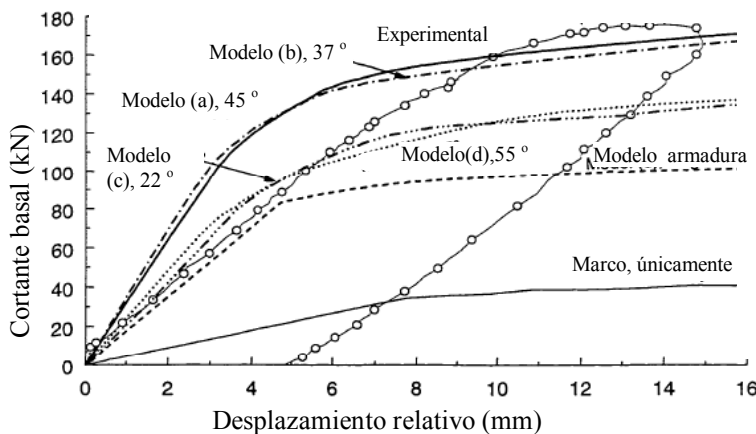


Fig. II.6-2. Desplazamientos relativos del primer nivel, con un análisis no lineal (Rezai, 1999).

Sólo el espécimen estudiado por Lubell et al. (1997) y Rezai et al. (1999) ha mostrado una discrepancia considerable con el “Modelo de Franjas” propuesto. Se utilizaron cuatro ángulos diferentes: 45°, 37°, 22°, 55°. El segundo se calculó con la ecuación (B1.3) y el primero es, de cierta forma, arbitrario. Mientras el modelo con un ángulo de las franjas de 22° se calculó bajo la suposición de columnas completamente

Los momentos flexionantes concuerdan bastante bien en los extremos superiores de las columnas; y para los extremos inferiores los predichos son generalmente mayores que los medidos. El modelo también reproduce adecuadamente las curvas de momentos flexionantes en las vigas. La tendencia de los momentos es similar a la registrada, se forman momentos de pequeña magnitud (10% del momento plástico) de signos contrarios en los extremos. Lo que indica la relativamente baja contribución de la flexión de las vigas a la rigidez de la estructura y que el espécimen se comporta más como un muro que como un marco cuando el campo de tensión se desarrolla. Las fuerzas axiales se predicen razonablemente. Mientras las fuerzas axiales de compresión se sobreestiman, las fuerzas de tensión son subestimadas. Pero, lo anterior no afectará el diseño ya que las fuerzas de compresión regirán el diseño; y sólo se deberá ser cuidadoso en el diseño de la cimentación.

flexibles (ecuación (B1.2)) y el de 55° se determinó para un panel con columnas similares pero con una viga superior más flexible (ecuación B1.4) (las características del espécimen son las del panel individual con la viga más flexible, probado por Lubell et al. (1997)). Para cada modelo se realizó tanto un análisis lineal como no lineal.

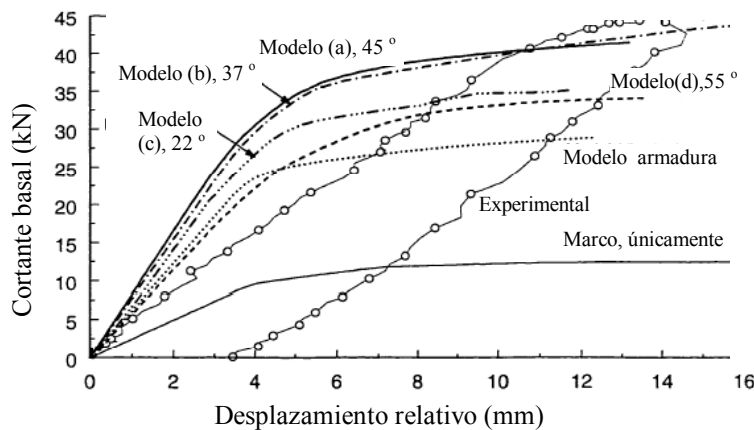


Fig. II.6-4. Desplazamientos del último nivel, con un análisis no lineal (Rezai, 1999).

Las curvas carga-desplazamiento para el último nivel de la estructura se muestran en la fig. II.6-3. Se puede ver que ninguno de los modelos predice adecuadamente el comportamiento del muro. Los modelos (a) y (b) exhiben una rigidez mayor a la real, a tal grado que los desplazamientos son aproximadamente 50% menores que los medidos. En cambio la resistencia y la carga de primera fluencia fue ligeramente subestimada.

Por otro lado los modelos (c) y (d) fracasan en predecir la resistencia última del sistema estructural. El (c) es el que mejor estima la rigidez el panel del primer nivel (de los Modelos de Franjas), pero también fracasa para el resto de los niveles; tal y como se aprecia en las figuras II.6-2 y II.6-4. La resistencia última y el esfuerzo de primera fluencia es aproximadamente 20% menor del registrado en laboratorio. En cambio, el modelo (d) hace una "buena estimación" de la rigidez del primero, segundo y tercer pisos, pero no refleja la baja rigidez del último nivel.

Los resultados anteriores parecen indicar que el "Modelo de Franjas" no es confiable. No se ha dado una explicación o planteado claramente sus límites de aplicación. No se ha tenido claro si se debe a la relación de aspecto de los paneles, a la relación altura total a ancho del muro, a las características de los marcos de contorno, o todos. Lo anterior se comentará, con detalle, en la siguiente sección.

MODELO DE ARMADURA.—Se ha usado para analizar el modelo de 4 niveles estudiado por Lubell et al. (1997) y Rezai et al. (1999). Los resultados obtenidos se muestran en las figuras II.6-3, II.6-2 y II.6-4. Como se puede observar, se fracasa en la predicción de la resistencia, pero la rigidez del primer panel se predice bastante bien; lo que también sucede para los segundo y tercer paneles. Sin embargo, la rigidez del panel de extremo (último nivel) es estimada con un gran error, pues aún un área de un sexto de la diagonal original produce resultados no conservadores.

MODELO DE PLACAS DE REFUERZO.— Ha mostrado resultados exitosos. Se ha comparado (Elgaaly et al, 1997) con los especímenes probados por Caccese, Elgaaly et al. (1993) y por Kulak et al. (1985). En ambos casos, los resultados experimentales y analíticos concuerdan a un grado práctico de exactitud.

MODELO DE ÁNGULOS MÚLTIPLES.—Se propuso con el objetivo de mejorar las discrepancias reflejadas por el "Modelo de Franjas". Se comparó con los especímenes probados por Lubell et al. (1997). Aunque para el muro de cuatro niveles el modelo determinó mejor la rigidez para el primer panel, para el resto de los paneles la exactitud se fue disminuyendo hasta llegar a resultados decepcionantes para el último panel (fig. II.6-5).

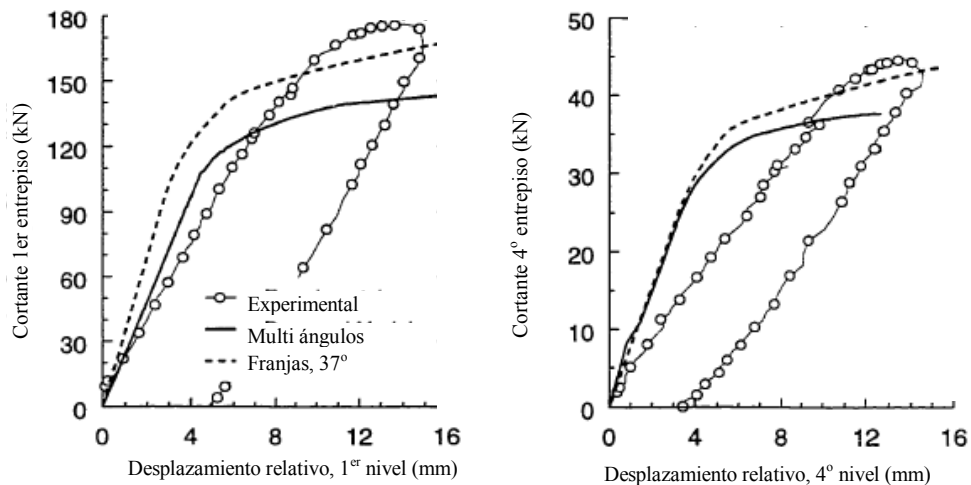


Fig. II.6-5. Desplazamientos calculados con el Modelo de Multiángulos y resultados de laboratorio (Rezai, 1997).

II.6.3. MODELO DE TRABE DE CORTANTE Y ANÁLISIS PLÁSTICO

Los MECPASA distan de las propiedades comunes de las traveses armadas en ingeniería civil y se parecen más a las usadas en aeronáutica. Por lo que es de esperarse una discrepancia al usar las ecuaciones usuales en ingeniería civil para evaluar la resistencia última de MECPASA-MC y con mayor razón la de MECPASA-MR.

Esto fue mostrado por Berman y Bruneau (2004), al calcular la resistencia última de la mayoría de especímenes probados, aplicando la ecuación obtenida del análisis plástico de un panel individual de MECPASA-MR y usando la ecuación de los requerimientos de diseño del Apéndice G de "The American Institute of Steel Construction Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings (AISC, 1999). Los resultados para la primera ecuación contienen errores relativos de aproximadamente $\pm 9\%$ para aquellos con conexiones viga-columna a cortante y de -1 a -20% para aquellos con marcos rígidos. Mientras con la segunda se obtienen errores relativos de -4 a -29% para aquellos con conexiones viga-columna a cortante y de -25 a -38% para aquellos con marcos rígidos.

Los resultados anteriores muestran una tendencia de las ecuaciones usuales para traveses armadas de subestimar la resistencia para MECPASA. Lo cual está del lado de la inseguridad para el diseño de MECPASA, pues llevaría a subestimar las solicitaciones en los elementos de contorno, especialmente en las columnas, consecuentemente comprometiendo la estabilidad de la estructura.

II.6.4. MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO

La aplicación del método del elemento finito para el análisis de MECPASA ha dado resultados muy aceptables. Driver et al. (1998) presentan el análisis del espécimen, probado en el laboratorio por los mismos. Para el modelado en elementos finitos se usó el programa de computadora ABAQUS (1994). Por la complejidad del modelo, cuando las no linealidades geométricas se incluyen, el programa es incapaz de trazar el equilibrio hasta la capacidad última de la estructura. Entonces, se omitió la no-linealidad geométrica para el caso de carga monótonica hasta la capacidad última.

COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS CON LOS RESULTADOS DE LABORATORIO

Las figuras (II.6-6) y (II.6-7) muestra los resultados obtenidos del análisis y laboratorio, para el primer panel, del MECPASA-MR de cuatro niveles. Cuando no se considera la no-linealidad geométrica, la carga última es predicha adecuadamente por el modelo (fig. II.6-6). La degradación de resistencia después de la carga última no se exhibe en el análisis, ya que no se incluyó el desgarré de la placa y el pandeo local observados en el espécimen. El resultado para el resto de los niveles muestra también buena concordancia.

El efecto de la no-linealidad geométrica se hace notorio en la fig. II.6-7. El análisis se realizó hasta donde lo permitió la convergencia. El efecto de disminución de rigidez es evidente en la gráfica. La disminución de la pendiente varía entre 11 y 20 % en la porción elástica, para los cuatro niveles. Además, cuando la carga es suficientemente alta, la pérdida de rigidez se hace notoria entre los ciclos 8 y 11.

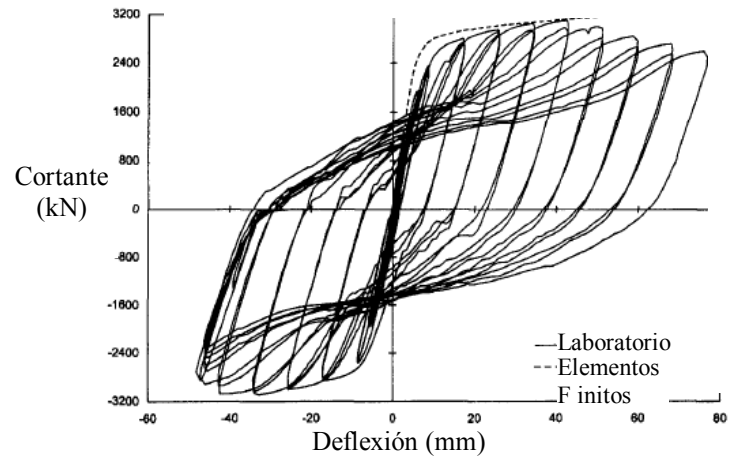


Fig. II.6-6. Resultados para un panel (Driver et al., 1998).

Por lo anterior, se puede decir que cuando se tiene problemas de convergencia, se puede obtener una excelente aproximación de la resistencia última del muro despreciando la no-linealidad geométrica. Sin embargo, para estimar la rigidez a niveles medio y bajo de carga, es necesario incluirla.

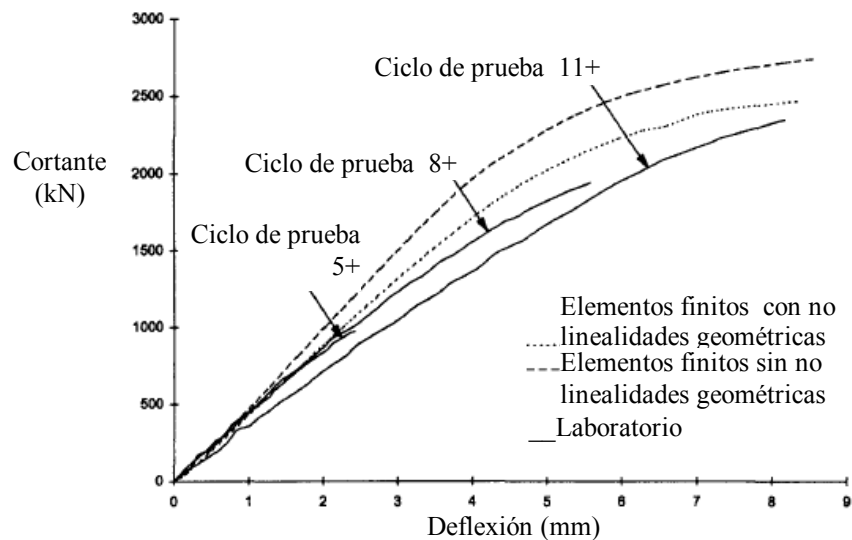


Fig. II.6-7. Resultados teóricos con y sin considerar la no linealidad geométrica, para un panel (Driver et al., 1998).

II.7 FLEXIBILIDAD MÍNIMA DE LAS COLUMNAS

La rigidez de las columnas en los MECPASA juega un papel primordial. Esto explica en parte la falla del "Modelo de Franjas" en predecir adecuadamente el comportamiento del sistema estructural. Por lo que se hará uso de la teoría desarrollada para traveses de cortante para explorar los límites de aplicación, sin la necesidad de modificaciones al modelo.

La influencia de la rigidez de los patines (columnas) en las traveses armadas se ha estudiado en la aeronáutica desde hace años. Si la rigidez a flexión de los patines es pequeña, su deflexión será suficiente para liberar los esfuerzos de tensión de la diagonal en aquellas bandas que se encuentran cercanas a la mitad del claro (altura de entrepiso). Las diagonales ancladas cerca de los atiesadores (vigas o elementos horizontales de contorno) deberán compensar esta deficiencia en los esfuerzos y entonces cargarán esfuerzos mayores a los calculados con la suposición de que todas las bandas se encuentran igualmente cargadas. En la fig. II.7-1, el cambio en la distribución de esfuerzos en el alma (placa de relleno del muro) se indica esquemáticamente por medio de diagonales sólo cerca de los atiesadores. La redistribución de esfuerzos en el alma ocasiona, también, una reducción de momentos secundarios, debidos al campo de tensión, en los patines. Con base en suposiciones simplistas, Wagner evaluó estos efectos, que pueden ser expresados por (Kuhn, 1956):

$$\sigma_{w_{\max}} = (1 + C_2) \frac{2V}{L \tan 2\Theta} \quad (II.3)$$

$$M_{s_{\max}} = C_3 \frac{VH^2 \tan \Theta}{12L} \quad (II.4)$$

donde $\sigma_{w_{\max}}$ es el esfuerzo de tensión máximo en la placa; $M_{s_{\max}}$ es el momento secundario en los patines debidos al campo de tensión; L es el peralte de la trabe (ancho del muro); H la longitud del panel (altura de entrepiso); V es el cortante actuante en la sección transversal de la trabe; Θ es el ángulo del campo de tensión diagonal, con respecto a la horizontal; C_2 es el factor de concentración de esfuerzos; y C_3 es el factor de concentración de momentos.

Los factores C_2 y C_3 se muestran en la fig. II.7-2. Los que son función del parámetro de flexibilidad de los patines, ωd , el cual queda definido por (Kuhn, 1956):

$$\omega d = H \tan(\Theta) \sqrt{\left(\frac{1}{I_{fT}} + \frac{1}{I_{fC}} \right) \frac{t}{4L}} \quad (II.5)$$

donde I_{fC} es el momento de inercia, en el plano de flexión, del patín a compresión; I_{fT} es el momento de inercia, en el plano de flexión, del patín a tensión. Si se toma en cuenta que un muro estará sometido a cargas que se invierten las columnas tendrán el mismo momento de inercia. Por lo que la ecuación (II.5) se puede escribir como:

$$I_{c_{xx}} = C_1 \frac{tH^4}{L} \quad (II.6)$$

$$C_1 = \frac{\tan^4(\Theta)}{8\omega d^4} \quad (II.7)$$

donde $I_{c_{xx}}$ es el momento de inercia de la columna con respecto a su eje principal, perpendicular al plano del alma. A C_1 se le llamará **parámetro de uniformidad**.

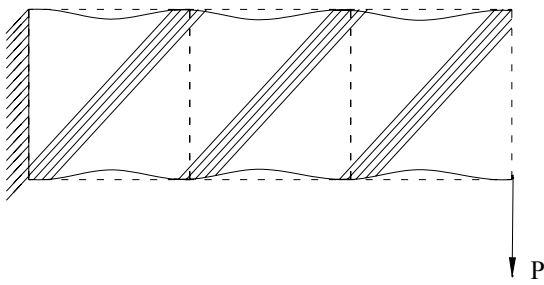


Fig. II.7-1. Liberación de esfuerzos de tensión diagonal.

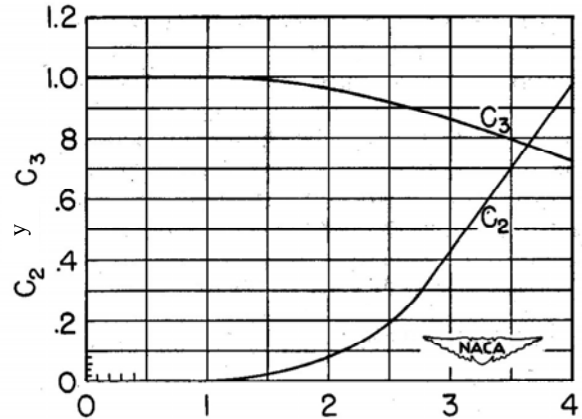


Fig. II.7-2. Factores, C_1 y C_2 , de concentración de esfuerzos (Khun, 1956).

Con la ecuación (II.6) se puede determinar el momento de inercia que se requiere para que se tenga una concentración de esfuerzos, en el alma del muro, y de momentos en las columnas. También, se puede calcular el parámetro de uniformidad para cierta geometría del alma del muro y de su marco de contorno. Éste, se puede calcular, además, con la ecuación (II.7), a partir del parámetro de flexibilidad de los patines y del ángulo del campo de tensión diagonal, con respecto a la horizontal.

En la Tabla II.6.4-1 se presentan valores C_1 para diferentes valores del ángulo del campo de tensión y valores de ωd , calculados con auxilio de la fig. II.7-2 y la ecuación II.7. Cuando aumenta la flexibilidad de los patines, aumenta la concentración de esfuerzos en las bandas cercanas a los atiesadores transversales y se liberan los esfuerzos de tensión en las más alejadas. Esto se refleja con el parámetro C_2 . Por lo que entre mayor sea éste, la distribución de esfuerzos en la placa del alma será más uniforme. También, entre mayor sea Θ se requerirá un mayor momento de inercia, ya que se requiere disminuir la flexión de la columna para conservar una distribución similar de esfuerzos debidos al campo de tensión.

Esto se puede observar en los MECPASA probados en laboratorio, si se enfoca la atención en el parámetro de uniformidad. En la Tabla II.6.4-2 se presentan los valores calculados C_1 con la ecuación (II.6). El ángulo α (ecuación B1.3) es el complementario de Θ . Al analizar los resultados obtenidos se observan resultados muy relevantes. El espécimen de Timler y Kulak tiene un $C_1=0.00591$, por lo que le correspondería un valor aproximado de $C_2=0.04$. Y como se mencionó anteriormente, al comparar las deflexiones calculadas con las de laboratorio se determinó una subestimación cercana al 10%. Para el muro estudiado por Driver et al. (1996), al que le corresponde un valor $C_2=0$, el análisis con el Modelo de Franjas produjo resultados conservadores. Similitud que se encuentra en el resto de los muros probados en laboratorio. Empero, se debe considerar que el "Modelo de Franjas" no evalúa la influencia de las deformaciones iniciales, ni la contribución a compresión de la placa.

La comparación para el espécimen de Lubell et al. (2000) manifiesta el problema de predicción de los modelos simplificados. Para su parámetro de uniformidad de 0.00095 y un ángulo $\Theta = 53.1^\circ$, el valor del parámetro de concentración de esfuerzos es aproximadamente 0.3. El análisis con el "Modelo de Franjas", con un ángulo α de 37° , arrojó deflexiones menores en un 30% (y en varios casos hasta en un 50%) de

las medidas. En cambio, al analizarlo con el "Modelo de armadura" la predicción de la rigidez mejoró sustancialmente. El éxito se puede explicar por el uso de una área equivalente de placa, que depende de dos condiciones extremas, ya sea que las columnas sean completamente flexibles o completamente rígidas. Sin embargo, fracasa en pronosticar la resistencia última.

Tabla II.6.4-1. Parámetro de uniformidad, C_1 para diferentes Θ y ωd .

C_2	0	0.02	0.05	0.08	0.15	0.30
ωd	1.3	1.5	1.75	2.0	2.3	2.72
Θ [o]	$C_1 \times 10^{-4}$					
40	74.71	42.15	22.75	13.34	7.63	3.90
42	87.74	49.50	26.72	15.66	8.95	4.58
44	101.91	57.49	31.03	18.19	10.40	5.32
46	117.19	66.11	35.69	20.92	11.96	6.11
48	133.48	75.31	40.65	23.83	13.62	6.97
50	150.71	85.03	45.90	26.90	15.38	7.86
53	178.05	100.45	54.22	31.78	18.17	9.29

Probablemente la resistencia última dependa en un grado menor del cambio de la distribución de esfuerzos debida a la flexibilidad de las columnas. Los análisis han mostrado que aunque en algunos casos se subestima ligeramente la resistencia última, con el "Modelo de Franjas" propuesto hasta ahora, la predice adecuadamente, independientemente de las relaciones de aspecto o flexibilidad de las columnas. Sería razonable pensar que lo

que ocasiona la concentración de esfuerzos en las bandas de tensión cercanas a los elementos horizontales de contorno también provoca un cambio en la rigidez. Por lo que estas zonas trabajarán primero, para que posteriormente el resto de la placa contribuya a soportar el cortante, cuando cese el incremento de fuerzas en las primeras y las deflexiones de las columnas no liberen el resto de las bandas de tensión. Este proceso, supuesto, es reflejado inadecuadamente por el "Modelo de Franjas". Por lo que se requiere la modificación de dicho método simplificado.

La mayor discrepancia para el último panel del modelo de Lubell et al. (2000) podría explicarse también con el razonamiento precedente. Pues se reportó una deficiencia del último panel. El cual, además de tener columnas muy "flexibles", tiene condiciones de apoyo especiales. Las condiciones de los tableros extremos son diferentes a las de los intermedios, pues carecen en uno de los bordes horizontales del tablero adyacente capaz de resistir las componentes verticales de las tensiones. Esto fue considerado en la estructura colocando una viga final de mayor peralte en el panel superior. No obstante, el panel mostró menor eficiencia que el resto, lo que lleva a pensar que la influencia de la rigidez de las columnas no se incluyó adecuadamente en el modelo. Lo interesante es que tal comportamiento sólo se registró para el modelo de Lubell et al. (2000).

Tabla II.6.4-2. Parámetro de uniformidad, C_1 , para algunos MECPASA.

Caso de estudio	No.	α	Θ	$C_1 \times 10^{-4}$
		(°) eq. (B1.3)	(°) 90 - α	eq. (III.6)
Timier y Kulak (1983)	—	42.7	47.3	59.14
Berman y Bruneau (2003a)	F2	45	45	1250.05
Caccese et al. (1993)	S22	42.2	47.8	157.99
Tromposch y Kulak (1987)	S14	40.2	49.8	63.20
Lubell et al. (2000)	SPSW4	36.9	53.1	108.37
Driver et al. (1997)	—	41.1	48.9	9.51
				126.73

El razonamiento en esta sección sugiere que podría existir un intervalo de valor de C_1 en el que fuera razonable la aplicación "Modelo de Franjas" sin modificaciones. Tal valor implicaría una rigidez mínima de las columnas. Cuando la rigidez de las columnas es suficiente para que el proceso sea menos notorio, el "Modelo de Franjas" proporciona resultados adecuados para la praxis. Por lo que parece razonable, de acuerdo con las Tablas II.6.4-1 y II.6.4-2, que con un valor del parámetro de uniformidad, $C_1=0.003$ a 0.007 se obtendrían resultados adecuados para fines de la ingeniería. Entonces la validez del

modelo sería para columnas de rigidez mayor a la definida por la ecuación (II.6), para un panel con una relación de aspecto y esbeltez definidas, y parámetro de uniformidad, C_1 , entre 0.003 y 0.007. Sin embargo, establecer con rigor dicho valor está fuera del objetivo de este trabajo.

III. CRITERIOS DE DISEÑO

Los criterios de diseño de los reglamentos han garantizado que los sistemas estructurales se diseñen con la confiabilidad suficiente, a la luz del conocimiento limitado con que se cuenta de su comportamiento. Así como el criterio del ingeniero es el que siempre regirá en la aplicación de un sistema, también dichos criterios son los que han dado confianza en la utilización de un sistema y siempre han tenido la intención de salvaguardar la seguridad de la sociedad.

Pocos son los reglamentos, y menos las normas, que incluyen a los muros de cortante de acero. Los canadienses fueron los primeros en introducir el diseño de muros de acero sin atiesadores (CCBFC, 1995 y CAN/CSA-S16.1-94, 1994). Mientras en Estados Unidos se incluye en el FEMA 450 (BSSC, 2003a y 2003b); y se pretende que se comprenda en la edición 2005 de las AISC Seismic Provisions (AISC, 2004). En México, se hace referencia a los muros de acero sólo en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004).

En este capítulo se aborda los aspectos básicos de diseño de muros esbeltos de cortante de placa de acero sin atiesar (MECPASA), apoyándose en los capítulos anteriores y en lo dispuesto en los reglamentos y códigos mencionados.

III.1 DEFINICIÓN DE MECPASA

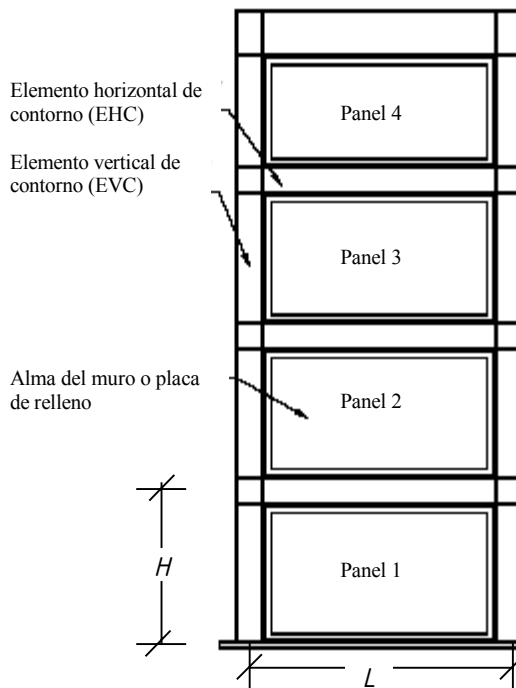


Fig. III.1-1. Esquema de un MECPASA.

El muro esbelto de cortante de placa de acero sin atiesar (MECPASA) se compone esencialmente de un marco y una placa de acero de relleno (fig. III.1-1). Se le denominan elementos horizontales y verticales a los componentes del marco, EHC y EVC, para ser congruentes, pues ambos trabajan a flexocompresión, por lo que el elemento horizontal no es precisamente una viga. A la placa se le llama alma del muro. Si bien su diseño difiera de las almas de las travesaños armados comunes, evitará confusión al llamarla placa de relleno y simplificará la forma de referirse a ella. A la distancia entre ejes de columnas se les llama L y a la de entre ejes de los elementos horizontales, H .

Cabe aclarar que en los MECPASAs no se usa atiesador para el alma del muro. Dicho elemento es una placa plana unida a los elementos de contorno que forman el marco. Además, el marco puede ser tanto rígido como un marco con conexiones simples, llevando, por supuesto, a un comportamiento sísmico diferente.

Este tipo especial de muros se encuentra dentro de la categoría 3 de secciones de muros de acero, descrita en el Capítulo I. Todos los elementos del MECPASA deben cumplir con requerimientos especiales para garantizar un desempeño adecuado ante

modelo sería para columnas de rigidez mayor a la definida por la ecuación (II.6), para un panel con una relación de aspecto y esbeltez definidas, y parámetro de uniformidad, C_1 , entre 0.003 y 0.007. Sin embargo, establecer con rigor dicho valor está fuera del objetivo de este trabajo.

III. CRITERIOS DE DISEÑO

Los criterios de diseño de los reglamentos han garantizado que los sistemas estructurales se diseñen con la confiabilidad suficiente, a la luz del conocimiento limitado con que se cuenta de su comportamiento. Así como el criterio del ingeniero es el que siempre regirá en la aplicación de un sistema, también dichos criterios son los que han dado confianza en la utilización de un sistema y siempre han tenido la intención de salvaguardar la seguridad de la sociedad.

Pocos son los reglamentos, y menos las normas, que incluyen a los muros de cortante de acero. Los canadienses fueron los primeros en introducir el diseño de muros de acero sin atiesadores (CCBFC, 1995 y CAN/CSA-S16.1-94, 1994). Mientras en Estados Unidos se incluye en el FEMA 450 (BSSC, 2003a y 2003b); y se pretende que se comprenda en la edición 2005 de las AISC Seismic Provisions (AISC, 2004). En México, se hace referencia a los muros de acero sólo en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004).

En este capítulo se aborda los aspectos básicos de diseño de muros esbeltos de cortante de placa de acero sin atiesar (MECPASA), apoyándose en los capítulos anteriores y en lo dispuesto en los reglamentos y códigos mencionados.

III.1 DEFINICIÓN DE MECPASA

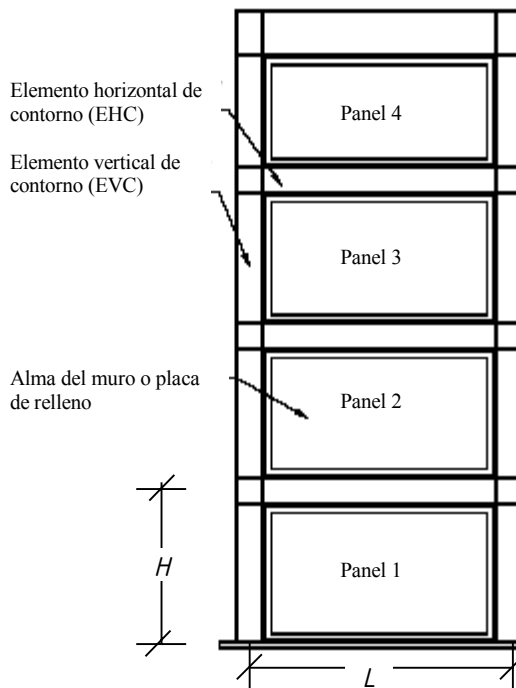


Fig. III.1-1. Esquema de un MECPASA.

El muro esbelto de cortante de placa de acero sin atiesar (MECPASA) se compone esencialmente de un marco y una placa de acero de relleno (fig. III.1-1). Se le denominan elementos horizontales y verticales a los componentes del marco, EHC y EVC, para ser congruentes, pues ambos trabajan a flexocompresión, por lo que el elemento horizontal no es precisamente una viga. A la placa se le llama alma del muro. Si bien su diseño difiera de las almas de las travesaños armados comunes, evitará confusión al llamarla placa de relleno y simplificará la forma de referirse a ella. A la distancia entre ejes de columnas se les llama L y a la de entre ejes de los elementos horizontales, H .

Cabe aclarar que en los MECPASAs no se usa atiesador para el alma del muro. Dicho elemento es una placa plana unida a los elementos de contorno que forman el marco. Además, el marco puede ser tanto rígido como un marco con conexiones simples, llevando, por supuesto, a un comportamiento sísmico diferente.

Este tipo especial de muros se encuentra dentro de la categoría 3 de secciones de muros de acero, descrita en el Capítulo I. Todos los elementos del MECPASA deben cumplir con requerimientos especiales para garantizar un desempeño adecuado ante

modo de falla secuencial. De hecho, el deslizamiento provee un mecanismo de disipación de energía a través de fricción e introduce una "semi-rigidez" a la estructura. Por supuesto, el deslizamiento no debe presentarse bajo cargas laterales de servicio.

La fluencia del campo de tensión diagonal es el mejor mecanismo de falla y debe ser establecido como el gobernante en el diseño sísmico. La fractura en tensión o inestabilidad de las columnas de contorno (EVC) deben evitarse, ya que pueden tener serias consecuencias en la estabilidad y grandes costos de reparación.

III.3 COMPORTAMIENTO ANTE SISMO

En la mayoría de los casos se diseña a las estructuras para incursionar en un comportamiento inelástico cuando se encuentran sometidos a sismos severos. Para tal objetivo se debe de cumplir con materiales y detalles constructivos tales que las estructuras puedan disipar la energía impartida por un temblor fuerte mediante histéresis. Esto permite reducir las fuerzas elásticas de diseño sísmico mediante factores que reflejan la capacidad del sistema estructural para deformarse inelásticamente ante fuerzas laterales alternantes sin perder su resistencia.

Las consideraciones que se hacen para determinar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, y la discusión de ellas está fuera del objetivo de este trabajo. En su lugar, se comentan las características relevantes de los MECPASAs que ayudan a establecer un valor racional para los factores de reducción de fuerzas sísmicas. Los factores que parecen influir en el establecimiento de la reducción de las fuerzas sísmicas parecen ser primordialmente la ductilidad, sobre-resistencia, periodo de vibración y redundancia del sistema. Además, otros parámetros que afectan son la vulnerabilidad del sistema de resistencia de cargas gravitacionales en caso de excesiva inelasticidad, posibilidad de colapso progresivo en caso de falla local, contribución (a favor o en contra) de los elementos no estructurales, comportamiento bajo fractura del material, características del movimiento del terreno e interacción suelo estructura.

En lo que se refiere a los MECPASA, la información disponible hasta el momento acerca de su comportamiento se ha usado para establecer tales factores de reducción y se enuncian a continuación:

- Las pruebas cíclicas de laboratorio y en mesa vibradora han demostrado características sobresalientes del sistema. Los MECPASA cuentan con la resistencia y rigidez suficientes para soportar sismos de baja y moderada intensidad, así como cargas por viento, mientras permanece en un comportamiento elástico. El sistema mostró gran redundancia, fue muy dúctil, con capacidad de disipar gran cantidad de energía mientras soporta un gran número de ciclos reversibles inelásticos, más allá de los que se esperarían durante un evento sísmico mayor (Astaneh, 2000).
- Lamentablemente, no existe información acerca del comportamiento de MECPASA en estructuras construidas. Debido a que las existentes aún no han sido sometidas a excitaciones severas.
- La ductilidad exhibida por el sistema ha sido superior a todos los sistemas estructurales listados en los actuales reglamentos y con factores de reducción de fuerzas sísmicas asignados (Driver, 1997; Astaneh, 2000) . El sistema estructural, diseñado adecuadamente ha exhibido ductilidades globales entre 5 y 8, e incluso mayores a 9.
- La vulnerabilidad del sistema que resiste cargas gravitacionales se puede ver afectada cuando el muro de cortante también resiste cargas gravitacionales. Pero, si se sigue el diseño jerárquico de la sección anterior, se puede garantizar que el principal mecanismo de disipación

sea el alma del muro, la que no es un elemento de carga gravitacional. Lo que también se garantizará siguiendo las recomendaciones de las secciones subsecuentes.

- El sistema cuenta con multiplicidad de líneas de resistencia cuando es un MECPASA-MC. Pues la conexión viga-columna, que es a cortante, se suele modelar como articuladas. Y los estudios de conexiones a cortante sujetas a efectos sísmicos han mostrado que tales conexiones poseen una considerable capacidad a momento, del orden del 20 al 70% del momento plástico de las vigas conectadas (Astaneh, 2000). Por lo que los marcos serán un sistema de respaldo para los muros de acero. En el caso de los MECPASA-MR, también llamado sistema dual, que se caracteriza por que la placa se localiza en el marco rígido, al inicio el alma del muro resistirá gran parte del cortante, posteriormente cuando parte de ella haya fluido en cierto grado, la rigidez del marco llegará a ser comparable y participaran en una forma más balanceada. Asimismo, la presencia de la placa en las esquinas del marco reduce la demanda de rotación de las conexiones del marco. Además, la transmisión de las fuerzas entre el marco y la placa es directa.

Con base en las consideraciones anteriores, en el criterio ingenieril y en la comparación con otros sistemas similares se han sugerido parámetros de diseño para ser incluidos en el International Building Code (Astaneh, 2001). En la Tabla II.6.4-1 se presenta valores para estos parámetros.

Tabla II.6.4-1. Coeficientes y factores de diseño incluidos en el IBC y propuestos para muros de acero (ASTANEH, 2001)

SISTEMA BÁSICO DE RESISTENCIA SÍSMICA	FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA	FACTOR DE SOBRE-RESISTENCIA	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE DEFLEXIONES
Marcos de acero dúctiles	8	3	5.5
Muros de cortante de concreto reforzado Con marcos dúctiles	8	2.5	6.5
Muros de cortante de placa de acero sin atiesar dentro de un marco de acero Que soporta cargas gravitacionales, con Conexiones viga-columna simples	6.5	2.0	5.0
Muros de cortante de placa de acero atiesada dentro de un marco de acero que soporta cargas gravitacionales, con conexiones viga-columna simples	7.5	2.0	5.0
Sistema dual con marcos dúctiles y muros de cortante de placa de acero sin atiesar	8	2.5	4.0
Sistema dual con marcos dúctiles y Muros de cortante de placa de acero Atiesada	8.5	2.5	4.0

El NBCC (CCBFC, 1995) incluye aspectos sobre la modelación y diseño de muros de cortante de placa de acero sin atiesar. Establece los valores presentados en la Tabla II.6.4-2. Sin embargo, tales valores parecen ser conservadores de acuerdo con las últimas investigaciones realizadas (Driver, 1997).

Tabla II.6.4-2. Factores de modificación de respuesta en el Reglamento Canadiense (ASTANEH, 2001)

TIPO DE MURO DE CORTANTE DE PLACA DE ACERO	REQUERIMIENTO	FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA (CANADIENSE)	FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA (USA,EQUIVALENTE)
Dúctil	El marco rígido debe ser dúctil	4.0	8.0
Nominalmente Dúctil	El marco rígido debe ser Nominalmente Dúctil	3.0	6.0
Ordinario	Sin requerimientos específicos para el marco	2.0	4.0

Las NTCDS (2004) establecen que se usará un factor de comportamiento sísmico, $Q = 4$ cuando se cumpla (sólo se ha incluido lo relevante para el tema):

- a) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contraventeos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
- b) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia... El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- c) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas.

El requisito de que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contraventeos, cuando menos 50 % de la fuerza sísmica actuante es un requerimiento que no necesariamente se debe de cumplir. Esto obedece a que cuando se usan contraventeos o muros de concreto reforzado con marcos dúctiles, la ductilidad se ve reducida. Esto se contrarresta con tal requisito. Pero el caso del uso de placa de acero (MECPASA-MR dúctil) es diferente, pues se debe recordar que el principal mecanismo de disipación de energía es la fluencia de la placa. Por lo anterior, parece ser suficiente con el requisito para marcos dúctiles, en el que se establece que cada uno debe resistir, como mínimo, fuerzas horizontales iguales al 25% de las que le correspondería si trabajase aislado del resto de la estructura.

Es más, es de suma importancia diseñar el marco del muro de manera que sus componentes mantengan un comportamiento elástico hasta que el alma del muro haya fluido significativamente. Se recomienda el uso de $Q=3$ cuando no se cumple con los incisos a) ó b) pero se cumple el c). Y la utilización de $Q=2$ cuando no se cumple con los requisitos anteriores, lo que también incluiría el uso de MECPASAs-MC, es decir, en los que los marcos del muro se han construido con conexión viga-columna simple.

Sin embargo, no se ahonda más en el sistema, por lo que podría ser insuficiente para garantizar el funcionamiento adecuado ante sismo. Tales aspectos se trataran en las siguientes secciones.

III.4 ALMA DEL MURO

III.4.1. MATERIAL

El alma del muro debe ser de acero estructural que posea características de ductilidad adecuadas. Sin embargo, el uso de placas laminadas en frío para el alma del muro ha mostrado también excelentes características de comportamiento ante sismo. En general, se recomienda que el esfuerzo de fluencia del alma sea menor al de las componentes del marco de contorno, para garantizar que se disipe mayor cantidad de energía.

III.4.2. RELACIÓN DE ASPECTO

Una de las razones por las que la relación de aspecto del alma para traveses armados se ha limitado, es para permitir un manejo y transporte adecuado de los elementos. Pero, como ya se ha mencionado, tal restricción no aplica para MECPASA. El FEMA 450 (BSSC, 2003a y 2003b) recomienda que se limite a una relación de aspecto mayor que 0.8 y menor que 2.5. El límite inferior supuestamente se debe a que el Modelo de Franjas es válido para relaciones de aspecto mayores de 0.8. Dicha recomendación se fundamenta supuestamente en estudio realizado por Rezai (1999). Lamentablemente, como se ha mostrado en los capítulos anteriores, tal afirmación es incorrecta. Sólo hace falta mencionar la investigación realizada por Lubell et al. (2000), en la que el muro tuvo una relación de aspecto es de 1.0. Para éste, el Modelo de Franjas mostró resultados insatisfactorios.

De acuerdo con las investigaciones, parece no haber límites de relación de aspecto para que el campo de tensión diagonal se forme. Sin embargo, parece razonable limitarse al intervalo de muros hasta ahora investigados el cual comprende un intervalo de la relación de aspecto entre 0.67 y 2.5.

III.4.3. RELACIÓN DE ESBELTEZ

Parece no haber límite para la relación de esbeltez del alma del muro. Para garantizar que el pandeo del alma sea elástico, se puede hacer uso de la expresión sugerida para almas de traveses armados, esto es:

$$\frac{L}{t} \geq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

sin embargo, debido a que los especímenes probados hasta ahora tuvieron una relación de esbeltez mayor que la expresión anterior, se recomienda que la relación de esbeltez satisfaga la ecuación (III.1) (Astaneh, 2001):

$$\frac{L}{t} \geq 3.53 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad \text{(III.1)}$$

donde $k = 5.0 + \frac{5.0}{(H/L)^2}$ = factor de placa; t es el espesor del alma del muro; F_{yw} es el esfuerzo de fluencia del material del alma del muro; y E es el módulo de elasticidad del material.

III.4.4. RESISTENCIA DEL ALMA DEL MURO

El FEMA 450 (BSSC, 2003a y 2003b) recomienda calcular la resistencia nominal del alma del muro con la siguiente expresión:

$$V_n = 0.42 F_{yw} t L_c \text{sen} 2\alpha \quad (III.2)$$

donde α está definido por la ecuación (B1.3) del Apéndice B; y L_c es la distancia libre entre columnas, que podría ser la distancia entre patines de columnas.

La ecuación (III.2) se obtuvo dividiendo la resistencia plástica a cortante, considerando sólo la contribución del alma, entre la sobre-resistencia de sistema y tomada como 1.2. Tal ecuación se calculó en el Capítulo II (II.4) al considerar que el alma se ha plastificado completamente y no se toma en cuenta la interacción cortante-momento. Si se quisiera incluir la interacción cortante momento, se puede utilizar el Modelo M-PFI (Apéndice B3). Con lo cual se requiere sólo modificar el esfuerzo de fluencia por interacción.

Para el cálculo del cortante de diseño del panel, FrV_n , y el cortante admisible, V_n/Ω se recomienda $Fr=0.9$ y $\Omega=1.67$ (BSSC, 2003a y 2003b).

Después del cálculo de la resistencia del alma se debe calcular la "resistencia a cortante esperada", V_{ne} , con el área real del alma del muro y el esfuerzo de fluencia esperado del acero. Tal resistencia debe ser usada para el diseño de las conexiones y los elementos del marco de contorno. Por lo que, generalmente, la resistencia a cortante esperada será *mayor* que la nominal, pues el esfuerzo de fluencia es mayor al especificado y por el endurecimiento por deformación. Esto es, (Astaneh, 2001):

$$V_{ne} = 1.2 R_y C_{pr} V_n \quad (III.3)$$

donde R_y es un factor para tomar en cuenta la incertidumbre en valor especificado de fluencia del acero. C_{pr} es el factor que considera el endurecimiento por deformación. Ambos se pueden determinar como (Astaneh, 2001):

$$R_y = 1.1 \quad (III.4)$$

$$C_{pr} = \frac{(F_{yw} + F_{uw})}{2F_y} \quad (III.5)$$

donde F_{uw} es el esfuerzo de mínimo de tensión especificado del material del alma del muro.

III.5 MARCO DEL MURO (EHC Y EVC)

En los marcos de los MECPASAs se debe garantizar que sus componentes cumplan con requisitos de rigidez, resistencia, estabilidad; además de lo mencionado en III.3. Entre los requisitos de resistencia, el que destaca del resto de los sistemas estructurales, es que se deben diseñar para que permanezcan con comportamiento elástico hasta que la placa haya fluido significativamente. Y cuando se estructure para un $Q=3$ ó $Q=4$ se debe cumplir con los requisitos de marcos dúctiles.

III.5.1. REQUISITOS ESPECIALES DE RESISTENCIA

Tanto los EHC como los EVC deberán ser diseñados para resistir las fuerzas máximas generadas por el campo de tensión diagonal, fuerzas axiales, cortantes, y momentos como resultado de la respuesta del sistema al cortante, momento de volteo y otras solicitaciones. Se debe usar el espesor del alma del muro real, porque en muchos casos será mayor de la requerida, lo que producirá mayores demandas en las componentes del marco.

Los EHC deben tener suficiente resistencia para permitir que se desarrolle el campo de tensión diagonal. Los paneles extremos, inferior y superior del muro, se encuentran en un caso especial por no contar con un panel contiguo. Para lo cual, se debe garantizar que el momento plástico, reducido por cargas axiales, sea mayor o igual que el requerido para que el alma de acero fluya completamente. Esta condición se puede revisar con la ecuación (B3.18) del Apéndice B3, modificado por el factor R_y , mencionado en la sección anterior. También se puede recurrir a alguno de los métodos descritos más adelante.

Además, se debe garantizar que en cualquier EHC sólo se formen articulaciones plásticas en sus extremos y no en el interior del elemento. El panel inferior también podrá ser anclado continuamente a la cimentación.

Los EVC deben tener suficiente resistencia para permitir que se desarrolle el campo de tensión diagonal. Para lo cual se debe garantizar que el momento plástico, reducido por cargas axiales, sea mayor o igual que el requerido para que el alma de acero fluya completamente. Esta condición se puede revisar con la ecuación (B3.17) del Apéndice B3, modificado por el factor R_y . También se puede utilizar alguno de los métodos presentados adelante.

Se han sugerido diferentes aproximaciones analíticas para lograr el diseño por capacidad (BSSC, 2003a 2003b) y determinar las fuerzas actuantes en los componentes tales como:

1) Análisis no lineal estático "Push-over"

Se puede realizar este tipo de análisis considerando como base el "Modelo de Franjas" (Apéndice B1), en los que las barras tengan una resistencia $R_y F_{yw} A_s$. El área de cada banda, se puede calcular con (BSSC, 2003b):

$$A_s = \frac{(L \cos(\alpha) + H \sin(\alpha))t}{n} \quad (III.6)$$

donde n es el número de estribos (se recomienda mayor que sea mayor de 10).

2) Combinación de análisis elástico y concepto de diseño por capacidad

El siguiente procedimiento de cuatro pasos provee estimaciones razonables de las fuerzas en los elementos del marco.

1. Fuerzas laterales. Úsese el "Modelo de Franjas" para determinar las demandas en el alma, EHC y EVC de acuerdo con el cortante basal especificado por el reglamento respectivo. El alma del muro no debe ser considerada como elemento de resistencia de cargas verticales.

2. Cargas de gravedad. Aplíquese las cargas de gravedad a un modelo con solo marcos (sin el alma del muro) y determínese los elementos mecánicos.
3. Sin ningún factor de sobre-resistencia, diseñese los EHC y los EVC usando las demandas de la combinación de solicitaciones de los pasos 1 y 2.
4. Revisión del marco de contorno por diseño por capacidad. Revísense los EHC y EVC para la máxima capacidad de alma del muro en combinación con la máxima carga axial posible debida al momento de volteo. Utilícese la fuerza axial obtenida en el paso 1 y multiplíquese por el factor de sobre resistencia. Aplíquese la carga de las bandas ($R_y F_{yw} A_s$) en la dirección de α .

También se puede realizar por el método recomendado por el CSA-S16-02 (BSSC, 2003 a y b). Para lo que se propone que las cargas en los EVC sean calculadas mediante la combinación de las cargas de gravedad con las cargas por sismo incrementadas por el factor de amplificación,

$$B = \frac{Ve}{Vu} \quad (\text{III.7})$$

donde Vu es la fuerza sísmica lateral equivalente factorizada en la base del muro; y Ve es el cortante resistente esperado, con el espesor real del alma del muro; el que se puede calcular con

$$Ve = 0.5R_y F_{yw} tL \text{sen} 2\alpha \quad (\text{III.8})$$

El factor de amplificación, B , no necesita ser tan grande como el de comportamiento sísmico Q .

Las fuerzas axiales de los EVC deben ser determinadas de los momentos de volteo como sigue:

1. El momento en la base es BMu , donde Mu es el momento sísmico de volteo factorizado en la base del muro correspondiente a la fuerza Vu ;
2. El momento BMu se extiende por una altura H pero no menos que dos niveles a partir de la base; y
3. El momento disminuye linealmente arriba de una altura H a B veces el momento de volteo a un nivel debajo de la parte superior del muro, pero no necesita exceder Q veces el momento sísmico factorizado de volteo en el nivel bajo consideración a la fuerza Vu .

III.5.2. REQUISITOS DE RIGIDEZ

Al especificar la resistencia necesaria del elemento para que permita que se forme el campo de tensión diagonal, también se ha visto que tanto la rigidez de las columnas como la de los EHC, de los paneles extremos, tienen una influencia considerable en el comportamiento del sistema y en el éxito de los métodos simplificados de análisis. Asimismo, en trabes armadas se ha reconocido que la rigidez de los patines (EVC) juega un papel importante en el anclaje del campo de tensión. En la sección II.7 se ha hecho una discusión acerca del tema, en la que se ha propuesto que el momento de inercia satisfaga:

$$I_{c_{xx}} \geq C_1 \frac{tH^4}{L} \quad (\text{III.9})$$

donde $I_{c_{xx}}$ es el momento de inercia del EVC, del entrepiso en consideración, con respecto a su eje principal perpendicular al plano del alma; y C_1 es el parámetro de uniformidad. En la sección II.7 se

planteó que el parámetro de uniformidad podría variar entre 0.003 y 0.007, para que el "Modelo de Franjas" fuera válido. En el FEMA 450 (BSSC, 2003a y 2003b) se propone que:

$$I_{c_{xx}} \geq 0.00307 \frac{tH^4}{L} \quad (\text{III.10})$$

Esto significa un valor de $C_1 = 0.00307$. Lo anterior se establece para prevenir excesiva flexibilidad en el plano y pandeo de los EVC, pero se menciona que existe oportunidad de futuras investigaciones para confirmar o mejorar la aplicabilidad de tal requerimiento.

La importancia de este parámetro podría ser de gran trascendencia para los criterios de diseño en los que la base es el "Modelo de Franjas" o en los que se ha supuesto la formación del campo de tensión diagonal en toda la placa. Además, este requisito se podría extender a los EHC, de una forma directa a los de los MECPASA-MR y con simples modificaciones a los de los MECPASA-MC.

III.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En el Capítulo II se han planteado las interrogantes acerca de los análisis simplificados propuestos hasta el momento. En tal capítulo se hizo evidente que aún se desconocen los intervalos de aplicación de tales modelos. Aunque en este trabajo se ha propuesto el parámetro de uniformidad como delimitante de la aplicación de tales modelos, se recomienda que hasta que se realice una investigación formal acerca del problema se debe revisar el diseño con otro tipo de análisis. Se recomienda que se calibre el modelo con al menos el espécimen probado por Lubell et al. (2000) y algún otro de los probados hasta ahora.

IV. DETALLES

Las conexiones en un sistema sismorresistente son de gran relevancia para garantizar que los elementos desarrollen su máxima capacidad y se cumpla con las condiciones supuesta en su diseño. Ya se ha visto que los muros esbeltos de placa de acero sin atiesar (MECPASA), diseñados adecuadamente, cuentan con gran capacidad de disipación de energía y un comportamiento estable cuando se encuentran sometidos a sismo. Sin embargo, la habilidad del MECPASA para resistir las solicitaciones a las que esté sujeta también dependerá de que las fuerzas del alma del muro se transmitan adecuadamente a los elementos del marco de contorno.

Además, existe la duda sobre la factibilidad de la construcción de este sistema estructural. Y contrariamente a lo que se podría creer, el ensamble y construcción de los MECPASAs es relativamente simple y rápido. También, la forma en la que se resuelva la conexión, en algunos casos, puede significar un ahorro considerable en el costo del sistema. Por lo tanto, se requiere de diferentes opciones para que el constructor pueda seleccionar la que más le convenga.

En este capítulo se presentan varias soluciones para la conexión alma del muro-marco de contorno. Tales conexiones ya han sido probadas en laboratorio, por lo que se ha garantizado su desempeño satisfactorio bajo cargas cíclicas. Asimismo, se discute la praxis de las conexiones, y algunas de ellas ya han sido usadas para construir edificios reales, lo que aún resulta más ventajoso

IV.1 CONEXIONES CON ESTRUCTURAS DE ACERO

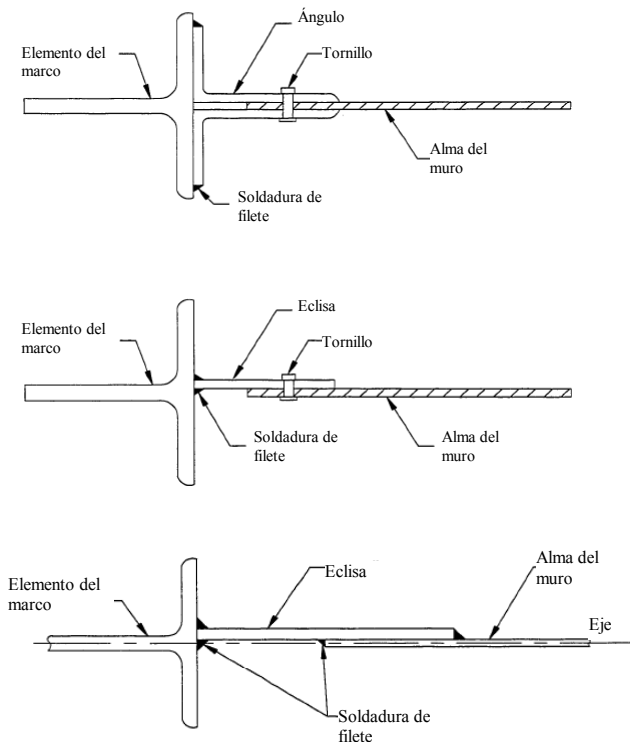


Fig. IV.1-1. Conexión marco-alma del muro (Schumacher, 1997)

La conexión entre el alma del muro y el marco del contorno puede ser atornillada, soldada, o una combinación de las dos. Una conexión típica consiste de eclisas, o ángulos, soldados en taller a los elementos de contorno y el alma del muro atornillada en campo, a las primeras. La conexión puede ser como crítica al deslizamiento para que no se permita éste, o bien, se puede permitir que se deslice; lo que a fin de cuentas dependerá del diseño. La fig. IV.1-1 esquematiza tal forma de conexión.

La unión entre la eclisa y el alma del muro también puede ser por medio de soldadura de filete, tal y como se muestra en la fig. IV.1-1. Primero las eclisas son soldadas en taller a los elementos de contorno. Entonces, en campo, el alma del muro es traslapada con la eclisa y colocada en sitio con algunos tornillos de erección o puntos de soldadura. Una vez que la estructura ha sido plomeada y alineada, el alma del muro es soldada a las eclisas. El alma no necesita ser alineada con gran precisión, el único requisito es que el traslape sea suficiente para que se suelde adecuadamente.

La opción de soldar el alma del muro directamente al marco de contorno es muy poco práctica, ya que se requiere de gran precisión para que coincidan. Generalmente, el uso de cuatro eclisas podría ser el que brinda mayores tolerancias (fig. IV.1-3) . Sin embargo, también se puede contemplar la opción de usar dos eclisas y soldar en campo el alma al marco. La última opción requerirá de gran precisión para coincidir la esquina de alma con la interna del marco. La ventaja de soldar directamente el alma al marco de contorno consiste en que se disminuye de manera significativa el desgarramiento del alma de acero (de hecho en la conexión probada no se detectaron desgarramientos) bajo cargas grandes. El uso de eclisas aumenta la cantidad de soldadura requerida, y sobretodo las áreas afectada por el incremento de temperatura, consecuentemente reduciendo su ductilidad. Por lo que, cuando las placas unidas con eclisas soldadas se encuentren sometidas a flexión fuera del plano, la probabilidad de que las zonas con ductilidad reducida se fracturen aumenta.

De cualquier forma, se debe recordar que la formación de desgarres en la placa no es considerado como una consecuencia que causa una falla inmediata del sistema. Es más, su influencia en el comportamiento global del sistema es realmente despreciable (Schumacher, 1997). *Por lo que cualquiera de las conexiones, mencionadas, tendrá un desempeño adecuado.* Además, se tendrá que resolver el detalle de las esquinas, donde se intersecan las eclisas, o alma-eclisa.

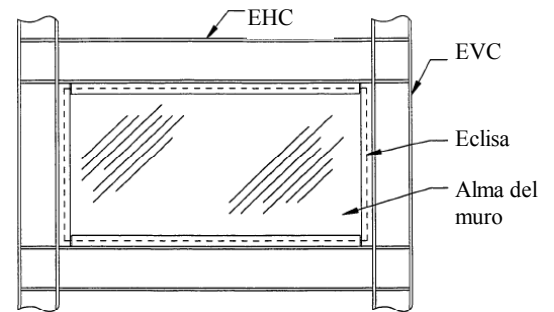


Fig. IV.1-3. Alma conectada mediante cuatro eclisas (Schumacher, 1997)

Los detalles de conexión mostrados en la fig. IV.1-4 (Detalle A, B, B' y C) han exhibido un desempeño aceptable en laboratorio (Schumacher, 1997). Las pruebas evidencian que las fracturas se inician en la soldadura entre la eclisa y el alma del muro. Claro está, que las grietas son pequeñas y en general su propagación es muy lenta, debido a la gran capacidad de redistribución de esfuerzos de la placa. La diferencia entre el detalle B y B' se realizó con el objetivo de disminuir el desgarramiento de las placas. Aunque el desgarramiento se inició más tarde en el detalle B', no se tuvo suficiente evidencia física para concluir que en realidad es más efectiva para la disminución del desgarramiento. La discontinuidad entre las eclisas hace que tal área sea más susceptible a formar grietas. Sin embargo, el uso de pestañas para proveer continuidad (fig. IV.1-2) la hace más susceptible a que se formen desgarres en las placas. Por lo que, el detalle "B", en el que se deja un hueco, parece ser más adecuado.

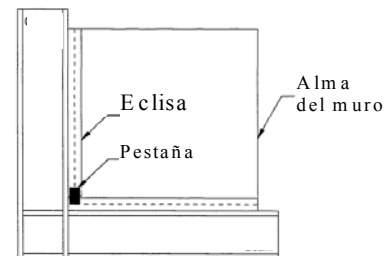


Fig. IV.1-2. Eclisas unidas con pestaña (Schumacher, 1997)

Los detalles para un muro de acero esquematizados en la fig. IV.1-5 corresponden a un edificio de 30 niveles en Dallas y en un hospital cerca de los Ángeles. La conexión atornillada recomendada para una zona intermedia en la placa del muro se indica en la IV.1-6. El sistema mostrado en la fig. IV.1-7 es completamente atornillado en campo, en el que uno o dos ensambles de la placa de acero, EHC y EVC son fabricados en taller. Entonces los ensambles soldados en taller son ensamblados en campo usando uniones soldadas o atornilladas para la placa y las columnas.

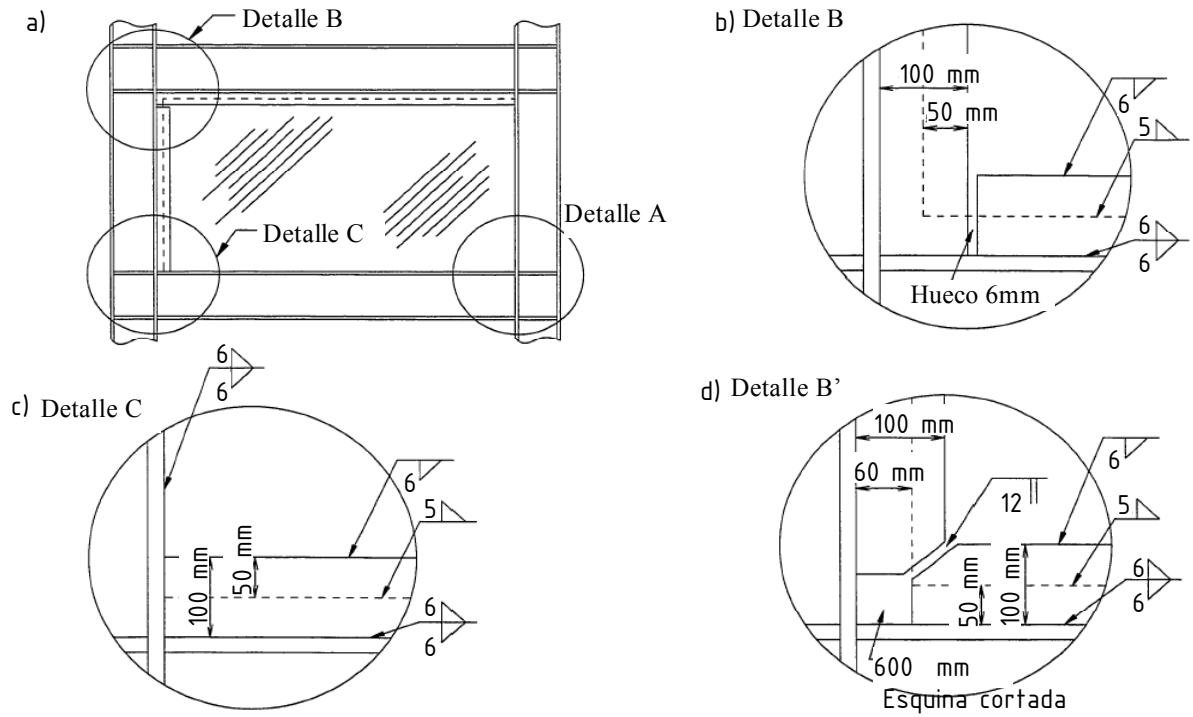


Fig. IV.1-4. Diferentes detalles de conexión eclisa-alma del muro (SCHUMACHER, 1997).

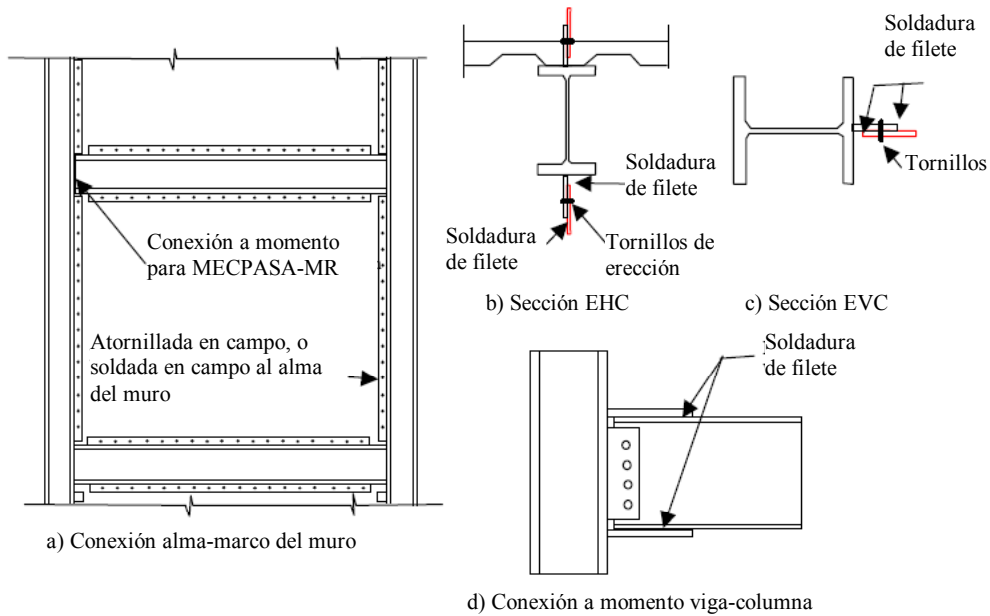


Fig. IV.1-5. Sistema usado para la construcción de un edificio de 30 niveles en Dallas (ASTANEH, 2001).

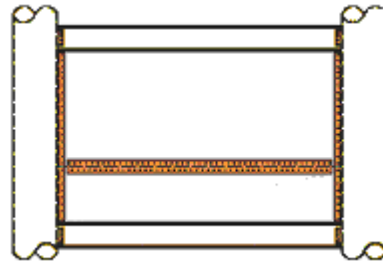


Fig. IV.1-6. Ensamble típico de un muro de acero (REZAI et al., 2004).

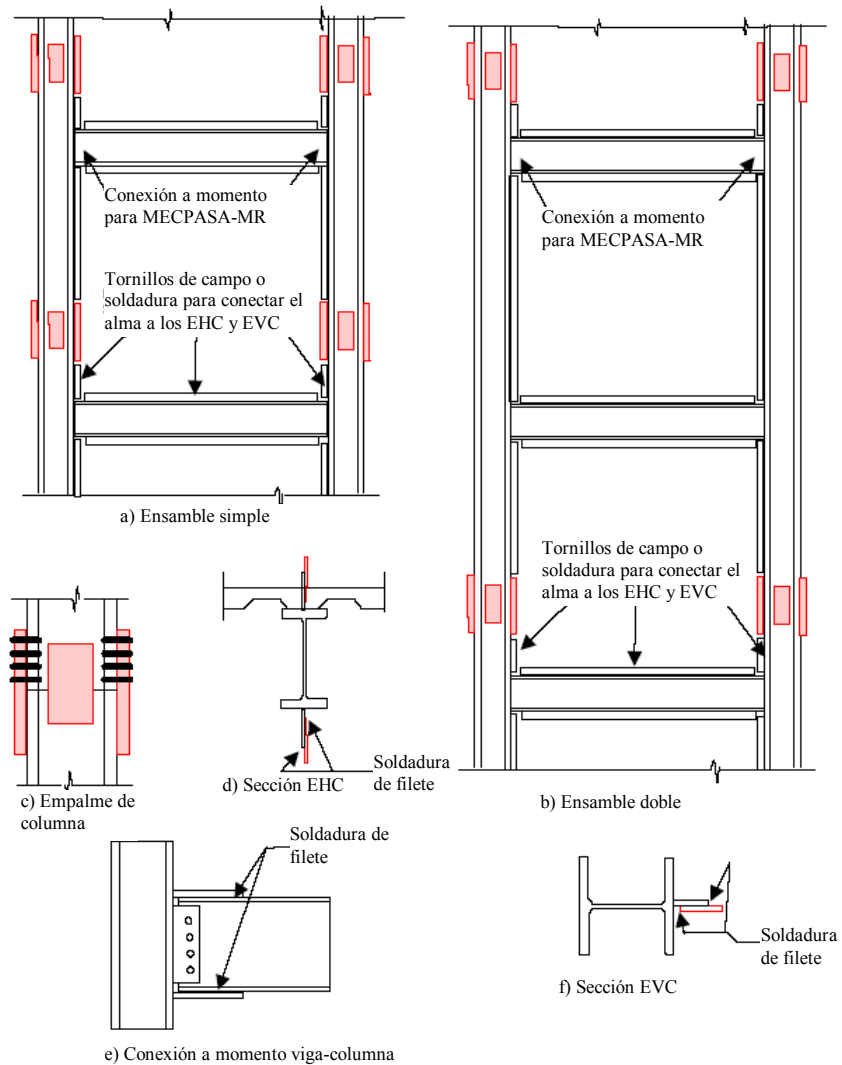


Fig. IV.1-7. Formas constructivas de MECPASA (ASTANEH, 2001).

IV.2 IMPERFECCIONES INICIALES Y "PLANURA"

Cuando se utilice soldadura para conectar la placa de relleno se debe cuidar que no se produzcan grandes deformaciones. Si las deformaciones de la placa son excesivas pueden afectar significativamente la rigidez del sistema, a pesar de que tienen un efecto despreciable en su resistencia última. Para evitar excesivas deformaciones se puede realizar el proceso de soldado en pasos. En adición, se recomienda que las deformaciones iniciales de la placa no sean mayores a cinco veces el espesor de la placa (REZAI, 1999).

IV.3 CONEXIONES CON ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Los MECPASA también son una opción para la rehabilitación de edificios de concreto reforzado. El uso de este sistema representa una facilidad relativa de instalación y puede evitar la necesidad de modificaciones de la cimentación, pues el incremento de peso de la construcción es reducido. Sin embargo, existe escasa información experimental al respecto. Cualquier método que se proponga, debe proveer medios para transferir las fuerzas entre el marco de concreto y la placa de acero. Asimismo, debe considerar la compatibilidad entre la ductilidad entre la ductilidad nominal del marco existente y la naturaleza dúctil de la placa de relleno.

Un proyecto que se realiza en la Universidad de Alberta, Canadá ha tratado el desempeño de las columnas como principal objetivo (Driver et al, 2001). Por lo que el esquema de conexión tiene no sólo el objetivo de la transferencia de fuerzas, sino también provee confinamiento y refuerzo a las columnas, incrementando su ductilidad si se debieran formar articulaciones plásticas. La placa de acero se conecta a las columnas de concreto por medio de "collares tubulares". El uso de estos, en lugar de expansiones perforadas o adhesivos, tiene varias ventajas ya que reduce el tiempo de instalación y el inconveniente a los ocupantes, así como proporciona refuerzo a las columnas (fig. IV.3-1).

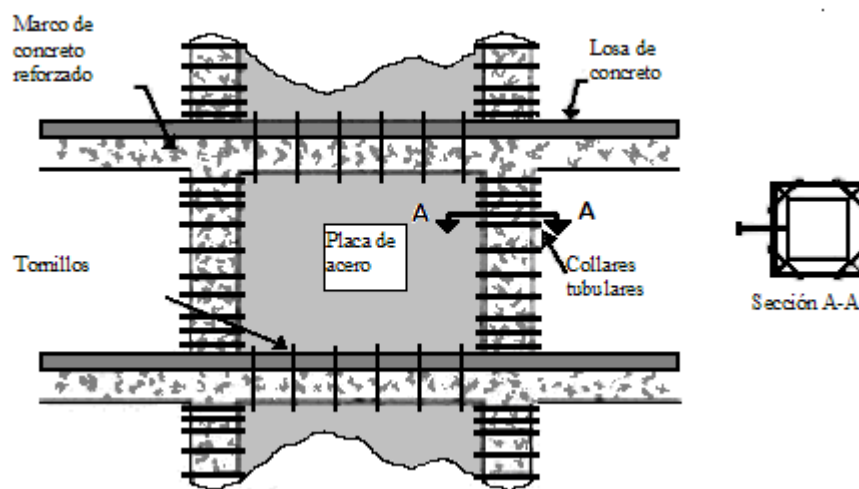


Fig. IV.3-1. Conexión con collares tubulares (Driver et al, 2001).

V. EJEMPLO

Se diseña de un MECPASA-MR para un edificio de oficinas diez niveles en suelo altamente compresible. El diseño se realiza con el Reglamento de Construcciones par el Distrito Federal (RCDF, 2004).

V.1 ESPECIFICACIONES

Edificio regular de oficinas del Sistema de Transporte Colectivo (STC), de concreto reforzado, construido en los principios de 1970. La estructura estaba localizada en suelo altamente compresible de la Ciudad de México. El sistema de resistencia lateral consistió, esencialmente, en cuatro muros extremos robustos en la dirección transversal (40 cm), y en un sistema de marcos rígidos en la longitudinal (fig. V.1-1). Después del sismo de septiembre de 1985, la estructura sufrió daño en la dirección longitudinal, pero no hubo signos de daño atribuibles a la acción sísmica en la otra. Los periodos de vibración para el primer modo, determinados después de remover prácticamente todo el mobiliario y muros divisorios, fueron de 2.1 s y 1.3 s para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. El mayor periodo en la dirección longitudinal refleja la flexibilidad del sistema de marcos, pero también la disminución de rigidez debida al daño. En ambos casos los periodos calculados fueron aproximadamente 40% menores que los medidos. Se piensa que mientras para la dirección longitudinal la diferencia es debida al daño, en la transversal e originó por la rotación de la cimentación (Meli y Ávila, 1989).

ESTRUCTURACIÓN.- El edificio se diseña con muros esbeltos de cortante de placa de acero sin atiesar con marcos rígidos de contorno (MECPASA-MR) en la dirección transversal, ejes A y E (fig. V.1-2). Se supone que en la dirección longitudinal también se encuentra rigidizado ya sea por muros o contraventeos. Asimismo, la estructuración es tal que las columnas de los muros sólo se encuentran sometidos a flexocompresión en una dirección. Además, se considera que los elementos no estructurales se encuentran desligados de la estructura.

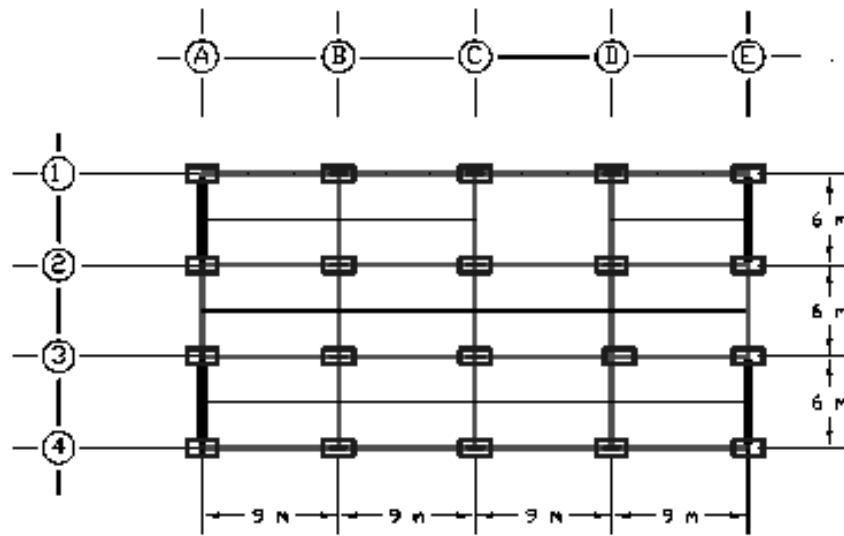
CLASIFICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN.- Grupo B, Subgrupo B1, con uso de oficinas (RCDF, 2004).

SOLICITACIONES. La carga muerta en los entresijos es 420 kg/m², y azotea 440 kg/m². La carga debida a peso propio de y columnas se incluyó aparte. Se consideró una carga de 0.4 kg/m para los muros de fachada. La carga viva considerada es la que requieren las NTCCADEE (2004), para edificios de oficina, y para azotea (pendiente menor al 5%), para los efectos debidos a cargas gravitacionales, accidentales y efectos a largo plazo.

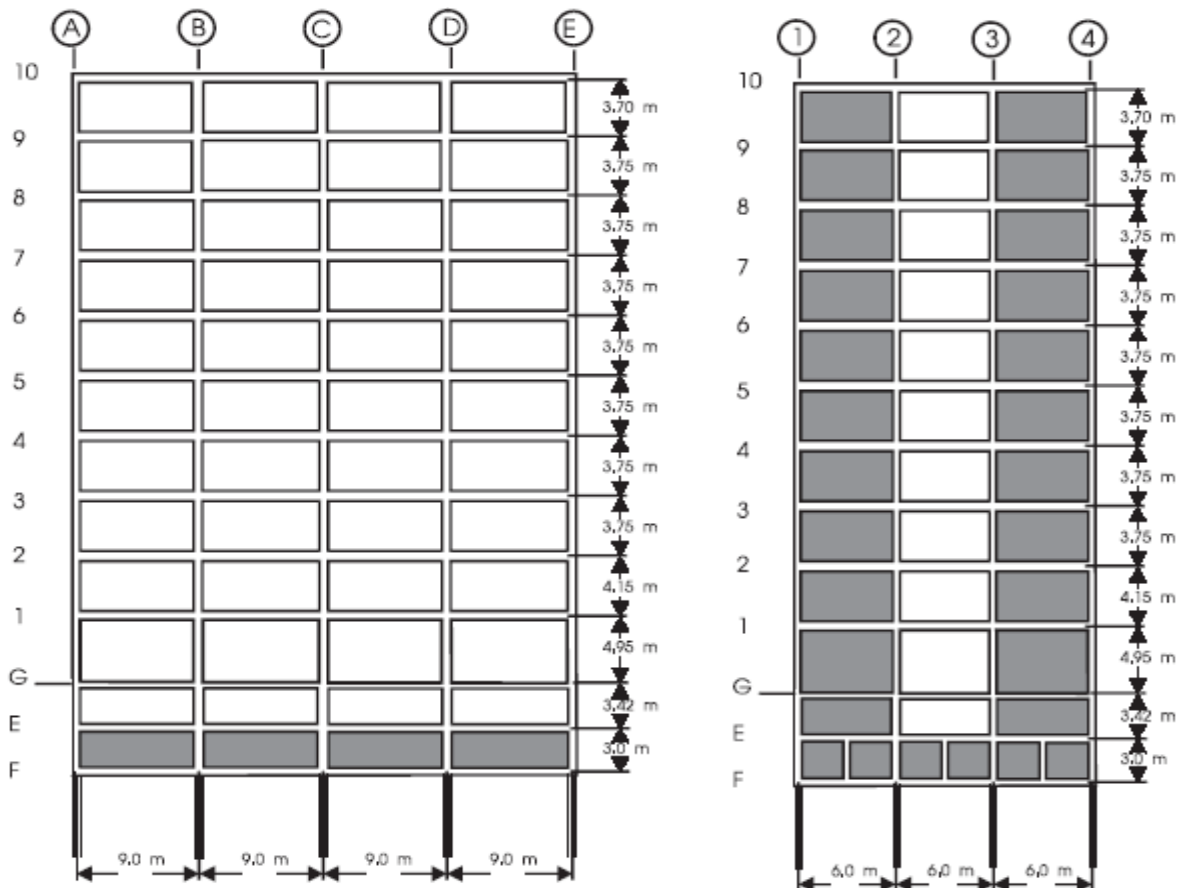
Para las cargas por sismo, se consideró que el edificio se localiza en Zona IIIc, $c = 0.4$.

FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA. Se usa un factor de reducción de resistencia de 0.7 para el diseño preliminar los elementos de flexocompresión. En el diseño final del MECPASA se revisará que el mecanismo de falla que gobierna es el de la plastificación del alma del muro, por lo que en esa etapa se usa un factor de 0.9.

FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO. Se diseñará con $Q = 4$. Posteriormente se verificará que se cumpla con lo dispuesto, en RCDF (2004).



a) Planta



b) Corte transversal

c) Corte longitudinal

Fig. V.1-1. Edificio SCT de concreto reforzado (Escobar et al. ,2001; Meli y Ávila, 1989).

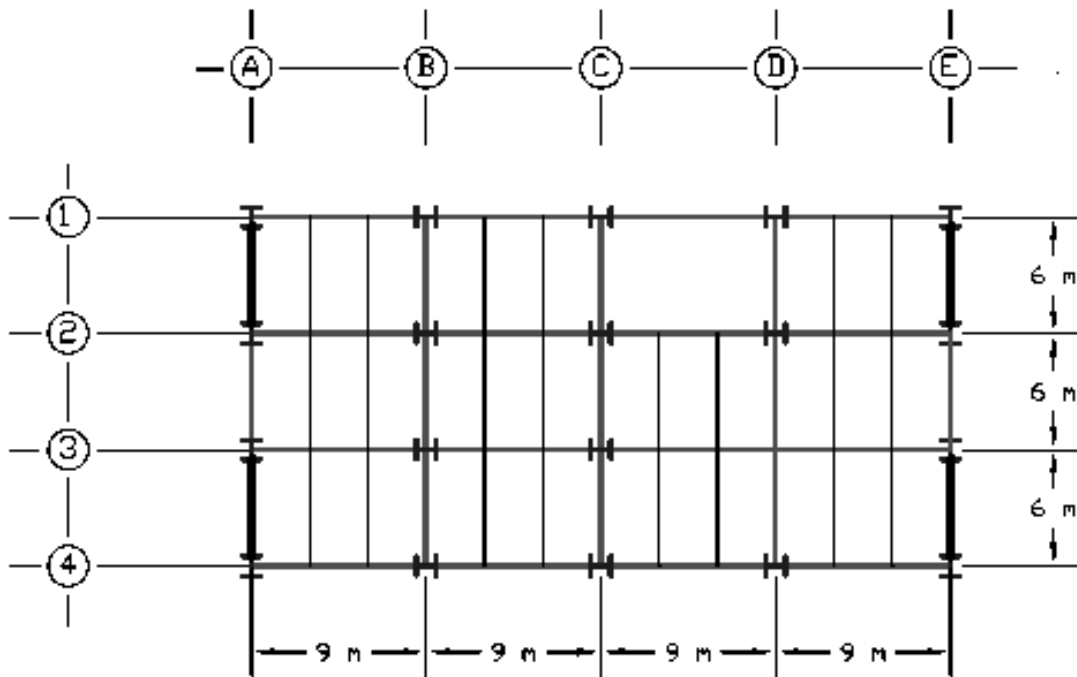


Fig. V.1-2. Planta típica del edificio de acero a diseñar.

MODELO GEOMÉTRICO. Los marcos se idealizan como elementos viga-columna. La paca del MECPASA-MR se idealiza como elementos barras articulados en sus extremos, de acuerdo con el Modelo de Franjas. Además, se considera que el sistema de piso funciona como diafragma rígido.

MATERIAL. Acero estructural A-36 para los elementos horizontales, verticales y el alma del muro.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL. Las fuerzas inerciales por sismo se evalúan con un análisis sísmico estático. Aunque de acuerdo con el RCDF (2004) se requiere de un análisis dinámico para estructuras, en Zona III, con una altura mayor de 30 m, se omitió ya que con el análisis estático será suficiente para explorar las complejidades acerca del diseño. Además, se considera que el sistema de piso tiene rigidez suficiente para transmitir las fuerzas de inercia a los marcos del muro, por lo que los desplazamientos horizontales de todos los nodos, en un entrepiso, son iguales. No se consideró el cortante correspondiente por torsión, ni la interacción suelo-estructura. Para el análisis de la estructura se usa el programa SAP2000 (2003).

COMBINACIONES DE CARGA

1. $1.4CM+1.4CV$
2. $1.1CM+1.1CV+1.1Sx$
3. $1.1CM+1.1CV-1.1Sx$

V.2 DISEÑO PRELIMINAR DEL MURO

Tabla III.5.2-1. Masas de la estructura en estudio.

NIVEL	MASA
	$T_i \cdot s^2/m$
1	44.5
2	43.9
3	43.5
4	43.3
5	43.0
6	42.7
7	42.3
8	42.2
9	42.2
10	35.8
SUMA=	423.3

Se predimensionó la estructura y se analizó bajo la combinación de carga 1, sin incluir el alma del muro de acero. Con los resultados se revisó que satisficieran los requisitos de resistencia.

Se estimaron las masas en cada nivel y se realizó un análisis sísmico estático para calcular las fuerzas sísmicas equivalentes. Las masas sin factorizar se muestran en la Tabla III.5.2-1. Se considera que los muros soportan todas las fuerzas de inercia, resultado del sismo en la dirección transversal, por lo que cada muro cabecero resistirá la mitad de las fuerzas de inercia.

Para el dimensionamiento preliminar del muro se usó el "Modelo de Armadura". Simplemente, se colocan diagonales en las crujías de cada entrepiso. Entonces se determina el área necesaria de éstas para cumplir con las distorsiones de entrepiso especificadas por las NTCDS (2004) y con el estado límite de resistencia de la estructura.

En la fig. V.2-2 se muestran las dimensiones preliminares del muro, para cumplir con las demandas de resistencia. La nomenclatura de las diagonales se refiere al área calculada aproximada para cada diagonal. Por ejemplo, A55, se refiere a un área de 55 cm². La combinación de carga que gobierna es la que incluye sismo. Los elementos horizontales se diseñaron para resistir las demandas debidas al sismo sin considerar la contribución del sistema de piso. Después se redimensionó el muro para satisfacer el estado límite de servicio, específicamente con las distorsiones de entrepiso permitidas (0.012).

Si se compara la fig. V.2-1 con la V.2-2, se puede advertir que se redimensionaron las columnas y las diagonales, para cumplir con las distorsiones de entrepiso permisibles. El cambio de las secciones de las columnas se debe que a pesar de un aumento del área de las diagonales, sin el cambio del área de los elementos verticales (EVC), aún no se cumplía con las distorsiones de entrepiso. Lo que indica que la crujía es relativamente esbelta. Por lo que en los niveles superiores las diagonales son menos efectivas para el control de los desplazamientos. Los niveles 1 y 2 no demandaron aumento del área de las diagonales. El nivel 3 y 4 sí. En cambio, del nivel 5 al 9 se necesitó un aumentarla en más de tres veces. Finalmente, el último nivel requirió poco menos del doble.

Se verificó que tanto las secciones de los elementos verticales como las de los elementos horizontales fueran del tipo 1 (NTCDCEM, 2004). Al cumplir con tal característica se asegura que tengan suficiente capacidad de rotación. También cumplen con los requisitos de geometría y resistencia para marcos dúctiles. Entre éstos destacan que el ancho de los patines de la columna no debe ser mayor al peralte de la misma y la relación peralte a ancho no debe ser mayor de 1.5.

Una vez que se cumple con lo anterior, con la ecuación (B2.1) se calculó el área del alma del MECPASA-MR para realizar un análisis detallado.

	IR8X24	IR24X55	IR8X24	
N10	A12	IR8X24	A12	IR8X24
	IR8X24	IR24X55	IR8X24	IR8X24
N8	A25	IR8X24	A25	IR8X24
	IR8X40	IR24X55	IR8X40	IR8X40
	A25	IR12X65	A25	IR12X65
	IR8X40	IR24X55	IR8X40	IR12X65
N6	A35	IR12X65	A35	IR12X65
	IR18X65	IR24X55	IR18X65	IR12X65
	A45	IR12X106	A45	IR12X106
	IR18X65	IR24X55	IR18X65	IR12X106
	A45	IR12X106	A45	IR12X106
	IR18X76	IR24X55	IR18X76	IR12X106
N4	A45	IR12X152	A45	IR12X152
	IR18X76	IR24X55	IR18X76	IR12X152
	A50	IR12X152	A50	IR12X152
	IR18X76	IR24X55	IR18X76	IR12X152
N2	A55	IR14X283	A55	IR14X283
	IR18X76	IR24X55	IR18X76	IR14X283
	A55	IR14X283	A55	IR14X283
	IR14X283	IR24X55	IR14X283	IR14X283

Fig. V.2-2. Dimensionamiento preliminar para cumplir con resistencia.

	IR8X24	IR24X55	IR8X24	
N10	A20	IR12X65	A20	IR12X65
	IR8X24	IR24X55	IR8X24	IR12X65
N8	A65	IR12X65	A65	IR12X65
	IR8X40	IR24X55	IR8X40	IR12X65
	A85	IR12X106	A85	IR12X106
	IR8X40	IR24X55	IR8X40	IR12X106
N6	A100	IR12X65	A100	IR12X106
	IR18X65	IR24X55	IR18X65	IR12X106
	A95	IR12X152	A95	IR12X152
	IR18X65	IR24X55	IR18X65	IR12X152
	A90	IR12X152	A90	IR12X152
	IR18X76	IR24X55	IR18X76	IR12X152
N4	A75	IR12X170	A75	IR12X170
	IR18X76	IR24X55	IR18X76	IR12X170
	A65	IR12X170	A65	IR12X170
	IR18X76	IR24X55	IR18X76	IR12X170
N2	A55	IR14X283	A55	IR14X283
	IR18X76	IR24X55	IR18X76	IR14X283
	A55	IR14X283	A55	IR14X283
	IR14X283	IR24X55	IR14X283	IR14X283

Fig. V.2-1. Dimensionamiento preliminar para cumplir con rigidez y resistencia.

V.3 ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO DETALLADO

El análisis detallado se realizó con el "Modelo de Franjas". Para ello se requiere calcular el ángulo de inclinación de las barras diagonales y su área. Primero se seleccionó el espesor de placa comercial para cada panel de cada entrepiso y después se verificó que se cumpla con los estados límites de servicio y de resistencia. Por último se revisó que se cumpla con el diseño jerárquico para asegurar un mecanismo de falla deseable, en el que la placa del muro fluye primero que el marco.

En muchos de los casos se tendrá que hacer uso de placas de mayor espesor que las calculadas, ya sea por cuestiones de disponibilidad de los espesores o porque se requirió de uno mayor para cumplir con la rigidez requerida. Por tal motivo, se tendrá una sobre-resistencia del entrepiso. Entonces existe la posibilidad de que el marco del muro se comporte inelásticamente antes que la placa. Para resolver este problema se puede recurrir a:

- Usar una placa de un acero estructural de bajo esfuerzo de fluencia y alta ductilidad.
- Utilizar placas laminadas en frío.
- Los EVC y EHC pueden ser de un material de mayor esfuerzo de fluencia.

En cualquiera de los casos se debe evaluar que se cumpla con que el marco del muro permanezca con comportamiento elástico hasta que la placa haya fluido significativamente.

Con las áreas de las diagonales (Aarma), determinadas con el "Modelo de Armadura", y la ecuación (B2.1) se calcula el espesor del alma del muro (t). Los resultados se muestran en la Tabla V.3-1. La ecuación (B2.1) requiere conocer el valor del ángulo del campo de tensión (α) y del espesor del alma del muro. Debido a que el último se desconoce ya que es el que se desea determinar, se debe suponer un espesor inicial. Entonces, con la ecuación (B1.3) se calcula α y con la (B2.1) se calcula el espesor. Éste se compara con el supuesto. Si no coinciden se utiliza el calculado como supuesto y se vuelve a calcular el espesor hasta que se obtenga una coincidencia razonable. El proceso generalmente requiere de 2 o 3 iteraciones. Para el cálculo aproximado del área del alma del muro (Aplaca, Tabla V.3-1) se le restó la mitad del peralte de las columnas. Para los primeros 9 entresijos α se evaluó con la ecuación (B1.3), en cambio, para el último nivel se hizo con la ecuación (B1.4). Los espesores teóricos varían desde 1.39 mm en la planta baja, 2.6 mm, en los últimos niveles, hasta 0.66 mm en el último.

Se revisó que el EHC del último nivel se cumpliera con los requisitos de rigidez y resistencia para que se desarrolle el campo de tensión diagonal. Para el primero, se utilizó el mismo criterio que se puede usar para las columnas (ecuación (III.10)). Para el segundo, se revisó que el momento plástico satisficiera la ecuación (B3.18) del Apéndice B3. En tal ecuación se ha usado el espesor real de la placa del último nivel. Dicho EHC tuvo que ser redimensionado para cumplir con la resistencia mínima. Por lo que el EHC del último panel se cambió por un IR14x43. El primer panel (primer entresijo) se podría encontrar en la misma situación que el panel del nivel superior, todo depende de las condiciones que le imponga la cimentación. Aquí se considera que se encuentra en la misma situación del último panel, por lo que se usó un EHC IR21x57.

Se verificó que se cumpliera los requisitos de relación de esbeltez para el alma del muro con la ecuación (III.1). También se revisó que se cumpliera con la rigidez mínima de las columnas (ecuación (III.10)). En la Tabla V.3-1 se presentan el momento de inercia de las columnas (Ic_{xx}), con respecto a su eje principal perpendicular al plano del alma, y la inercia mínima (I_{mínxx}), calculada con la ecuación (III.10). Se puede ver que en todos los entresijos Ic_{xx} es mayor que I_{mínxx}. Por lo que también se cumple con el requisito de rigidez de las columnas.

El requisito de rigidez mínima pone en evidencia que las características de las columnas podrían verse limitadas por el mismo. Pues al comparar Ic_{xx} e I_{mínxx} (Tabla V.3-1) se observa que I_{mínxx} es entre 1.3 y

Tabla V.3-1. Espesor del alma del muro e inercia mínima de las columnas.

ENTRESISO	Ic _{xx} cm ⁴ X10 ⁵	I _{mínxx} cm ⁴ X10 ⁴	α o	A _{arma} cm ²	t	A _{placa} cm ²	t _{real} cm
1	1.598	4.270	41.7	55	0.141	80.2	0.17
2	1.598	2.155	42.5	55	0.142	81.0	0.17
3	0.687	1.670	42.4	65	0.166	94.9	0.17
4	0.687	1.933	42.2	75	0.192	109.7	0.20
5	0.595	2.327	41.6	90	0.232	132.2	0.23
6	0.595	2.479	41.4	95	0.245	139.8	0.25
7	0.388	2.661	39.7	100	0.263	149.9	0.26
8	0.388	2.246	40.2	85	0.222	126.7	0.22
9	0.222	1.740	39.4	65	0.172	97.8	0.17
10	0.222	0.633	59.5	20	0.066	37.8	0.07
Prom1-9=			41.2				

7.4 veces I_{cxx} . Si se usara la placa comercial de mínimo espesor (4.75 mm) el aumento sería de dos a tres veces. Por lo que requeriría en algunos casos el aumento del momento de inercia de la columna, en el plano del muro, para cumplir con tal requisito. Por otro lado, el aumento de espesor puede llevar al incremento de las dimensiones de las columnas, para que el sistema cuente con un mecanismo deseable de falla.

Para este ejemplo, los espesores de placa se cambiarán en un mínimo para el análisis con el Modelo de Franjas. Sólo se uniformizarán algunos espesores (t_{real}). Se ha preferido continuar con prácticamente los mismos espesores de placa ya que de esta manera se podrá observar la diferencia con el análisis preliminar. De cualquier forma, el espesor del alma del muro en los niveles superiores es mayor que la requerida por resistencia, lo que probablemente demande un redimensionamiento de las columnas del marco de contorno. Los espesores (t_{real}) con los que se calcularán los parámetros del Modelo de Franjas se muestran en la Tabla V.3-1.

La diferencia de espesores, áreas y momentos de inercia de los elementos del muro resulta en diferentes ángulos de las bandas para el "Modelo de Franjas". En las Tablas V.3-1. y V.3-2. se presenta el ángulo (α) de las bandas con respecto a la vertical para el espesor teórico (t) y el espesor "real" (t_{real}) para cada entrepiso. La variación es menor al 2% entre los ángulos para tales espesores. Esto implica que se esperaría un cambio insignificante en los resultados si se utiliza t en lugar de t_{real} . En cambio, entre un entrepiso y otro (a excepción de la azotea), ya sea para t o t_{real} , se advierte que los ángulos se encuentran entre 39.4° y 42.9° . Ésta es una variación máxima de 9%. No obstante, el uso del promedio de α ha mostrado dar resultados razonables, tanto para los resultados de laboratorio (ver sección II.6.2) como en análisis burdos de sensibilidad (Timler, 1998). Esto permitirá que la construcción del modelo sea menos laboriosa. Para el cálculo del promedio de α , en este ejemplo, se consideró del nivel 1 al 9, por simple criterio (Tablas V.3-1. y V.3-2.).

Tabla V.3-2. α para t_{real}

ENTREPISO	t_{real} cm	α o
1	0.17	41.1
2	0.17	42.1
3	0.17	42.4
4	0.20	42.1
5	0.23	41.6
6	0.25	41.4
7	0.26	39.7
8	0.22	40.2
9	0.17	39.4
10	0.07	59.7
Prom1-9		41.1

Por lo tanto, se usará un valor del ángulo $\alpha=41.2^\circ$ para las bandas de los primeros nueve paneles y de 59.5° para el último entrepiso. Como se mencionó en el Capítulo II se aconseja usar un número mayor o igual a diez bandas por panel. Se eligió usar 13 bandas para los entrepisos 1 y 2, 12 para el 3 al 9 y 16 para los paneles superiores. Para facilitar la construcción del modelo, se usaron los mismos nodos, para la mayoría de los paneles adyacentes. Debido a esto, en algunos de los paneles quedan trece bandas en lugar de doce, por lo que en ese caso se asignó la mitad del área de un estribo a cada uno de las barras en las esquinas. El área de cada banda se calculó con la ecuación (III.6), en la que además, se usó la distancia entre patines interiores tanto de EVC como de EHC, en lugar de la distancia entre ejes. Dado lo anterior se obtienen áreas que oscilan entre los 3.60 cm^2 para el último entrepiso, hasta 14.00 cm^2 para el séptimo entrepiso (fig. V.3-1).

Al analizar la estructura con el "Modelo de Franjas" se cumple con el estado límite de resistencia, sin embargo, las distorsiones de entrepiso excedieron el límite permitido entre el 2 y 6% para la mayoría de los entrepisos. La excepción fue el noveno, ya que sobrepasó en un 15%. Al hacer ajustes al espesor de la placa, del orden de 1 mm, se observa que no se logra un control de los desplazamientos razonable en los entrepisos superiores. No obstante, probablemente se requiera el redimensionamiento de algunas columnas para que se produzca la forma deseable de falla del MECPASA-MR, por lo que sólo se hizo un cambio mínimo del espesor del alma del muro.

El EHC del nivel 9 cuenta además con otra peculiaridad. En la transición del entrepiso 9 al 10, las placas tienen un cambio notable de espesor, por lo que se hace necesario revisar que no se forme una articulación plástica en el centro. Además, se debe dimensionar para que resista todas las acciones del alma del muro, hasta que fluya significativamente. Por lo que, este elemento se redimensionó también. Finalmente, en este proceso de dimensionamiento de los EVC, EHC y del alma del muro, se debe revisar que se cumpla con el diseño jerárquico comentado en el Capítulo III, en el que se asegura que el MECPASA tenga un desempeño adecuado ante sismo.

Para lo anterior, con cualquiera de las recomendaciones para diseño por capacidad de los EHC y EVC, mencionados en la sección III.5.1 de este trabajo, se podría revisar. Para este ejemplo, se seguirá la recomendación de diseño por capacidad indirecto en el que se debe calcular un factor de amplificación, B, de los elementos mecánicos como resultados del sismo. En este se propone que se lleve a cabo el cálculo del factor para la base, sin embargo, aquí también se ha hecho para cada entrepiso. Así, cada uno de ellos contará con la capacidad suficiente para un desempeño adecuado ante un sismo. Siempre será mejor llevar a cabo un análisis más refinado que el estático, pero en muchos casos no se lleva a cabo, por lo que debe quedar claro que sólo es un criterio adoptado y se recomienda un estudio más profundo acerca de la filosofía de diseño sin necesidad de análisis de mayor complejidad.

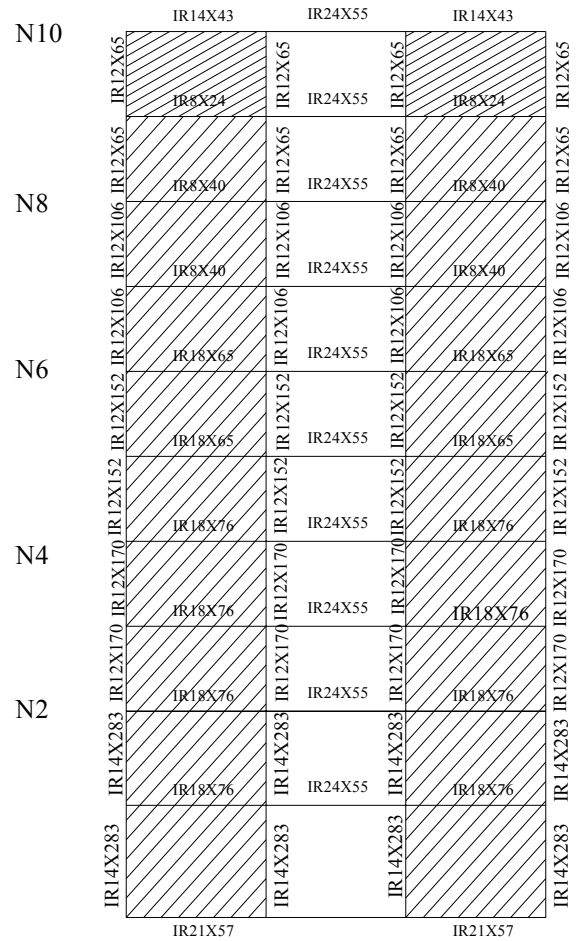


Fig. V.3-1. Modelo de Franjas para el MECPASA-MR del ejemplo.

Tabla V.3-3. Factores B de amplificación, para cada entrepiso del muro en estudio.

ENTREPISO	t _{real} cm	α o	B
1	0.17	41.1	1.17
2	0.17	42.1	1.20
3	0.17	42.4	1.26
4	0.20	42.1	1.58
5	0.23	41.6	2.00
6	0.26	41.3	2.56
7	0.26	39.7	3.02
8	0.22	40.2	3.28
9	0.17	38.6	3.67
10	0.10	61.0	3.88
Prom1-9=		41.0	2.36

Si el diseño por capacidad se lleva a cabo con el factor B calculado sólo para la base, se obtiene las dimensiones finales mostradas en la fig. V.3-3. Si se sigue el criterio de redimensionar cada entrepiso con el factor de amplificación, B, correspondiente a cada uno de ellos se obtienen las dimensiones finales de la fig. V.3-2. Los valores de los factores B (Tabla V.3-3), calculados para cada entrepiso, se multiplicaron por los elementos mecánicos debidos a sismo, para obtener los nuevos elementos mecánicos de diseño. Esto se hace para garantizar la filosofía de "columna fuerte-alma del muro débil".

La diferencia en el redimensionamiento, por la aplicación de los dos criterios, fue mínima. Sólo se requirió el cambio de dimensiones de la columna del entrepiso 7. El resto de los elementos no tuvo cambio, pues se permitió una variación del 3% en el factor de amplificación B.

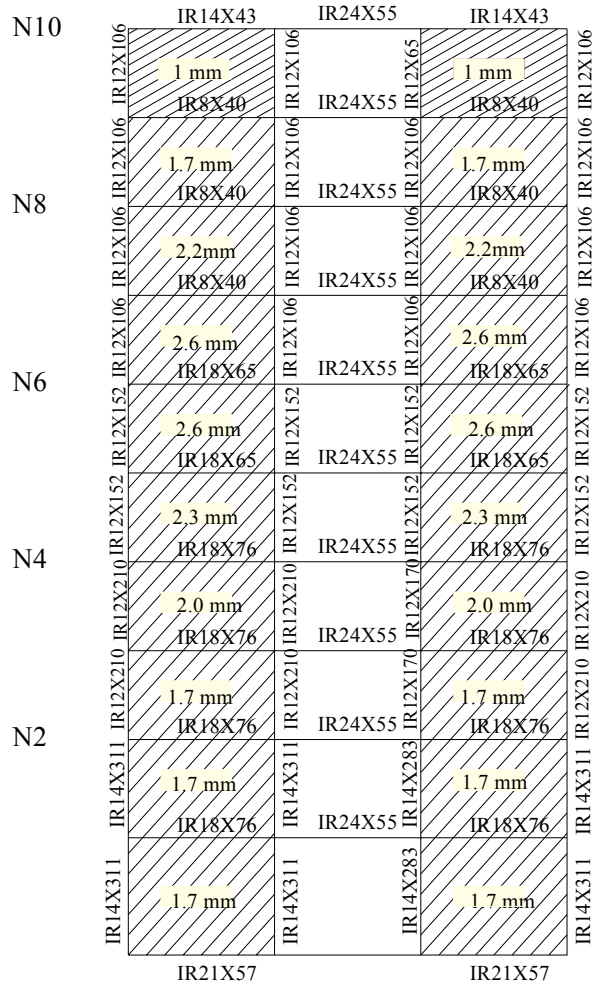


Fig. V.3-3. Dimensiones finales para el MECPASA-MR del edificio estudiado, con el mismo factor de amplificación, B, para cada entrepiso.

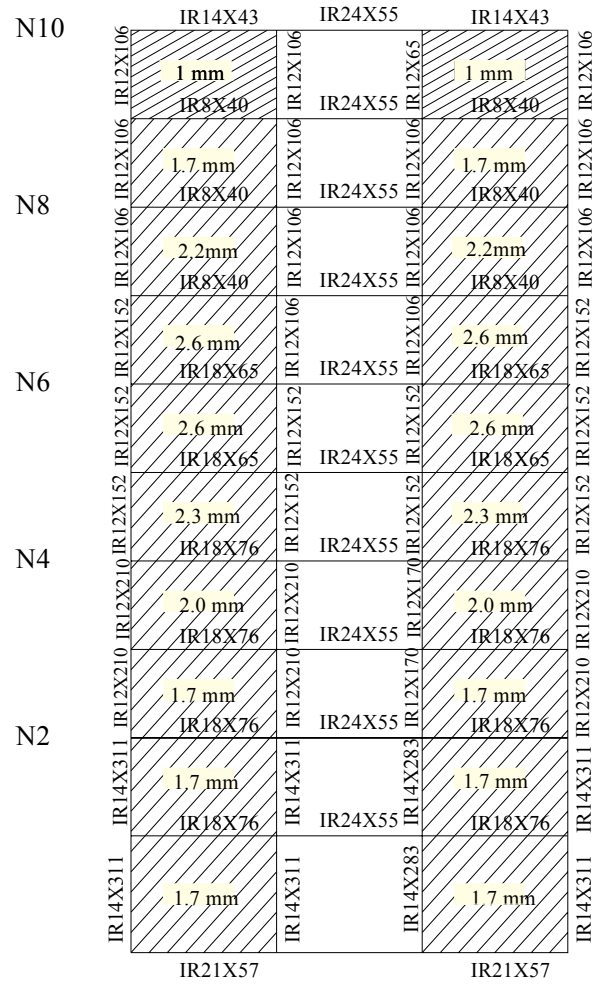


Fig. V.3-2. Dimensiones finales para el MECPASA-MR del edificio estudiado, con un factor de amplificación, B, diferente para cada entrepiso.

En este caso, los elementos del marco de contorno se vieron afectados en un mínimo por dos razones principales: En el dimensionamiento preliminar de los elementos flexo-comprimidos se usó un factor de reducción de resistencia de 0.7, mientras que al revisar que la fluencia del alma del muro gobernara el mecanismo de disipación de energía se usó uno de 0.9. A pesar de que a los entrepisos superiores les correspondieron factores de amplificación, B, mayores, también los elementos de los entrepisos superiores tienen una sobre-resistencia mayor, ya que se requirió de su modificación para el control de los desplazamientos.

V.4 REVISIÓN DEL DISEÑO

Para predecir las demandas impuestas por el sismo, en la estructura diseñada, se usa el **método del diagrama de capacidad-demanda** (Chopra y Goel, 1999). Este es un procedimiento simplificado de análisis no lineal en el que la respuesta sísmica inelástica de un sistema se estima reemplazando el sistema no lineal por un sistema lineal "equivalente". En el ATC-40 (Applied Technology Council, 1996) y FEMA 274 (BSSC,

1997) han sido incorporados métodos simplificados de análisis no lineal para determinar la demanda de desplazamiento impuesta en un edificio que se espera se deforme inelásticamente (Chopra y Goel, 1999).

Los métodos contenidos en el ATC-40 son aproximados en el sentido de que evitan el análisis dinámico del sistema. Sin embargo, se ha demostrado que la deformación de sistemas inelásticos determinados mediante los procedimientos ATC-40 son imprecisos cuando se comparan contra resultados de análisis de respuesta de historia no lineal y análisis con el espectro de diseño inelástico. El procedimiento subestima el desplazamiento considerablemente, para un amplio intervalo de periodos y factores de ductilidad, con errores que alcanzan el 50% (Chopra y Goel, 1999). Se han propuesto dos métodos mejorados (A y B) (Chopra y Goel, 1999) que eliminan los errores en los procedimientos del ATC-40. Los procedimientos mejorados usan el espectro de diseño inelástico para el diagrama de demanda, en lugar del espectro elástico de diseño para sistemas lineales equivalentes en los procedimientos del ATC-40.

Para el análisis inelástico del edificio diseñado se usó el procedimiento mejorado propuesto por Chopra y Goel (1999) (procedimiento mejorado B). Con éste, la deformación máxima absoluta D de un sistema inelástico con periodo de vibración natural T_n , una relación de amortiguamiento viscoso ζ del sistema linealmente elástico y una fuerza a la fluencia f_y se determina como sigue:

1. Se traza el diagrama de capacidad y el diagrama elástico de demanda con 5% de amortiguamiento;
2. Se supone la demanda de ductilidad esperada μ ;
3. Se determina la pseudo-aceleración $A_y(T_n, \zeta, \mu)$ del espectro de diseño inelástico para la ductilidad esperada supuesta y se calcula D con:

$$D = \frac{\mu}{R} \left(\frac{T_n}{2\pi} \right)^2 A \quad (V.1)$$

donde A pseudo-aceleración del espectro de diseño elástico para (T_n, ζ) ; y R es el factor de reducción de fluencia;

4. Se traza el punto con coordenadas D y A_y ;
5. Se revisa si la curva generada al conectar puntos similares interseca el diagrama de capacidad. Si no, se repiten los pasos 1-4 con otro valor de μ ;
6. La demanda de desplazamientos, debida al sismo, está dada por el punto de intersección.

La curva de capacidad del ejemplo se determinó mediante el programa SAP2000 (2003). En este programa se debe indicar la localización de las posibles articulaciones plásticas que comenzarán a funcionar en el momento que se formen. Se dispone de articulaciones a fuerza axial y cortante, desacopladas de momento y torsión. También se tiene la opción del uso de articulaciones que se plastifican con base en la interacción carga axial-momento flexionante.

El modelo analítico de la estructura se representó con el Modelo de Franjas. Se añadieron articulaciones P-M2-M3 a medio peralte del paño de los elementos horizontales y verticales del marco. Además, se agregaron articulaciones a fuerza axial en los extremos de las barras que representan el alma del muro.

El modelo analizado corresponde al de la Fig. V.3-3. Para el Análisis Pushover se eligió el décimo nivel como el desplazamiento de control. La curva Pushover se transforma en el diagrama de capacidad con las ecuaciones (V.2) y (V.4) (Chopra y Goel, 1999).

- La aceleración espectral A es:

$$A = \frac{V_b}{M_1^*} \quad (V.2)$$

donde V_b es el cortante basal para el desplazamiento U_N , obtenido con el Análisis "Pushover". M_1^* es la masa modal efectiva para el modo fundamental de vibración y se calcula como:

$$M_1^* = \frac{\left(\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1} \right)^2}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}^2} \quad (V.3)$$

donde m_j es la j -ésima masa concentrada en j -ésimo nivel, ϕ_{j1} es la j -ésima amplitud de la j -ésima masa del modo fundamental de vibración y N es el número de niveles del edificio;

- El desplazamiento espectral D es:

$$D = \frac{U_N}{\Gamma_1 \phi_{N1}} \quad (V.4)$$

donde Γ_1 se determina como:

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}^2} \quad (V.5)$$

La curva "Push-over" se muestra en la Fig. V.4-1. En esta, se aprecia que el término del comportamiento elástico es para un cortante basal de 239.75 kN. La primera fluencia se presenta en el alma del muro del segundo entrepiso.

Se muestran en la Fig. V.4-2 el diagrama de capacidad y los espectros de demanda de pseudoaceleraciones en formato pseudoaceleración-desplazamiento espectral. El espectro de diseño es el establecido por el Apéndice A.3 de las NTCDS (2004), para un periodo dominante del suelo de 3.0 s. En este, las aceleraciones espectrales del espectro elástico no están afectadas por la sobrerresistencia. Además, los factores Q y Q' (Apéndice A.3, NTCDS (2004)) equivalen a μ y R (ec. V.1) (Ordaz y Meli, 2004), respectivamente. La curva de μ variable supuesta es el lugar geométrico de los puntos (D, Ay) calculados con la ecuación (V.1) y el espectro de diseño inelástico para la ductilidad esperada supuesta. El espectro de diseño inelástico no se redujo por la sobrerresistencia.

La demanda de desplazamientos corresponde a la intersección de la curva de μ variable y al diagrama de capacidad. Estas se intersecan en el punto (0.363, 0.215) (fig. V.4-2), para una $\mu = 3$. Por lo que el espectro de demanda inelástico corresponde a una ductilidad $\mu = 3$. La demanda espectral de desplazamiento es de 0.363 m y la pseudo-aceleración espectral es igual a 0.215g.

Al transformar la demanda espectral de desplazamiento máxima a la demanda de desplazamientos para el décimo nivel, se obtiene un desplazamiento máximo de 0.45 m.

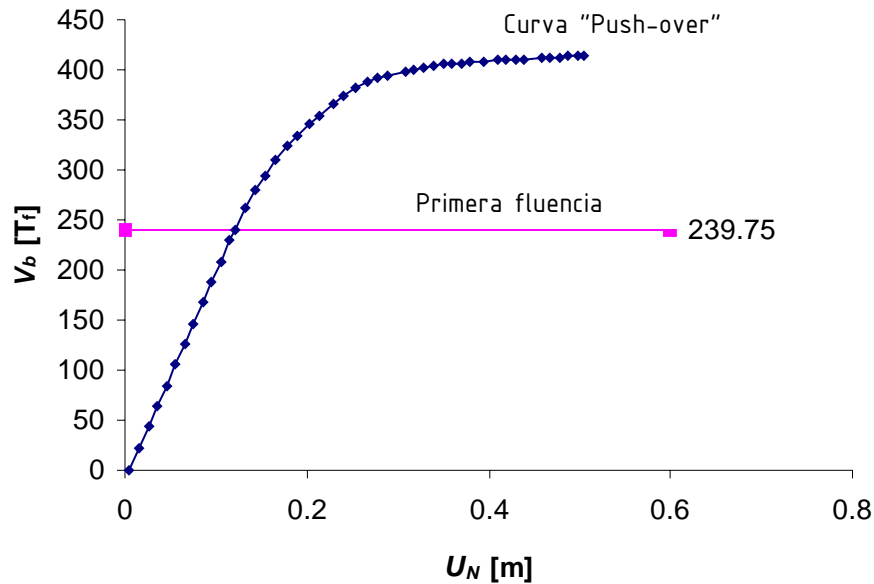


Fig. V.4-1. Curva "Push-over" para el muro en estudio.

V.4.1. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

En el desarrollo precedente, sólo se incluyó parcialmente la sobrerresistencia. La existencia de ésta ha sido reconocida en muchos reglamentos en el mundo. Existen diversas causas que producen la sobrerresistencia y una discusión profunda acerca de ellas está fuera del objetivo de este trabajo. Sin embargo, una fuente de sobrerresistencia en muchas estructuras es el procedimiento de diseño por sí mismo. La sobrerresistencia depende de varios factores, en particular depende del nivel de distribución de fuerzas que puede ocurrir en la estructura. Desafortunadamente, no existen estudios que permitan el cálculo de la sobrerresistencia en función de unos cuantos parámetros estructurales. En las NTCDS (2004) se propone un factor de sobrerresistencia que lleva, aproximadamente, a la misma resistencia requerida por el Reglamento de 1987 (Ordaz y Meli ,2004).

El factor de sobrerresistencia se puede estimar como (De Buen, 1993):

$$\Omega_R = \frac{V_y}{V_d} \quad (V.6)$$

donde Ω_R es el factor de sobrerresistencia; V_y es la fuerza para la que se forma el mecanismo de colapso; y V_d es la fuerza que corresponde al primer flujo plástico significativo. La última puede considerarse como el cortante de diseño.

Para este ejemplo, de acuerdo con las NTCDS (2004), el factor de sobrerresistencia es de 2.0. Por otro lado, se puede hacer una estimación de la sobrerresistencia debida al diseño y la redistribución de fuerzas con la ecuación (V.6), pues en el análisis "Push-over" se incluyen éstos. Por lo que, con base en la figura V.4-1 y la ecuación (V.6) se obtiene un $\Omega_R = 1.7$. Si se tomara $\Omega_R = 2.0$ el 85% de la

sobrerresistencia se debería al diseño por sí mismo y a la redistribución de fuerzas. Por lo que el 15% restante se debe a otras fuentes de sobrerresistencia.

Para incluir la sobrerresistencia restante en el método del diagrama de capacidad-demanda se amplificó en un 15% las pseudo-aceleraciones espectrales del diagrama de capacidad, del edificio en estudio, y se aplicó, de nuevo dicho método. El espectro de demanda inelástico correspondió a una ductilidad de $\mu=2.7$ y la demanda espectral de desplazamiento fue 0.37 m y una pseudo-aceleración espectral de 0.24g, donde g es la aceleración de la gravedad.

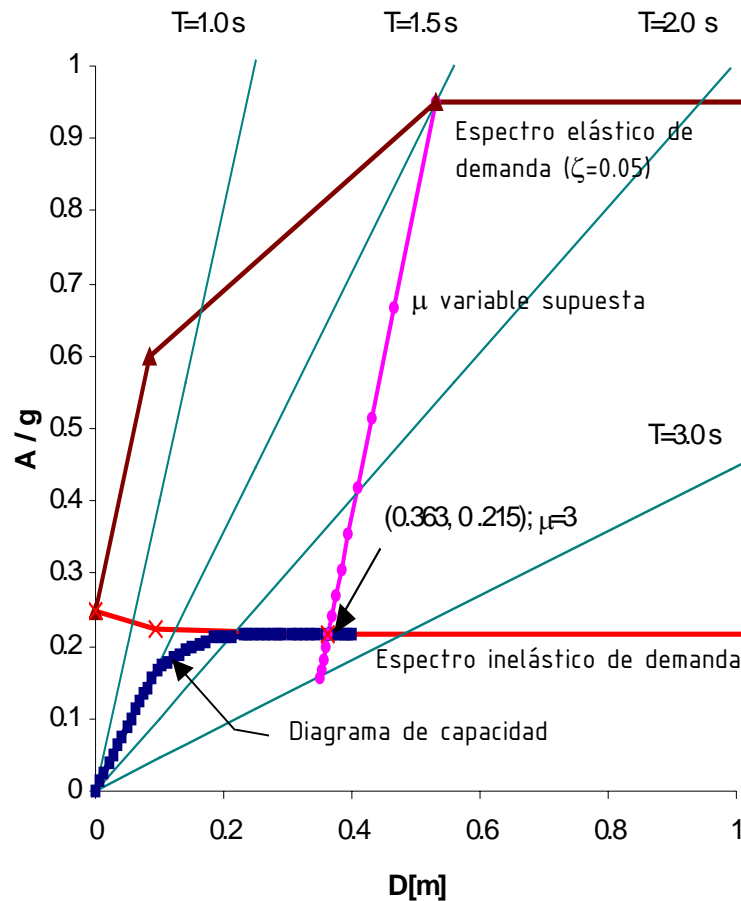


Fig. V.4-2. Cálculo de la demanda de desplazamiento del muro en estudio.

El diseño se realizó para un coeficiente sísmico de 0.1, lo que es una pseudo-aceleración espectral de 0.1g. Al dividir la pseudo-aceleración espectral entre el factor de sobrerresistencia se obtiene 0.12g. Si se considera, que también el diseño se afectó por un factor de carga de 1.1, se podría decir que en realidad la estructura se diseñó para una pseudo-aceleración espectral de 0.11. Además, la filosofía de diseño de columna fuerte-alma del muro débil llevó a amplificar los elementos mecánicos actuantes en el marco, para su diseño. **Por lo que, es razonable decir que la metodología de diseño llevó a una estructura con una capacidad de carga igual a la demanda esperada.**

Con la demanda de desplazamientos obtenida, se revisaron las distorsiones permisibles de entrepiso. Debido a que en el Apéndice A.3 de las NTCDS (2004) no se incluye una especificación para MECPASA, se

utilizó la que se hace para marcos dúctiles de acero, en las mismas. Todas las distorsiones de entrepiso cumplieron los límites establecidos.

El mecanismo de falla consistió en la fluencia del alma del muro del entrepiso 1 al 4; la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las trabes de "acoplamiento"; y finalmente, por el desarrollo de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos horizontales y verticales del marco. El comportamiento exhibido cumplió con la filosofía de diseño columna fuerte-alma del muro débil. Pues gran parte del alma del muro había incurrido en el comportamiento inelástico cuando se formaron articulaciones plásticas en las columnas. En la fig. V.4-3 se indica el orden en que se presentó la primera fluencia en los elementos del muro. En el alma del muro, se manifestó por la fluencia de una de las franjas, la que después se extiende al resto de ellas.

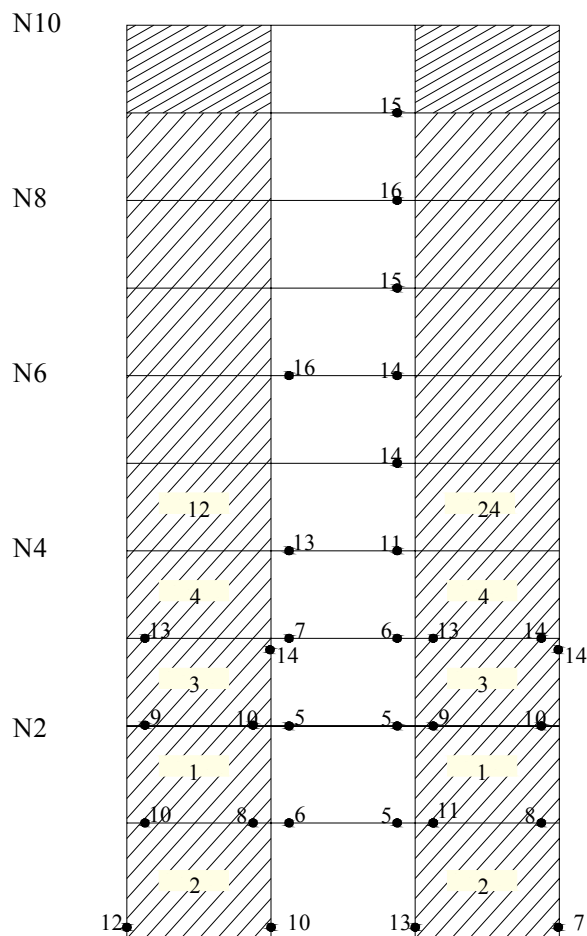


Fig. V.4-3. Mecanismo de falla para el MECPASA-MR estudiado.

VI. EVALUACIÓN ECONÓMICA

El estudio de factibilidad de un proyecto queda integrado por varios estudios específicos: el de mercado, el técnico y la evaluación económica y financiera del proyecto. El objetivo de esta etapa es evaluar la conveniencia de realizar el proyecto, y en su desarrollo tiene particular importancia el análisis de costos y beneficios asociados al proyecto. La evaluación económica de un proyecto es la búsqueda de elementos de juicio que permitan tomar decisiones sobre la conveniencia de llevar a la práctica el proyecto (Bolívar, 2001).

Para evaluar económicamente los muros esbeltos de cortante de placa de acero sin atiesar (MECPASA) se hace una comparación entre un edificio diseñado con estos y con contraventeos en cruz. Esto ayudará a tener una idea de los costos que los muros tienen con respecto a otros sistemas de resistencia lateral.

VI.1 COSTOS DE LA ESTRUCTURA DE ACERO DE UNA CONSTRUCCIÓN

Se compone de cuatro partes principales: el de los materiales, de la fabricación, del transporte y del montaje. También incluye el costo de protección contra fuego o intemperie, pero este aspecto frecuentemente está fuera del control directo del diseñador. Se puede lograr importantes economías en el costo de las estructuras sin afectar el criterio de diseño, si se pone atención a factores externos al propio diseño, como son condiciones de mercado, aprovechamiento de materiales, tamaño de componentes, tipos de conexión, procedimientos de fabricación y otros factores similares (Frías, 2004).

VI.2 SISTEMAS ESTRUCTURALES A COMPARAR

La comparación entre los MECPASA con los contraveteos en cruz ofrece ventajas, ya que la estructuración del edificio en ambos es muy similar. Esto permite comparar sólo los costos debidos al sistema de resistencia lateral.

Ambos sistemas se diseñan con el con el Reglamento de Construcciones par el Distrito Federal (RCDF, 2004). Se utiliza el mismo factor de comportamiento sísmico ($Q=4$). Así como las consideraciones en cuanto a solicitaciones, factores de reducción, factores de carga, análisis estructural y combinaciones de carga son las mismas.

VI.3 SISTEMA DE CONTRAVENTEO EN CRUZ

ESTRUCTURACIÓN. El edificio se diseña con contraventeos en cruz en la dirección transversal, ejes A y E (fig. V.1-2). Se supone que en la dirección longitudinal también se encuentra rigidizado ya sea por muros o contraventeos. Asimismo, la estructuración es tal, que las columnas de las crujías contraventeadas sólo se encuentran sometidos a flexocompresión en una dirección. Además, se considera que los elementos no estructurales se encuentran desligados de la estructura.

MODELO GEOMÉTRICO. Los marcos se idealizan como elementos viga-columna. Los contraventeos se idealizaron como barras biarticuladas. Se supone que sólo trabajan las diagonales que están en tensión. Además, se consideró que el sistema de piso funciona como diafragma rígido.

MATERIAL. Acero estructural A-36.

Para el análisis estructural se usó el programa SAP2000 (2003)

Dado que en el diseño preliminar de los MECPASA se usó el Modelo de Armadura. Y éste es igual al modelo geométrico usado para analizar el sistema contraventeado. El dimensionamiento preliminar para cumplir con los estados límite y de resistencia del Modelo de Armadura, lo es también para el sistema contraventeado.

Se revisó que se cumpliera con los requisitos para el uso de Q=4 (RCDF, 2004). Sólo se incumplió con uno de ellos, ya que los elementos horizontales de los marcos contaron con una capacidad insuficiente para resistir, sin contraventeos, el 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante. El marco requirió de mayor resistencia para garantizar la capacidad dúctil del sistema. Por lo que, los elementos horizontales se redimensionaron.

Las dimensiones finales de los marcos contraventeados se muestran la fig. VI.3-1.

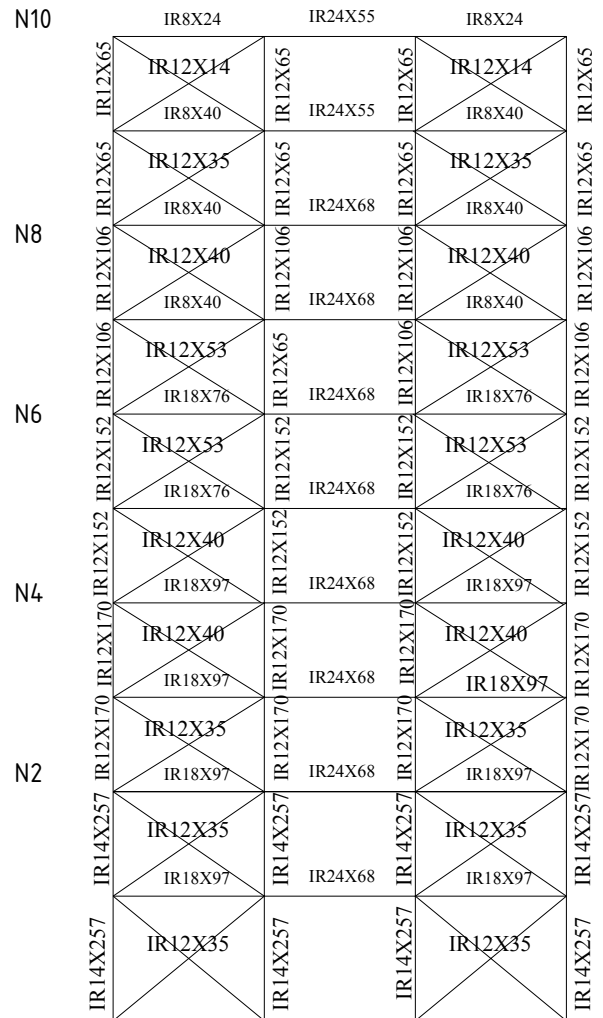


Fig. VI.3-1. Dimensiones finales del sistema contraventeado.

VI.4 COMPARACIÓN ECONÓMICA

El peso del marco cabecero diseñado con MECPASA fue 65.9 t_r. Mientras el diseñado con contraventeos fue de 72.0 t_r. El peso total será 131.8 t_r y 144 t_r, respectivamente. Esto implica que se ahorraría 8.5% en acero, al utilizar MECPASA en lugar de contraventeos.

También se debe considerar que existe una diferencia debida al costo de fabricación y montaje. El costo de fabricación puede variar pues depende directamente del diseño en cuestión. Para que la fabricación de una estructura resulte económica, el diseño debe resultar de rápida y fácil elaboración, con el mayor aprovechamiento posible de materias primas y, generalmente, el menor número de piezas componentes (Frías, 2004). Las conexiones de momento son caras (Frías, 2004). Por lo que, al usar MECPASA, se podría obtener una ahorro en las conexiones viga-columna, pues se ha visto que en estos la demanda de giro en las conexiones viga-columna es significativamente reducida (Sección I.2.10). Por

consiguiente, se requiere de un control de calidad más estricto en las crujías contraventeadas que en las de los MECPASA.

Una estructura resulta más económica por la sencillez de su elaboración, la repetición de piezas iguales y el menor número de piezas (Frías, 2004). En ambos sistemas, las conexiones son sencillas y rápidas, y se puede recurrir a la prefabricación. Fabricando ensambles en el taller y minimizando los requerimientos de conexiones en el campo parece ser ventajoso para los muros (Driver y Grondin, 2001). Sin embargo, se debe considerar que los medios de producción de los diferentes fabricantes varían, por lo que resulta que lo que es económico para unos producir, no lo es para otros. Las máquinas de control numérico automatizadas tienen gran capacidad de producción de estructuras atornilladas en taller y en campo, pero si el diseño requiere de conexiones con gran cantidad de soldadura, son otros los equipos más productivos. La capacidad de los medios de movimiento de materiales del fabricante y el tamaño y disposición de sus naves, limitarán el peso y el tamaño de piezas que le sea práctico producir (Frías, 2004). Por esto, mientras más conozca el diseñador la forma en que se fabrican las estructuras, mejores diseños podrá hacer al evitar características que las encarecen innecesariamente.

Para obtener los precios más bajos de transporte, la carga no debe sobresalir del ancho (2.50 m) ni del largo (12.20 m) de las plataformas de los trailers. La altura máxima de la carga es de 4.50 m. No hay que preocuparse por esto si las piezas sobresalen del camión hasta metro y medio, pero si sobresalen más de esto entonces se aplica una cuota adicional al flete. Pueden transportarse en estas condiciones piezas de 20 o más metros de largo y la decisión que tiene que tomarse, generalmente por el diseñador junto con el fabricante, es si es más conveniente hacerle a la pieza una conexión o pagar el flete adicional; muchas veces ésta es la solución más económica.

Por lo que respecta al ancho, generalmente puede sobresalir de los lados de la plataforma hasta 30 cm sin encarecer el flete, pero a medida que aumenta el ancho de las piezas el costo del flete se dispara, siendo a veces en el caso de piezas muy anchas, que cuesta más el flete que la estructura. Cuando el ancho de las piezas pasa de 3 m, debe pensarse en introducir conexiones atornilladas para embarcar piezas sueltas que se arman en el campo. Hoy en día puede decirse que en nuestro país es posible transportar piezas casi de cualquier tamaño y de cualquier peso. Claro está que a mayor tamaño y peso, mayor será también el costo de transporte, pero el trabajo en campo disminuirá si las piezas se ensamblan en taller, donde se tiene la ventaja de contar con mejores medios de manejo, con más equipo y con personal especializado (Frías, 2004).

El Ingeniero Guzmán (2005), gerente de operaciones de Manufacturas Metálicas AJAX, S.A. de C.V. participó en la construcción del edificio "Puesta del Sol" en México. Tal edificio cuenta con MECPASA (fig. 1N-1 y 1.8.3). De acuerdo con él, el sistema fue de fácil fabricación, rápida instalación y no requiere de mano de obra demasiado calificados. Además, enfatiza que el costo que se presupuestó para los MECPASA es prácticamente el mismo que se daría para un sistema contraventeado. El costo de la estructura se suele dar por el peso del acero de la estructura, y en este caso no hubo excepción. Sólo hay un incremento en el precio unitario del montaje, el cual es mínimo.

Por lo que, el uso de MECPASA puede resultar más económico que otros sistemas. Un ejercicio de diseño evaluación de costos demostró beneficios económicos entre el 20 y 30% al utilizar MECPASA en lugar de muros de cortante de concreto reforzado (Timler y Ventura, 1999).

VII. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se han abordado los temas principales para la evaluación e implantación de los muros esbeltos de cortante de placa de acero sin atiesar (MECPASA). Se ha mostrado que tanto las investigaciones sobre traveses armados como específicamente en los muros demuestran que los MECPASA son adecuados para su uso como sistema resistente de carga lateral. También se hizo una descripción de los parámetros que influyen en su estabilidad, rigidez, resistencia y su comportamiento histerético. Se trataron los métodos de análisis estructural disponibles, así como se discutió su validez. Además, se presentó una teoría que explica la discrepancia del Método de las Franjas en la predicción de la rigidez de los muros. Se discutieron los criterios de diseño para MECPASA y se abarcaron los puntos para su diseño satisfactorio. Se describieron los detalles constructivos, así como diferentes opciones de construcción. Se explicó un ejemplo de diseño, en el que se exploran los detalles en diseño preliminar y final del sistema. Al revisar el diseño con un método simplificado de análisis no lineal, se concluye que la metodología de diseño seguida llevó a resultados satisfactorios. Finalmente, al comparar el MECPASA con un sistema contraventeado se obtiene que se ahorra en acero en el uso de los muros.

Las pruebas de laboratorio han mostrado que los MECPASA poseen propiedades muy deseables para sismo. Su funcionamiento se basa en el comportamiento posterior al pandeo del alma del muro. Éstos cuentan con la resistencia y rigidez suficiente para soportar sismos de baja y moderada intensidad, así como cargas por viento, mientras permanecen con un comportamiento elástico. El sistema exhibe gran redundancia, excepcional ductilidad, gran capacidad de disipación de energía. También soporta gran número de ciclos reversibles, más allá de los que se esperarían durante un evento sísmico mayor. Para un comportamiento sísmico satisfactorio no se requiere de atiesadores en el interior de la placa. Al diseñar el muro se debe tener en cuenta que un aumento en el espesor puede significar un decremento de ductilidad del sistema, si no se toman las provisiones pertinentes.

Se debe aclarar que los MECPASA son traveses armados poco comunes. Así, si bien la teoría desarrollada para traveses armados es útil para estudiarlos, se debe tener cuidado en no utilizar los criterios de diseño para ellas, pues deberán hacerse consideraciones especiales.

Los parámetros de influencia en el comportamiento de MECPASA son la rigidez y resistencia de los elementos horizontales y verticales de contorno, las propiedades mecánicas de los materiales usados; el tipo de conexión viga-columna, la relación de aspecto del panel del muro y global, y la interacción cortante-momento. Además, los MECPASA dejan de ser eficientes cuando las deformaciones por flexión predominan sobre las de cortante.

El estudio de los métodos de análisis estructural para muros de acero es insuficiente. Los métodos simplificados de análisis estructural no representan el comportamiento de los MECPASA de manera confiable ya que se desconoce el intervalo de validez de ellos. Por lo tanto, se requiere de su análisis con el método del elemento finitos y su comparación con resultados de laboratorio, para el diseño final del sistema. En el presente trabajo se propone una teoría que explica la inconsistencia del Método de las Franjas. Por lo que, si se cubre con los requerimientos establecidos por tal Teoría, el Modelo de Franjas no requeriría de alguna modificación para representar con éxito el comportamiento de los MECPASA.

Se ha recopilado los criterios de diseño que garantizan el desempeño adecuado del sistema. Se ha indicado que la filosofía de diseño de los MECPASA debe ser "alma del muro débil -columna fuerte". El uso de un factor de comportamiento sísmico igual a cuatro es aceptable. Esto se basa en las características exhibidas en laboratorio por los MECPASA, el criterio ingenieril y en la comparación con

otros sistemas similares. También se advirtió que en el RCDF (2004) existe una ausencia de criterios de diseño que garanticen el desempeño del sistema cuando se encuentra sujeto a sismo.

Los MECPASA son de fácil construcción. Se cuenta con conexiones probadas en laboratorio que garantizan su desempeño adecuado. Incluso, ya se han construido edificios que usan los MECPASA como sistema de resistencia lateral.

El ejemplo de diseño evidenció que generalmente se requiere de placas delgadas para el alma del muro. Además, se enfatizó la filosofía de diseño en la que la fluencia de la placa sea la que gobierne el mecanismo de falla. También se notó que el espesor de diseño puede ser, en algunos casos, menor que el disponible para placas laminadas en caliente. Por lo que, se puede recurrir al uso de placas laminadas en frío, a un material para el alma de muro de menor esfuerzo de fluencia, o simplemente a incrementar el espesor al disponible comercialmente. La última opción puede llevar a que se requiera un sobredimensionamiento de las columnas del muro. Lo que podría significar un desaprovechamiento de las características de disipación de energía del sistema.

Mediante el método del diagrama de capacidad-demanda se concluyó que la metodología de diseño seguida es adecuada para garantizar el buen desempeño del sistema y para que la estructura posea con una capacidad igual a la demanda esperada.

Finalmente la evaluación económica permitió determinar que el sistema representa una competencia del resto de los sistemas de resistencia lateral. La experiencia del constructor en México (Guzmán, 2005) comprueba que el sistema es de construcción fácil y rápida, además de que su costo de construcción es similar al de otros sistemas como el contraventeo.

VII.1 RECOMENDACIONES

- Se debe determinar la influencia de la flexibilidad de las columnas en el desarrollo del campo de tensión. Así como su influencia en los métodos simplificados de análisis.
- Se debe estudiar el daño en los muros de acero. Pues no se han evaluado los métodos de reparación de ellos ni las consecuencias económicas implícitas. Tampoco, se ha evaluado los costos debidos a la formación de articulaciones plásticas en las columnas.
- Los criterios de diseño de la conexión viga columna deben ser revisados. Los estudios han determinado que se disminuye la demanda de giro en los nudos. Por lo que los criterios de diseño actuales podrían resultar conservadores.
- La investigación sobre la influencia de la flexotorsión de las columnas en el comportamiento de los muros de acero es insuficiente. Se recomienda seguir el mismo criterio que en marcos dúctiles de limitar la geometría de la sección para evitar que la falla que gobierna sea la de flexotorsión. Si también se debe cumplir con la rigidez mínima recomendada para evitar una "flexibilidad" excesiva de las columnas se puede llegar al uso de columnas muy pesadas. Dicha recomendación también podría llevar a columnas armadas o el uso de secciones de importación ya que las secciones comerciales no cumplirían con tales requisitos.
- Realizar un estudio paramétrico acerca de la relación de aspecto global de la estructura.
- Se recomienda verificar la teoría propuesta en este trabajo, que explica la inconsistencia de los métodos simplificados, con modelos en elementos finitos y con pruebas de laboratorio. Lo que podría llevar a proponer otros modelos simplificados, cuando no se cumpla con una rigidez mínima. En tales modelos se podría considerar la variación de la formación del campo de tensión en la placa.

- Se debe investigar sobre formas de mitigación del ruido producido por el pandeo de la placa.
- La influencia de la vibración del alma del muro en las conexiones atornilladas.
- Se requiere del establecimiento de métodos de análisis y criterios de diseño para rehabilitación de estructuras de concreto con MECPASA.
- El Reglamento de Construcciones debe de incorporar por lo menos los criterios de diseño mencionado en este trabajo para que se garantice el desempeño adecuado del sistema.
- Ante una ausencia de métodos de análisis simplificados para diferentes tipos de muros perforados, se deben estudiar con detalle.
- Se requiere de estudios que garanticen la confiabilidad de los criterios de diseño.

VIII. REFERENCIAS

- ABAQUS (1994), Hibbitt, Karlsson, and Sorenson, Inc., Pawtucket, R.I.
- Agelidis, L. y Mansell, D.S. (1982), "Steel plate cores in tall buildings", Civil Engineering Transactions of the Institute of Engineers, Australia, CE24(1), pp. 11-18.
- AISC, (2004), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Draft dated 9-10-04", American Institute of Steel Construction Inc., Chicago.
- Ajam, W., y Marsh, C. (1991), "Simple model for shear capacity of webs", Journal of Structural Engineering, ASCE; 117(2), pp. 410-422.
- Applied Technology Council (1996), "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", Report ATC 40. noviembre.
- Astaneh-Asl A. (2000), "Steel Plate Shear Walls", Proceedings, U.S.-Japan Partnership for Advanced Steel Structures, U.S.-Japan Workshop on Seismic Fracture issues in Steel Structures, febrero de 2000, San Francisco.
- Astaneh-Asl A. (2001), "Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls." Steel TIPS Report. Structural Steel Educational Council. Moraga, CA., www.aisc.org.
- Bazán E. y MELI R. (2002), "Diseño sísmico de edificios", LIMUSA, Grupo Noriega Editores, quinta reimpresión, México.
- Bazan, P. y Cedolin, L. (1991), "Stability of structures", Oxford University Press, Inc, Nueva York, EUA.
- Basler, K. (1963a), "Strength of plate girders in shear", Transactions ASCE, Vol 128, Part II.
- Basler, K. (1963b), "Strength of plate girders under combined bending and shear", Transactions ASCE, Vol 128, Parte II.
- Basler, K., y Thürlimann, B. (1963), "Strength of plate girders in bending", Transactions ASCE, Vol. 128, PartE II.
- Berman, J. W., y Bruneau, M. (2003a), "Cyclic testing of special steel shear walls and modular infill panels", Fourth International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas - STESSA 2003, Nápoles, Italia, junio, pp. 135-139.
- Berman, J. W., y Bruneau, M. (2003b), "Experimental investigation of light-gauge steel plate shear walls for the seismic retrofit of buildings", Technical Report No. MCEER-03-0001, MCEER, Buffalo, NY.
- Berman, J. W., y Bruneau, M. (2003c) "Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 129, No. 11, pp. 1448-1456.
- Berman, J. W. y Bruneau M. (2004), "Steel plate shear walls are not plate girders", Engineering Journal, third quarter, pp. 95-106.
- Bolívar, V. H. (2001), "Elementos para la evaluación de proyectos de inversión", México, UNAM, Facultad de Ingeniería.
- BSSC (2003a), "NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Recommended Provisions For Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 2: Commentary FEMA 450", Edición 2003, Capítulo 8 "Commentary, Steel structure design requirements", Preparado por Building Seismic Safety Council para la Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2004, www.bssconline.org.
- BSSC (2003b), "NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Recommended Provisions For Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1: Provisions FEMA 450", Edición 2003, Capítulo 8 "Commentary, Steel structure design requirements", Preparado por Building Seismic Safety Council para la Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2004, www.bssconline.org.
- BSSC (1996), "NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) "Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 274", preparado por Building Seismic Safety Council para la Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. , www.bssconline.org.
- Caccese, V., Elgaaly, M., y Chen, R. (1993), "Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load", Journal of Structural Engineering,, ASCE, Vol. 119, No. 2, Feb. 1993, pp. 573-587.

- CAN/CSA-G40.21-92 (1992b), "Structural quality steels", Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canadá.
- CAN/CSA-S16.1-94 (Canadian Standard Association) (1994), "Limit states design of steel structures", sexta edición, Willowdale, Ontario, Canadá.
- CCBFC (1995), "National Building Code of Canada", Canadian Commission on Building and Fire Codes, National Research Council of Canada: Ottawa, Ontario.
- Chern, C., y Ostapenko, A. (1969), "Ultimate strength of plate girder under shear", Fritz Eng. Lab. Rep. No. 328.7, Lehigh University, Bethlehem, Pa., septiembre.
- Chopra, A. K. y Goel, R. K. (1999), "Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation on inelastic structures: SDF systems", Report No. PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Center, College of Engineering, Universidad de California, Berkley.
- Collins, P., y Mitchell, D. (1991), "Prestressed concrete structures", Prentice Hall, Englewood cliffs, Nueva Jersey.
- De Buen, O. (2000), "Diseño de estructuras de Acero, Placas", Capítulo 3, Fundación ICA, Universidad Autónoma del Estado de México.
- De Buen, O. (1993), "Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas", Series del Instituto de Ingeniería, Instituto de Ingeniería.
- De Buen O. (1980), "Estructuras de acero, comportamiento y Diseño", Limusa, México, DF. .
- De Buen, O. (1965), "Estabilidad de placas sujetas a esfuerzos cortantes y a esfuerzos normales no uniformes", No. 122, Instituto de Ingeniería, México, DF. , pp. 419-438.
- Driver, R.G. y Grondin Gilbert T. (2001), "Steel plate shear walls, now performing on the main stage", Modern Steel Construction, September, pp. 48-58.
- Driver, R.G., Kulak, G.L., Elwi, A. E. y Kennedy, D.J.L. (1998a), "Cyclic tests of four-story steel plate shear wall", Journal of Structural Engrg., ASCE, Vol. 124, No. 2, febrero, pp. 112-120.
- Driver, R.G., Kulak, G.L., Elwi, A. E. y Kennedy, D.J.L. (1998b), "FE and simplified models of steel plate shear wall", Journal of Structural Engrg., ASCE Vol. 124, No. 2, febrero., pp.121-130.
- Driver, R.G., Kulak, Elwi, A. E. y Kennedy, D.J.L. (1997), "Structural Engineering Report 215, Department of Civil and Environmental Engineering", Universidad de Alberta, Edmonton, Alberta, Canadá.
- Driver, R.G., Kulak, G. L., Kennedy, D.J.L. y Elwi, A.E. (1996), "Seismic performance of steel plate shear walls based on a large-scale multi-storey test", Proceedings on CD-ROM, 11th World Conference on earthquake Engineering, México, Artículo No. 1876.
- Dubas, P.,y Gheri, E(1986), "Behavior and design of steel plated structure", ECCS, 44(8.3), pp. 110-112.
- Elgaaly, M., Caccese, V., y Du, C. (1993), "Experimental investigation of the behaviour of bolted thin steel plate shear walls", CE. Dept., Univ. of Maine, Orono Maine.
- Elgaaly, M. y Liu Y. (1997), "Analysis of thin steel plate shear walls", Journal of Structural Engineering", Vol. 123, No. 11, noviembre, artículo 11302, pp. 1487-1496.
- Escobar, J., Sosa, J. y Gómez R. (2001), "Damage detection in framed buildings", Canadian Journal of Civil Engineering 28, NRC, pp. 35-47.
- FEMA 274 (1996).- Ver BSSC (1996).
- FEMA 450 (2003a).- Ver BSSC (2003a).
- FEMA 450 (2003b).- Ver BSSC (2003b).
- Frías, B. F. (2004), "Decálogo para hacer más económicas las estructuras de acero", Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C. (IMCA).
- Fujii, T. (1968a), "On an improved theory for Dr. Basler's theory", IABSE 8th Congr., Fianl Rep., Nueva York.
- Fujii, T. (1968b), "On ultimate strength of plate girders", Jpn. Shipbuild. Mar. Eng., mayo.
- Fujii, T. (1971), "A comparison between theoretical values and experimental results for the ultimate shear strength of plate girders", IABSE Colloq. Des. Plate box Girders Ultimate Strength, Londres, Gran Bretaña.

Galambos, T. V. (1998), "Guide to stability design criteria for metal structures", quinta edición, J. Wiley, Nueva York, EUA.

Gobierno del Distrito Federal (2004a), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Distrito Federal, décima cuarta época, Tomo II, No. 103-BIS, 6 de octubre, México, Distrito Federal.

Gobierno del Distrito Federal (2004b), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas", Gaceta Oficial del Distrito Federal, décima cuarta época, Tomo I, No. 103-BIS, 6 de octubre, México, Distrito Federal.

Gobierno del Distrito Federal (2004c), "Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones", Gaceta Oficial del Distrito Federal, décima cuarta época, Tomo II, No. 103-BIS, 6 de octubre, México, Distrito Federal.

Gobierno del Distrito Federal (2004d), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Distrito Federal, 29 de enero, México, Distrito Federal.

Guzmán, V.E. (2005), Gerente de Operaciones, "Manufacturas Metálicas AJAS, S.A. de C.V.", Calle 7 No. 33 Col. Rústica Xalostoc, c.p. 55340, Ecatepec, Estado de México, México, tel. 55696244, eguzman@ajax-mex.com.

Herzog, M. (1974a), "Die Traglast unversteiffer und versteifter, dünnwandiger Blechträger unter reinem Schub and Schub mit Biegung nach Versuchen", Bauingenieur, octubre.

Herzog, M. (1974b), "Ultimate strength of plate girders from tests", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 100, No ST5, pp. 849-864.

Höglund, T. (1971 a), "Behavior and Load-Carrying Capacity of Thin Plate I Girders", R. Inst. Technol. Bull, No. 93, Estocolmo, Suecia.

Höglund, T. (1971 b), "Simply supported thin I plate girders without stiffeners subjected to distributed transverse load", IABSE Colloq. Des. Plate box girders ultimate strength, Gran Bretaña.

IMCA, (2002), "Manual de Construcción en Acero", Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, cuarta edición, Limusa Noriega Editores, México.

Kharrazi, M. H. K., Ventura, C. E., Prion, H. G.L., y Sabouri-Ghomi, S. (2004), "Bending and shear analysis and design of ductile steel plate walls", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, 1-6 agosto, 1-artículo No.77.

Komatsu, S. (1971), "Ultimate strength of stiffened plate girders subjected to shear", IABSE Colloq. Des. Plate box girders ultimate strength, Gran Bretaña.

Kuhn, P. (1956), "Stresses in aircraft and shell structures", McGraw Hill, Nueva York.

Kulak, G.L. (1991), "Unstiffened Steel Plate Shear Walls ", Capítulo 9 de "Structures subjected to repeated loading-stability and strength", Editores Narayanan R. and Roberts, T.M., Elsevier Applied Science Publications, London, pp. 237-276.

Kulak, G. L., Kennedy , D. J. L., y Driver R. G. (1994), "Discussion of "Experimental study thin steel plate shear walls under cyclic load" por CACCESE, V., Elgaaly, M., and Chen, R. (1993)", Journal of Structural Engineering, ASCE, 120 (10), pp. 3072-3073.

Lee, S. C., Davison, J.S., y Yoo C.H. (1996), "Shear buckling coefficients of plate girder web panels", Computers and Structures, 59 (5), 789-795.

Lee, S. C., y Yoo, C. H. (1998), "Strength of plate girder web panels under pure shear", Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 2, febrero, pp. 184-194.

Lubell, A. S., Prion, H. G.L., Ventura, C. E., y Rezai M. (2000), "Unstiffened steel plate shear wall performance under cyclic loading", Journal of Structural Engineering, Vol. 126, No. 4, abril, pp. 453-460.

Marsh, C., Anjam, W., y Ha, H. (1988), "Finite element analysis of postbuckled shear webs", Journal of Structural Engineering, , ASCE 114(7), pp. 1571-1587.

Meli P., R. (2001), "Diseño Estructural", segunda edición, Limusa, Noriega Editores, México, D.F., pp. 596.

Meli, R. y Ávila J. A. (1989), "The Mexico Earthquake of September 19, 1985-Analysis of Building Response", Earthquake Spectra, Volumen 5, No.1, pp. 1-17.

- Mimura, H. y Akiyama, H. (1977), " Load-deflection relationship of earthquake -resistant steel shear walls with a developed diagonal tension field", Transactions of AIJ, 260, octubre.
- Mushtari ,Kh. M., y GALIMOV, K.Z. (1961), "Nonlinear Theory of Thin Elastic Shells.", TATKNIGOIZDAT, Academy of Sciences, KAZAN' Branch (1957), USSR, The National Science Foundation and The National Aeronautics and Space Administration , USA, por The Israel Program for Scientific Translations (NSF-NASA), Washington.
- Nakashima, M. (1995a), "Strain-hardening behavior of shear panels made of low-yield steel. I: Test ", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 12, diciembre, pp. 1742-1749.
- Nakashima, M., Akawaza, T. y Tsuji, B. (1995b), "Strain-hardening behavior of shear panels made of low-yield steel. II: Model ", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 1, diciembre, pp. 1750-1757.
- Nemeth, M. P. (1996), "Buckling and postbuckling behavior of laminated composite plates with a cutout", National Aeronautics and Space Administration (NASA), Langley Research Center, Hampton, Virginia 23681-0001, <http://techreports.larc.nasa.gov/ltrs/ltrs.html>.
- NTCCADEE (2004).- Ver Gobierno del Distrito Federal (2004c).
- NTCDCEM (2004).- Ver Gobierno del Distrito Federal (2004b).
- NTCDS (2004).- Ver Gobierno del Distrito Federal (2004a).
- Ordaz, Mario y Meli, Roberto (2004), "Seismic design and codes in Mexico", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, 1-6 agosto, 1-artículo No.4000.
- Porter. D. M., Rockey K. C., y Evans, H. R. (1975), "The collapse behavior of plate girders loaded in shear", Struct. Eng. Vol. 53, No. 8, pp. 313-325.
- RCDF (2004) .- Ver Gobierno del Distrito Federal (2004d).
- Rezai, M., Ventura, C. E. y Prion, H. G. L. (2000), Numerical investigation of thin unstiffened steel plate shear walls, Proceedings, 12th World Conf. on Earthquake Engineering, 0801.
- Rezai, M. (1999), Seismic behaviour of steel plate shear walls by shake table testing", Ph.D. Dissertation, University of British Columbia, Vancouver, Canadá.
- Rezai, M., Ventura, C. E. Prion, H.G.L. y Lubbell, A.S. (1998),"Unstiffened Steel Plate Shear Walls: Shake Table Testing", Proceedings, Sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering., Settle, mayo-31-junio 4.
- Roberts, T.M., y Sabouri-Ghomi, S. (1991), "Hysteretic characteristics of unstiffened plate shear panels", Thin-Walled Structures, Vol. 12, No. 2, pp. 145-162.
- Roberts, T.M., y Sabouri-Ghomi, S. (1992), "Hysteretic characteristics of unstiffened perforated plate shear panels", Thin-Walled Structures, Vol. 14, pp. 139-151.
- SAP2000 (2003), "SAP2000 Nonlinear 8.16", Computers and Structures, Inc., Berkley, CA.
- Schumacher, A. (1997), "Connection of infill panels in steel plate shear walls", Tesis de maestría, Universidad de Alberta, Edmonton, Alberta, Canadá.
- Sharp, M. L. y Clark., J.W. (1971), "Thin aluminum shear webs", Journal of Structural Division, ASCE., Vol. 97, pp. 1021-1038.
- Steindhart, O., y Schröter, W. (1971), "Postcritical behavior of aluminum plate girders with transverse stiffeners ", J. Aeronaut. Sci., Vol. 17.
- Sugii, K., y Yamada, M. (1996), "Steel panel shear walls with and without concrete covering", Proceedings on CD-Rom, 11th World Conference on Earthquake Engineering., Acapulco, México, artículo No. 403.
- Szilard, R. (2004), "Theories and applications of plate analysis: classical, numerical an engineering methods", John Wiley & Sons, Nueva Jersey, EUA.
- Takeuchi, T. (1964), "Investigation on the load carrying capacity of plate girders", Tesis de maestría, Universidad de Kyoto.
- Takahashi, Y., Takemoto, T., y Tagaki, M. (1973), "Experimental Study on Thin Steel Shear Walls and Particular Bracing under Alternative Horizontal Load" Preliminary Report, IABSE, Symp. on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-defined Repeated Loads, Lisboa, Portugal.

Thorburn, L.J., Kulak, G.L., y Montgomery C.J., (1983) "Analysis of steel plate shear walls", Structural Engineering Report No. 107, Universidad de Alberta, Canadá.

Timler, P. A. y Kulak, G.L., (1983), "Experimental study of steel plate shear walls", Structural Engineering Report No. 114, Universidad de Alberta, Canadá.

Timler, P. A. (1988), "Design procedures development, analytical verification, and cost evaluation of steel plate shear wall structures", Technical Report No. 98-01, Earthquake Engineering, Research, Facility, Dept. of Civil Engineering, Universidad de British Columbia, Canadá.

Timler, P. A. , Ventura, C. E., Prion, H., y Anjam, R. (1998), "Experimental and analytical studies of steel plate shear walls as applied to the design of tall buildings" , "The Structural Design of Tall Buildings" , Volume 7, Issue 3, 18 de diciembre, John Wiley & Sons, Ltd., pp. 233 - 249.

Timler, P.A. y Ventura, C. E. (1999), "Economical design of steel plate shear walls from a consulting engineer's perspective", Proc. North American Steel Construction Conference, Toronto, Canadá, pp. 36-1-36-18.

Timler, P.A. (2000), "Steel plate Shear Walls", Canadian Consulting Engineer, <http://www.canadianconsultingengineer.com>.

Torii, S., Teramoto, T., Kihara, H. y Kitamura, H. (1996), "The response control design of high-rise building with low yield steel wall", Proceedings on CD-Rom, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México, artículo No. 97.

Tromposch, E.W, y Kulak, G.L., (1987), "Cyclic and static behavior of thin panel steel plate shear Walls", Universidad de Alberta, Dep. Civ. Eng., Struct., Eng. Rep. No 145, abril.

Vian, D. y Bruneau, M. (2004), "Testing of special LYS shear walls", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá, artículo No. 978.

Wagner, H. (1931), "Flat sheet metal girders with very thin webs", Part. I-General Theories and Assumptions, Tech. Memo No. 604, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, DC.

Xue, M. y Lu, L-W. (1994a), "Interaction of steel shear wall panels with surrounding frame members", Proceedings of the Structural Stability Research Council Annual Technical Session, Bethlehem, PA, pp. 339-354.

Xue, M. y Lu, L-W. (1994b), "Monotonic and cyclic behaviour of infilled steel shear panels", Proceedings of the 17th Czech and Slovak International Conference on Steel Structures and Bridges, Bratislava, Slovakia.

Yamada, M. (1992), "Steel panel encased R.C. composite shear walls", Composite construction in steel and concrete II, Proceedings of an engineering foundation conference, Trout Lodge, Potosi, Missouri, 14-19 junio, pp. 899-912.

Yamaguchi, T., et al. (1998), "Seismic control devices using low-yield-point steel", Nippon Steel Technical Report No. 77, pp. 65-72.

Zhao Q., Astaneh-Asl A. (2004) "Cyclic behavior of traditional and innovative steel shear wall system", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá , artículo No 2576.

IX. ANEXOS

APÉNDICE A1. GLOSARIO

Eclisa: Placa de conexión alma del muro-marco de contorno (Capítulo IV).

EHC: Elemento horizontal de contorno.

EVF: Elemento vertical de contorno.

MCPASA: Muros de cortante de placa de acero sin atiesar (SPSW se ha usado frecuentemente en inglés).

MECPASA: Muros esbeltos de cortante de placa de acero sin atiesar (USPSW se ha usado frecuentemente en inglés).

MECPASA-MR: Sistema dual de MECPASA con marcos rígidos como elementos de contorno.

MECPASA-MC: MECPASA con marcos de contorno con conexiones viga-columna a cortante.

Placa de relleno: Placa que forma el muro de acero, que se encuentra localizada en el plano del marco y conectada al mismo. Sería el alma de una trabe armada.

RCDF: Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Relación de aspecto: Ancho entre altura.

Sistema dual: MECPASA-MR.

A2. MODELO DE HISTÉRESIS PARA MECPASA CON MARCOS RÍGIDOS

Driver et al (1997, 1998) proponen un modelo de histéresis el sistema sismorresistente dual de muros esbeltos de cortante de placa de acero sin atiesar con marcos rígidos como elementos de contorno (MCPASA-MR). La comparación de dicho modelo con resultados experimentales mostró ser un medio aproximado, relativamente simple, para estimar de manera conservativa las curvas de histéresis, resultado de someter la estructura a carga cíclica, con comportamiento inelástico significativo. Cabe aclarar que dicho modelo es para un sistema "bien diseñado".

El modelo está basado en el propuesto por Tromposch y Kulak (1987). El comportamiento del muro se divide en dos componentes distintas: la relacionada al marco; y la relacionada a la placa de relleno. Se supone un comportamiento bilineal tanto para el marco como para la placa de relleno. Sin embargo, dado que no necesariamente ambos comienzan con un comportamiento inelástico al mismo tiempo, el comportamiento global resultante es trilineal. En la fig. A2-1 se han idealizado las curvas correspondientes al marco, la placa y el sistema, con base en los análisis realizados.

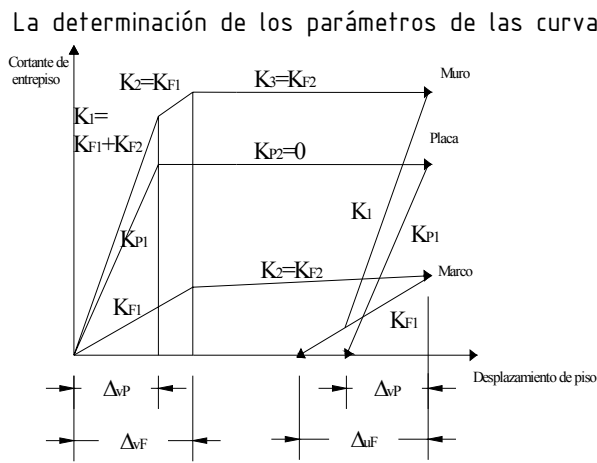


Fig. A2-1. Idealización del comportamiento de MECPASA-MR, de la placa y del marco rígido (Driver et al., 1998).

Para la fase de descarga, se supone que la placa y el marco se descargan a través de sus respectivas deflexiones, las que se alcanzaron en el ciclo de carga. Y debido a que las deflexiones de fluencia no fueron las mismas, tampoco se descargarán a la misma deflexión. Una vez que la placa se ha descargado completamente, reduciéndose su deflexión una magnitud de Δ_{vp} , el marco aún resistirá cortante. Al continuar con la descarga, la placa comenzará a ser cargada en la dirección contraria, lo que provocará su pandeo (el cual se supone como inmediato). Razón por la cual la rigidez del muro será la del marco (K_{F2}). Con lo cual se tiene casi en su totalidad las partes esenciales para el modelo de histéresis.

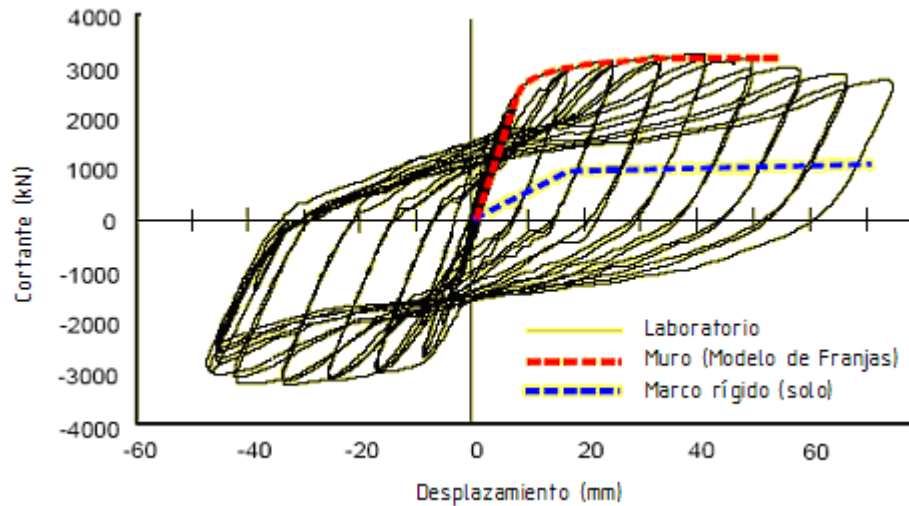


Fig. A2-2. Resultados de las pruebas y análisis de Driver et al. (1997) para el panel inferior de un MECPASA-MR de cuatro niveles.

El modelo de histéresis propuesto se presenta en la fig. A2-2. La trayectoria OABCDE, lleva a un punto arbitrario de carga C y después al E, en el que el muro se encuentra completamente descargado. El punto E la deflexión recuperada es Δ_{uf} , que es diferente a la deflexión de inicio de fluencia, Δ_{vf} , del marco, ya que la rigidez K_{F2} no es nula. La carga en la dirección opuesta continua a través de la trayectoria EF, con la rigidez elástica del marco rígido, K_{F1} . La deflexión total del punto C al punto F, donde el marco de nuevo comienza su comportamiento inelástico, es $2\Delta_{uf}$.

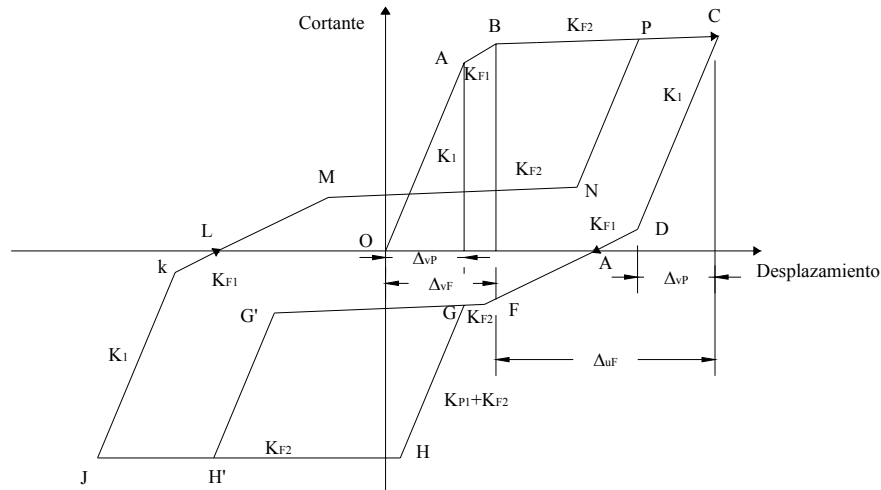


Fig. A2-3. Modelo de histéresis propuesto por Driver et al, 1997, para muros de cortante de placa de acero esbelta sin atiesar con marcos rígidos en el mismo plano.

El punto G corresponde a la deflexión total requerida para re-desarrollar el campo de tensión, en la nueva dirección de carga. Tal deflexión se determina de la misma manera propuesta por Tromposch y Kulak (1987). Entonces, la deflexión en el punto G es la mitad de la del punto D. Del punto F al G se supone una rigidez para el muro igual a la de pos-fluencia del marco, K_{F2} . Sin embargo, en determinados casos el campo de tensión se formará antes de que el marco comience a fluir, por lo que la curva FG no existirá. Aumentado la carga se seguirá una trayectoria GH, de pendiente $K_{p1} + K_{F2}$. El punto

H es localizado en el "Modelo de Franjas", para el muro de cortante. Después de ese punto, continuando con el proceso de carga, el sistema tendrá una rigidez K_{F2} hasta un punto arbitrario J. La descarga y carga subsiguiente sigue el camino JKLMN. El punto M se calcula, de nuevo, con lo expuesto en Tromposch y Kulak (1987).

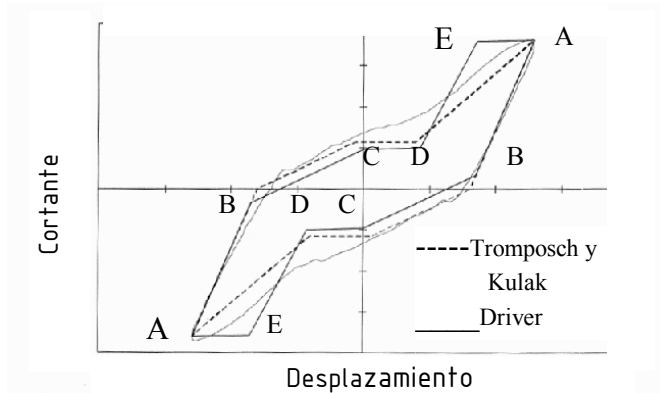


Fig. A2-4. Comparación de los ciclos de histéresis propuestos con los resultados de laboratorio, del Panel 1, ciclo 18. (Driver et al, 1997).

El modelo de histéresis propuesto se comparó con resultados del espécimen probado por Driver (1997). La relación de la energía disipada calculada de las pruebas de laboratorio para el ciclo 18 entre la del modelo fue de 1.16. La fig. A2-4 muestra la comparación de los modelos de histéresis propuestos para muros de cortante esbeltos de placa de acero sin atiesar. La curva predicha concuerda bastante con los resultados de laboratorio en la descarga AB, y un poco menos en la trayectoria de recarga BC. La deflexión requerida para el desarrollo del campo de tensión (punto D) es predicha con éxito. Sin embargo, la curva experimental no refleja la pérdida significativa de rigidez supuesta el modelo, cuando en el marco rígido se forma un mecanismo, en el punto C; ni refleja la rigidez descrita el tramo DE, siendo mayor la exhibida por el modelo experimental.

La subestimación de la rigidez (CD) se atribuye a *las fuerzas de compresión desarrolladas en las esquinas de las placas de relleno, ortogonales al campo de tensión*. Mientras la sobreestimación de la rigidez (DE) se atribuye al efecto de debilitamiento debido al deterioro del panel durante la prueba.

APÉNDICES B. MODELOS SIMPLIFICADOS

B1. MODELO DE FRANJAS

Representa los paneles de cortante como una serie barras diagonales, capaces de transmitir únicamente tensiones y orientadas en la dirección de los esfuerzos principales de tensión en el panel. Además, desprecia el cortante soportado por las placas de relleno antes del pandeo, A cada barra se le asignó un área igual al producto del ancho de la franja por el espesor de la placa (Rezai, 1999).

La derivación del ángulo de inclinación de las franjas se basó en el principio de trabajo mínimo. Un panel de acero de un nivel intermedio de un claro (lo que no incluye el panel del primer y último nivel), rodeado por columnas y vigas de acero, se sometió a cortante puro; las columnas se consideraron como continuas, en cambio, la conexión viga-columna se supuso como articulada. Además, los efectos de flexión de la columna no se incluyeron. Debido al hecho de que las fuerzas del campo de tensión en dos niveles adyacentes varían muy poco, y son opuestas, las fuerzas verticales actuando en las trabes son pequeñas; razón por la cual se supuso *la trabe como infinitamente rígida*. Se consideraron dos casos extremos (fig. B1-1):

- Columnas con rigidez a la flexión infinita;

- Columnas completamente flexibles.

En el primer caso, la condición garantiza de rigidez a flexión infinita garantiza una zona de tensión uniformemente distribuida a través de todo el panel. En cambio, en el segundo, las columnas no tendrán la capacidad de anclar las franjas del campo de tensión diagonal. A pesar de que en la determinación del ángulo de inclinación de las franjas no se consideró la rigidez a flexión de las columnas, se usó la rigidez a flexión real de las columnas en la modelación del panel de acero para explicar la influencia de la flexión de la columna en la respuesta de las componentes horizontales, de las fuerzas del campo de tensión.

Con las suposiciones hechas, se obtiene las siguientes ecuaciones para columnas de rigidez infinita a flexión:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{Lt}{2A_c}}{1 + \frac{Ht}{A_b}} \quad (\text{B1.1})$$

para columnas completamente flexibles;

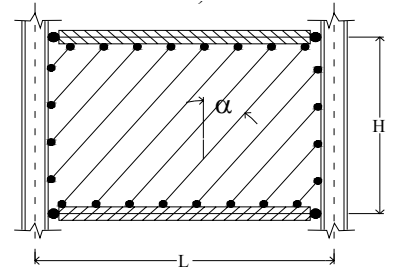
$$\tan 2\alpha = \frac{L}{H} \quad (\text{B1.2})$$

donde α es el ángulo que forman las franjas del campo de tensión con la vertical; t es el espesor de la placa de relleno, L es el ancho del panel, de eje a eje de las columnas; H es la altura del panel, de eje a eje de trabes; A_c es el área de la sección transversal de la columna; y A_b es el área de la sección transversal de la trabe.

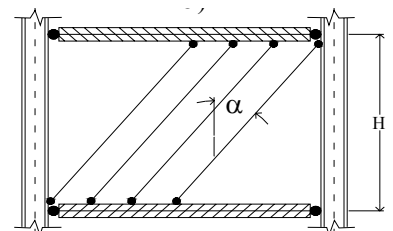
La derivación del ángulo de inclinación del campo de tensión se reevalúa (Kulak, 1991), para incluir los efectos de flexión de las columnas, así como la subsiguiente fluencia tanto del resto de las franjas como la de los miembros de contorno (marco). A pesar de que el modelo no toma en cuenta el endurecimiento por deformación, ni la presencia de esfuerzos residuales, la curva predicha advierte una estimación aceptable del comportamiento real. Razón por la cual, al se llegó a:

$$\tan^4 \alpha = \frac{\frac{2}{tL} + \frac{1}{A_c}}{\frac{2}{tL} + \frac{2H}{A_b L} + \frac{h^4}{180 I_c L^2}} \quad (\text{B1.3})$$

donde I_c es el momento de inercia de la columna.



a) Campo de tensión completo



b) Campo de tensión incompleto

▨ Viga infinitamente rígida.

Fig. B1-1. Modelo de franjas, propuesto por Thorburn et al. (1983).

Debido a las características del prototipo probado por Timler y Kulak(1983) la viga exterior fue libre de flexionarse, así;

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + Lt \left(\frac{1}{2A_c} + \frac{L^3}{120I_b H} \right)}{1 + Ht \left(\frac{1}{2A_b} + \frac{H^3}{320I_c L} \right)} \quad (\text{B1.4})$$

donde b es el momento de inercia de la trabe

B2. MODELO DE ARMADURA

Para modelar más fácilmente la rigidez de un panel de cortante, de placa delgada sin atiesar, Thorburn et al. (1983) propusieron un modelo equivalente de armadura (una diagonal). El área del miembro de armadura "equivalente" propuesto se puede calcular con las ecuaciones B2.1 y B2.2 (Rezai et al., 1997), según corresponda:

Columnas de rigidez infinita a flexión:
$$A = \frac{tL \operatorname{sen}^2 2\alpha}{2 \operatorname{sen}\phi \operatorname{sen} 2\phi} \quad (\text{B2.1})$$

Columnas completamente flexibles:
$$A = \frac{tL \tan \beta}{2 \operatorname{sen} 4\beta} \quad (\text{B2.2})$$

donde α se calcula con las ecuaciones del Apéndice B1; A es el área del miembro equivalente de la armadura; ϕ y β se calculan con la ecuación

$$\tan \phi = \tan 2\beta = \frac{L}{H} \quad (\text{B2.3})$$

B3. MODELO MODIFICADO DE INTERACCIÓN PLACA-MARCO, M-PFI

Este modelo provee una comprensión detallada de la interacción de las diferentes componentes del sistema, y es capaz de representarlo globalmente. Además, con él se puede analizar los MECPASA tanto por flexión como por cortante. Tal y como sucede en trabes armadas, la interacción cortante-momento puede llegar a ser de consideración, y en muros de acero puede llegar a afectar seriamente su comportamiento. El modelo propuesto por Kharrazi et al. (2004) se basa en las teorías planteadas por diversos investigadores que han estudiado trabes armadas bajo cortante y flexión (sección 1.2).

El modelo se ha desarrollado para muros de cortante de placa de acero sin atiesar con marco rígido de contorno, con columnas suficientemente rígidas para desarrollar un campo de tensión a través de toda la placa del muro, aunque se podría extender a las variaciones de los muros esbeltos de placa de acero sin atiesar (MECPASA), con sus debidas modificaciones. Se comenzará aislando el un panel del muro de acero y se planteará primeramente el análisis por cortante del panel, después por flexión, y por último su interacción.

ANÁLISIS POR CORTANTE DEL MURO DE ACERO

DIAGRAMA CORTANTE-DESPLAZAMIENTO DE LA PLACA DEL MURO DE ACERO

Para el estudio del comportamiento del muro en cortante puro se harán las siguientes suposiciones:

- Las columnas son lo suficientemente rígidas como para despreciar sus deformaciones cuando se calcula la deformación por cortante de la paca del muro. Lo que también implica que se desarrollará un campo de tensión constante a través de toda la placa.
- La diferencia en la intensidad del campo de tensión en entrepisos adyacentes es pequeña, por lo que la flexión de las vigas por el campo de tensión puede ser despreciada.
- La placa del muro se puede considerar como simplemente soportada en sus bordes.
- El efecto de los esfuerzos de flexión globales, en esfuerzo de pandeo de la placa del muro, es despreciable.
- El comportamiento de la placa de acero-marco es elasto-plástico.

Para un panel aislado de un muro de acero, como el que se muestra en la fig. B3-1, los diagramas carga-desplazamiento para la placa de relleno y para el marco que la rodea se pueden obtener por separado. Entonces, el desplazamiento del MECPASA puede obtenerse por superposición de los dos diagramas.

En la fig. B3-2 se muestra un diagrama típico de una placa de un MECPASA de altura H , ancho L , y espesor t . En esta fig. el punto C corresponde al límite de pandeo y D al límite de fluencia de la placa.

El esfuerzo cortante crítico, τ_{cr} , se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$\tau_{cr} = \frac{K\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{H}\right)^2 \leq \tau_{wy} = \frac{\sigma_o}{\sqrt{3}} \quad (\text{B3. 1})$$

donde:

$$K = 5.35 + 4\left(\frac{L}{H}\right)^2 \quad \text{para } \frac{L}{H} \geq 1$$

$$K = 5.35\left(\frac{L}{H}\right)^2 + 4 \quad \text{para } \frac{L}{H} \leq 1$$

τ_{wy} es el esfuerzo de fluencia a cortante; σ_o Esfuerzo de fluencia a tensión; μ es la Relación de Poisson; E el Módulo de elasticidad del material. El cortante crítico de la placa, F_{wcr} , será (Kharrazi et al., 2004):

$$F_{wcr} = \tau_{cr}(L)t \quad (\text{B3. 2})$$

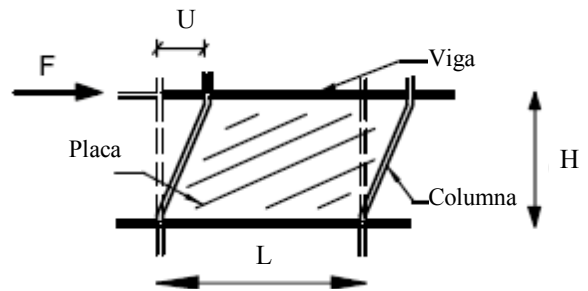


Fig. B3-1. Idealización de la deformación de la placa, bajo cortante, en el modelo M-PFI (Kharrazi et al., 2004).

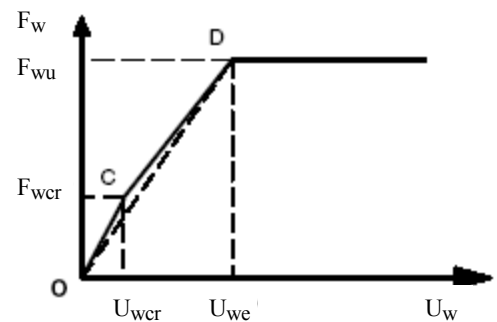


Fig. B3-2. Curva cortante-desplazamiento de la placa del muro (Kharrazi et al., 2004).

Y el desplazamiento crítico, U_{wcr} , es obtenido de (Kharrazi et al., 2004):

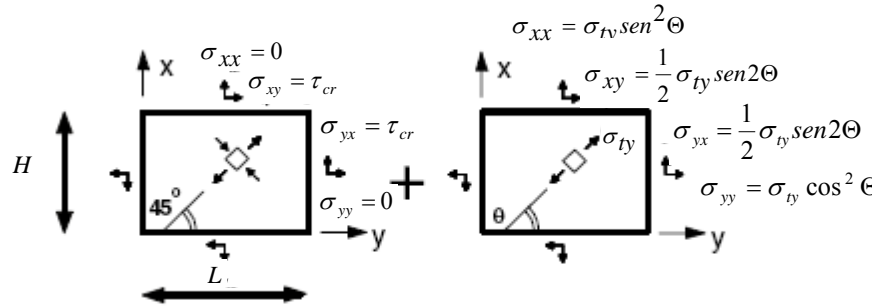
$$U_{wcr} = \frac{\tau_{cr}}{G} H \quad (\text{B3. 3})$$

donde G es el módulo de cortante del material de la placa del muro. Con F_{wcr} y U_{wcr} calculados, se define el punto C en el diagrama de la fig. B3-2. Si se supone que después del pandeo de la placa, un campo de tensión diagonal con un ángulo Θ con respecto a la horizontal, como se puede ver en la fig. B3-3, se desarrolla gradualmente a través de la placa completa (por la supuesta suficiente rigidez de las columnas), se tendrá una frontera inferior para la resistencia de la placa del muro. Entonces el estado de esfuerzos después del pandeo de la placa del panel será la superposición de los esfuerzos durante el pandeo y del campo de tensión, lo que lleva a lo siguiente (Kharrazi et al., 2004):

$$\sigma_{xx} = \sigma_{ty} \cdot \text{sen}^2 \Theta \quad (\text{IB3. 4})$$

$$\sigma_{yy} = \sigma_{ty} \cos^2 \Theta \quad (\text{IB3. 5})$$

$$\sigma_{xy} = \sigma_{yx} = \tau_{cr} + \frac{1}{2} \sigma_{ty} \text{sen} 2\Theta \quad (\text{IB3. 6})$$



a) Esfuerzos durante el pandeo

b) Esfuerzos por el campo de tensión

Fig. B3-3. Estado de esfuerzos durante y después del pandeo.

donde σ_{ty} es la magnitud de los esfuerzos del campo de tensión a la que ocurre la fluencia de la placa.

De acuerdo con el criterio de flujo de Von Mises, la fluencia de la placa se dará cuando:

$$(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + \sigma_{yy}^2 + \sigma_{xx}^2 + 6\sigma_{xy}^2 - 2\sigma_o^2 = 0 \quad (\text{B3. 7})$$

Sustituyendo los esfuerzos normales y cortantes, ecuaciones (IB3. 4), (B3. 5) y (B3. 6), en la ecuación anterior, y desarrollando los términos resulta:

$$\sigma_{ty}^2 + 3\tau_{cr}\sigma_{ty}\text{sen}2\Theta + 3\tau_{cr}^2 - \sigma_o^2 = 0 \quad (\text{B3. 8})$$

Con la cual se puede calcular σ_{ty} . El cortante resistente, F_{wu} , de la placa estará dado por:

$$F_{wu} = \sigma_{xy} Lt = \left(\tau_{cr} + \frac{1}{2} \sigma_{ty} \text{sen} 2\Theta \right) Lt \quad (\text{B3. 9})$$

El desplazamiento, U_{we} , que determina el término del comportamiento elástico bajo cortante se calcula como la suma del desplazamiento correspondiente al cortante crítico, U_{wcr} -ecuación B3. 3-, y el desplazamiento, U_{wpb} , por cortante debido a las componentes de las fuerzas cortantes posteriores al pandeo. La última es determinada igualando el trabajo hecho por las componentes de las fuerzas cortantes posteriores al pandeo a la energía de deformación del campo de tensión. Esto lleva a:

$$\frac{\sigma_{ty}^2}{2E} LHt = \left(\frac{1}{4} \sigma_{ty} \text{sen} 2\Theta \right) tLU_{wpb} \Rightarrow U_{wpb} = \frac{2\sigma_{ty}}{E \text{sen} 2\Theta} H \quad (\text{B3. 10})$$

$$U_{we} = U_{wcr} + U_{wpb} \quad (B3. 11)$$

$$U_{we} = \left(\frac{\tau_{cr}}{G} + \frac{2\sigma_{ty}}{E \text{sen}2\Theta} \right) H \quad (B3. 12)$$

Con F_{wu} y U_{we} (ecuaciones B3. 9 y B3. 12) se puede ubicar el punto D del diagrama de la fig. B3-2. También las líneas OC y CD, de dicho diagrama, se pueden por la línea recta OD, lo que simplificará los cálculos con mínimo efecto en el diagrama carga-desplazamiento. Por lo que, la pendiente de la línea OD, la cual se puede considerar la rigidez lateral debida a la placa del muro por cortante puro, será:

$$K_w = \left(\frac{\tau_{cr} + \frac{1}{2} \sigma_{ty} \text{sen}2\Theta}{\frac{\tau_{cr}}{G} + \frac{2\sigma_{ty}}{E \text{sen}2\Theta}} \right) \frac{Lt}{H} \quad (B3. 13)$$

El ángulo del campo de tensión diagonal con respecto a la horizontal, Θ , se podría calcular con las ecuaciones propuestas en el Apéndice B1 o con las ecuaciones propuestas para traveses armados (De Buen, 1980). Sin embargo, si las columnas son lo suficientemente rígidas para desarrollar un campo de tensión diagonal uniforme-como se supuso al inicio-será razonable suponer $\Theta=45^\circ$. Más adelante se establecerá lo necesario para cumplir tal condición.

DIAGRAMA CORTANTE-DESPLAZAMIENTO DEL MARCO RÍGIDO

Para el cálculo del diagrama cortante-desplazamiento del marco (fig. B3-5) se supone que las conexiones viga-columna son resistentes a momento y que las vigas se comportan como elementos rígidos. De la idealización del marco rígido (fig. B3-4) la resistencia a cortante, F_{fu} , del marco será:

$$F_{fu} = \frac{4M_{fp}}{H} \quad (B3. 14)$$

donde M_{fp} es el momento plástico para la columna. El desplazamiento, U_{fe} , correspondiente al límite elástico por cortante será:

$$U_{fe} = \frac{M_{fp} H^2}{6EI_f} \frac{12\rho + 4}{12\rho + 1} \quad (B3. 15)$$

donde:

$$\rho = \frac{\sum \left(\frac{EI_b}{L} \right)}{\sum \left(\frac{EI_f}{H} \right)}$$

I_f es el momento de inercia de la columna e I_b el momento

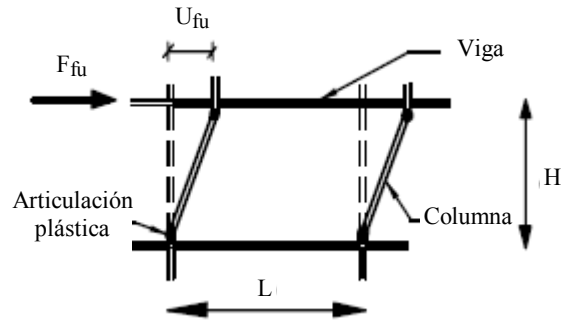


Fig. B3-4. Idealización del marco rígido, para cortante (Kharrazi et al., 2004).

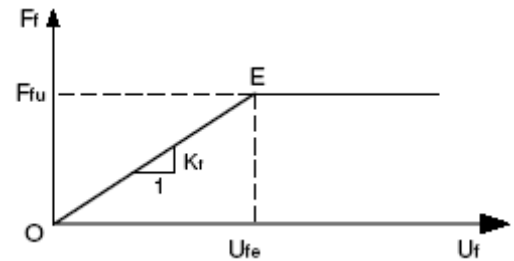


Fig. B3-5. Diagrama cortante-desplazamiento del marco sin placa (Kharrazi et al., 2004).

de inercia de la trabe. El valor de ρ tiende a infinito para los paneles interiores, ya que se supone de rigidez "infinita" a la flexión a las trabes, por lo que la excepción será el último panel del muro.

Con F_{fu} y U_{fe} queda determinado el punto E del diagrama cortante-desplazamiento del marco. La pendiente de la recta OE, la cual es la rigidez lateral K_f del marco, será (Kharrazi et al., 2004) :

$$K_f = \frac{24EI_f}{H^3} \frac{12\rho + 1}{12\rho + 4} \quad (\text{B3. 16})$$

En la fig. B3-6, el diagrama cortante desplazamiento se obtuvo por la superposición de los diagramas para la placa y el marco rígido aislados (figuras B3-2 y B3-5). Al modelar por separado la placa y el marco, se tendrá una flexibilidad significativa en la selección de las dimensiones y propiedades correspondientes.

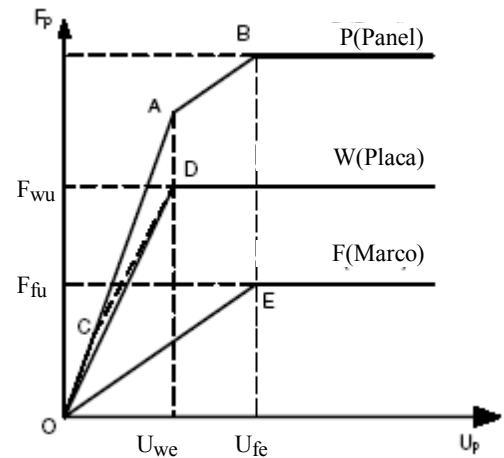


Fig. B3-6. Diagrama cortante-desplazamiento, para el modelo de interacción placa-marco (Kharrazi et al., 2004).

RESISTENCIA MÍNIMA DE LAS VIGAS Y LAS COLUMNAS

Para asegurar que los miembros del marco del panel puedan soportar los esfuerzos normales de borde, asociados con el campo de tensión, y considerando como simplemente soportadas tanto las vigas como las columnas, se debe satisfacer (Kharrazi et al., 2004) (ver ecuaciones (B3. 4) y (B3. 5)):

para las columnas
$$M_{fp}' \geq \frac{\sigma_{ty} t H^2}{8} \cos^2 \Theta \quad (\text{B3.17})$$

para las trabes
$$M_{bp} \geq \frac{\sigma_{ty} t H^2}{8} \text{sen}^2 \Theta \quad (\text{B3.18})$$

donde M_{fp}' y M_{bp} son el momento plástico para la columna (considerar carga axial) y momento plástico para la viga, respectivamente.

Para paneles internos no siempre es necesario revisar la ecuación (B3.18), pues la diferencia en la intensidad del campo de tensión es usualmente despreciable en entrepisos adyacentes; por lo que será necesario cotejar que se cumpla cuando exista una diferencia considerable.

ANÁLISIS POR FLEXIÓN PURA DEL MURO DE ACERO

A diferencia del análisis por cortante, en el análisis por flexión se estudiará la placa y el marco como unidad. Sin embargo, también se analizará un panel aislado del muro, como se muestra en la fig. B3-7. Además se hacen las siguientes hipótesis acerca del muro:

- La esbeltez de las columnas es lo suficientemente pequeña para que la fluencia o el pandeo inelástico de la placa del muro tenga lugar primero que la fluencia o el pandeo ocurra en las columnas.

- La placa del muro puede ser considerada como simplemente soportada a lo largo de sus bordes.
- El efecto de los esfuerzos cortantes de entrepiso y globales en los esfuerzos de flexión y pandeo es ignorado.
- El comportamiento de la placa y del marco es elástico-perfectamente plástico.

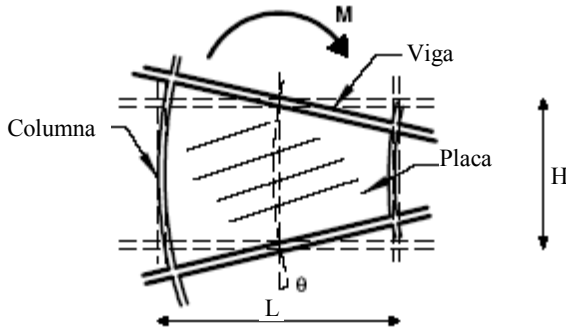
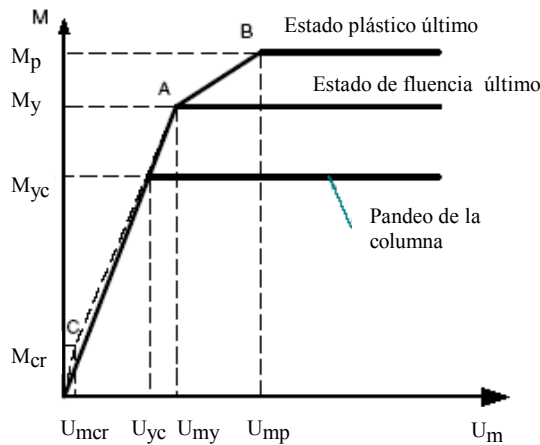


Fig. B3-7. Idealización de la deformación por flexión del panel del muro (Kharrazi et al., 2004).

El diagrama momento desplazamiento del panel se obtiene de la teoría de análisis de trabes. Un diagrama de éstos se muestra en la fig. B3-8. El punto C corresponde al límite de pandeo por flexión y el A corresponde al punto de fluencia, ambos de la placa. El punto B se refiere a la capacidad plástica de las columnas y consecuentemente del marco. El cual se alcanza sólo cuando las columnas no sufren inestabilidad

y tienen un esfuerzo de fluencia mayor que la placa de relleno muro. A continuación se determinarán.



Para determinar el momento resistente del muro en la etapa del pandeo crítico elástico del alma(placa del muro), el esfuerzo crítico de flexión- ver B3-9 A)-se puede calcular con la siguiente ecuación:

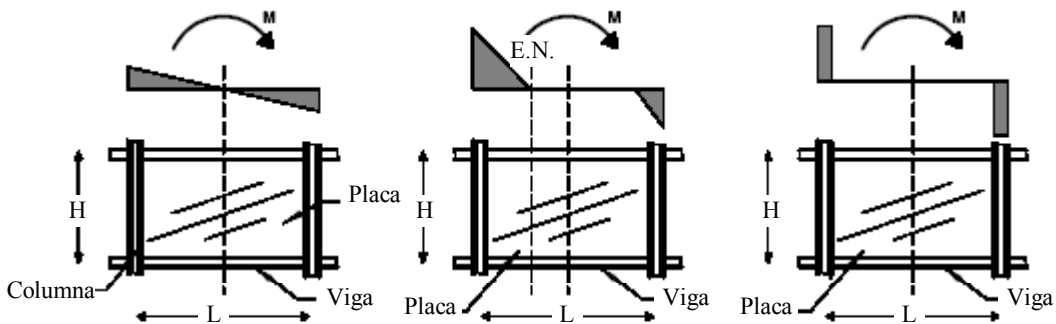
$$\sigma_{cr} = \frac{K_b \pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{H}\right)^2 \leq \sigma_o \quad (\text{B3. 19})$$

donde:

$$K_b = 23.9 \quad \text{si} \quad 1 \leq \frac{L}{H} \leq 1.5$$

$$K_b = 15.87 + 1.87 \left(\frac{L}{H}\right)^2 + 8.6 \left(\frac{H}{L}\right)^2 \quad \text{si} \quad 1.5 \leq \frac{L}{H}$$

Fig. B3-8. Diagrama momento-desplazamiento de un panel aislado del muro (Kharrazi et al., 2004).



a) Estado crítico de pandeo b) Estado de esfuerzos de fluencia última de la placa del muro c) Estado de esfuerzos plástico último

Fig. B3-9. Distribución de esfuerzos en el panel por flexión pura (Kharrazi et al., 2004).

Por lo que el momento crítico de la placa del muro, M_{cr} , será (Kharrazi et al., 2004):

$$M_{cr} = \sigma_{cr} S_t \quad (\text{IB3. 20})$$

donde S_t es el módulo de sección del panel, el cuál se calcula como:

$$S_t = \frac{2I_t}{L} \quad (\text{IB3. 21})$$

$$I_t = I_c + Ac \left(\frac{L}{2} \right)^2 + \frac{tL^3}{12} \quad (\text{IB3. 22})$$

donde Ac es el área de la sección transversal de la columna e I_c Momento de inercia de la columna. El desplazamiento crítico de flexión, U_{mcr} , se obtiene de:

$$U_{mcr} = \frac{M_{cr}}{EI_t} H^2 \quad (\text{IB3. 23})$$

Una vez que U_{mcr} y M_{cr} se han calculado con las ecuaciones (IB3. 20) y (IB3. 23), respectivamente, se puede ubicar el punto C de la fig. B3-8. A continuación se determinará el punto A.

En la etapa posterior al pandeo se supone que los esfuerzos en el alma(placa del muro) no se incrementan más allá del esfuerzo crítico de pandeo a través de la placa completa, excepto por una pequeña porción cercana a la columna en compresión. En cambio, para los esfuerzos de tensión se desarrollaran gradualmente paralelos a la columna en tensión, tal y como se muestra en la fig. B3-9 B.). La distribución de los esfuerzos ya no será lineal y el eje neutro (E.N.) se moverá hacia la columna en tensión, lo que limitará la porción de la placa en tensión a un menor ancho que la que se encuentra en compresión. *Esta distribución de esfuerzos supuesta será una frontera inferior para la resistencia de la placa, siempre y cuando el marco del muro tenga la capacidad para sostener las cargas axiales por flexión y no tenga problemas de inestabilidad.* Por lo cual el momento resistente al cual la placa comienza a fluir, M_y , será (Kharrazi et al., 2004):

$$M_y = \sigma_b S_{eff} \quad (\text{IB3. 24})$$

$$S_{eff} = \frac{I_{eff}}{(1-j)L} \quad (\text{IB3. 25})$$

$$I_{eff} = A_c (jL)^2 + \frac{t(jL)^3}{3} + A_c (1-j)^2 L^2 + \ell t \left[(1-j)L - \frac{h_c}{2} - \frac{\ell}{2} \right]^2 \quad (\text{IB3. 26})$$

donde σ_b es el esfuerzo en la fibra en tensión más alejada al cual comienza a fluir el alma (placa del muro); S_{eff} es el módulo de sección efectivo del muro; I_{eff} el momento de inercia efectivo del muro; j la relación de la distancia entre el eje neutro y la columna a compresión; ℓ la longitud del alma cerca de la columna a compresión, que no se pandea y es capaz de resistir esfuerzos mayores que el esfuerzo crítico de pandeo; y h_c es el peralte de la columna.

Cuando los muros esbeltos sean construidos con eclisas (fish plates) ℓ podrá ser igual al ancho de dicha placa, pues si la placa del muro es delgada el σ_{cr} es despreciable.

La correspondiente deflexión del panel, U_{my} , por el momento M_y , se puede calcular como:

$$U_{my} = \frac{M_y}{EI_{eff}} \cdot H^2 \quad (\text{IB3. 27})$$

Habiendo determinado U_{my} y M_y se puede establecer el punto A del diagrama momento desplazamiento del panel (fig. B3-8). Es necesario señalar que **la resistencia última a momento del muro podría ser menor que el obtenido con la ecuación (IB3. 23), si las columnas se pandean primero que se alcance la falla total del material en las secciones de las columnas.** El cual se muestra con M_{yc} en el diagrama. Lo que es probable que sucede más en los casos prácticos, pues de otra manera se necesitarían columnas muy robustas.

Si el esfuerzo de fluencia de las columnas es mayor al del alma (placa del muro) y la esbeltez de la columna es relativamente baja, como para que la sección se capaz de plastificarse axialmente (fluencia de a sección entera antes de que se pandee) se puede determinar la resistencia plástica última para el panel. Entonces la sección es capaz de proveer una articulación plástica, la cual tendrá un momento plástico resistente, M_p , igual a:

$$M_p = \sigma_o Z_p \quad (\text{IB3. 28})$$

$$Z_p = LA_c \quad (\text{IB3. 29})$$

donde Z_p es el módulo plástico de la sección del muro considerando sólo la contribución de las columnas (fig. B3-9 c). La deflexión correspondiente del panel para estado plástico último, U_{mp} , será:

$$U_{mp} = \frac{M_p}{EI_p} H^2 Z_p \quad (\text{IB3. 30})$$

donde I_p es el momento plástico de inercia de la sección del muro, considerando sólo la contribución de las columnas.

Una vez obtenidos U_{mp} y M_p con las ecuaciones (IB3. 28) y (IB3. 30), respectivamente, se puede establecer el punto B del diagrama momento-desplazamiento (fig. B3-8). Sin embargo, para alcanzar tal punto se necesitan columnas muy robustas. En la mayoría de los casos la sección probablemente experimentará pandeo antes de que se alcance falla total del material en las secciones de las columnas.

INTERACCIÓN MOMENTO-CORTANTE

A continuación se derivará la interacción cortante-momento para el pandeo y fluencia del alma (placa del muro), así como para la falla del marco del muro. Esta interacción es usada para ajustar el diagrama carga-desplazamiento para las fuerzas cortantes para tomar en cuenta las acciones por flexión.

La carga crítica de pandeo por cortante modificada por el momento flexionante se puede representar por la siguiente ecuación de interacción:

$$\left(\frac{\tau'_{pcr}}{\tau_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma'_{pcr}}{\sigma_{cr}}\right)^2 = 1 \quad (\text{IB3. 31})$$

donde τ'_{pcr} es el esfuerzo cortante aplicado en el alma (placa del muro) y σ'_{pcr} el esfuerzo normal por flexión aplicado en la placa.

El cortante crítico de pandeo, F_{cr} , es entonces ajustado para tomar en cuenta el momento actuante. Por lo que, se obtiene un cortante crítico de pandeo menor, el cual será:

$$F'_{cr} = \tau'_{pcr} L t \quad (\text{IB3. 32})$$

El desplazamiento total del panel en el estado crítico de pandeo por cortante, de la placa, será:

$$U_{wcr}' = \frac{\tau'_{cr}}{G} H + \frac{M_b}{EI_t} H^2 = \frac{\tau'_{cr}}{G} H + \frac{\sigma'_{cr}}{2E} LH^2 \quad (\text{IB3. 33})$$

$$\sigma'_{cr} = \frac{M_b}{S_t} \quad (\text{IB3. 34})$$

donde M_b es el momento aplicado y S_t se calcula con la ecuación (IB3. 21). Habiendo calculado la carga cortante crítica de pandeo elástico para la placa y el desplazamiento correspondiente, se puede localizar el punto C' (fig. B3-10), el cual toma en cuenta el efecto de flexión sobre el panel.

Para incluir los efectos de flexión globales en la etapa pospandeo se modificará la capacidad y desplazamiento obtenido en el análisis por cortante puro. Además, el esfuerzo del campo de tensión, σ_{ty} , necesita ser ajustado por los esfuerzos normales, σ_b , en la placa debidos al momento de flexión, cercanos a la columna en tensión.

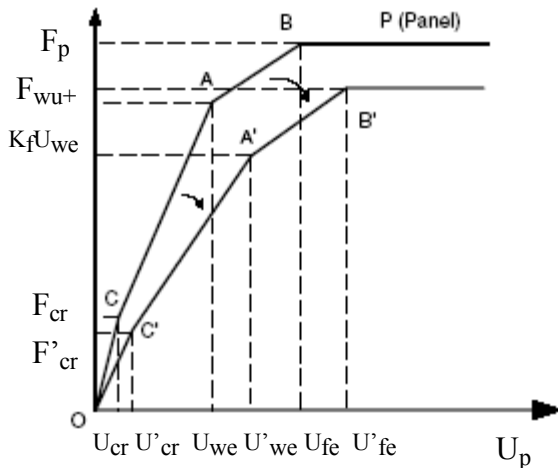


Fig. B3-10. Diagrama carga-desplazamiento modificado para resistencia por cortante de un panel (Kharrazi et al., 2004).

El estado total de esfuerzos en el panel se deberá a los esfuerzos por flexión y por cortante. Los esfuerzos por flexión, σ_b , se concentran en la zona en tensión de la placa cerca de la columna en tensión. Esta distribución de esfuerzos supuesta proporciona una frontera inferior para la resistencia de la placa del muro, con la condición de que el marco del muro tenga la suficiente capacidad para sostener las fuerzas normales de borde asociadas con el campo de tensión y las fuerzas axiales debidas a los momentos flexionantes.

El estado total de esfuerzos en la placa a la fluencia quedan definidos por (ver ecuaciones IB3. 4, B3. 5 y B3. 6) :

$$\sigma_{xx} = \sigma_b + \sigma_{ty} \text{sen}^2 \Theta \quad (\text{IB3. 35})$$

$$\sigma_{yy} = \sigma_{ty} \text{cos}^2 \Theta \quad (\text{IB3. 36})$$

$$\sigma_{xy} = \sigma_{yx} = \tau_{cr} + \frac{1}{2} \sigma_{ty} \text{sen}2\Theta \quad (\text{IB3. 37})$$

σ_b se calcula como (ecuación (B3. 24))

$$\sigma_b = \frac{M_b}{S_{eff}} \quad (\text{IB3. 38})$$

donde M_b es el momento flexionante aplicado en el estado último de fluencia de la placa del muro.

Usando el criterio de flujo de Von Mises, se sustituyen las ecuaciones (IB3. 35), (IB3. 36), (B3. 37) en (B3. 7), y considerando un τ_{cr} despreciable para placas delgadas, el valor modificado de σ_{ty} , σ_{ty}' , queda establecido por la siguiente ecuación (Kharrazi et al., 2004):

$$\sigma_{ty}' = \frac{1}{2} \left[-\sigma_b (3\text{sen}^2\Theta - 1) + \sqrt{\sigma_b^2 (3\text{sen}^2\Theta - 1)^2 - 4(\sigma_b^2 - \sigma_o^2)} \right] \quad (\text{IB3. 39})$$

La interacción flexión-cortante en el estado último de fluencia de la placa se incluye dividiendo ambos miembros de la ecuación anterior entre $\sigma_{ty} = \sigma_o$, lo que lleva a:

$$\frac{\sigma_{ty}'}{\sigma_o} = \frac{1}{2} \left[-\sigma_b (3\text{sen}^2\Theta - 1) + \sqrt{\sigma_b^2 (3\text{sen}^2\Theta - 1)^2 - 4(\sigma_b^2 - \sigma_o^2)} \right] \quad (\text{IB3. 40})$$

La resistencia a cortante del alma (placa del muro) ajustada se calcula sustituyendo en la ecuación (B3. 9) el esfuerzo al que ocurre la fluencia de la placa, σ_{ty} , por el modificado σ_{ty}' , lo que resulta:

$$F_{wu}' = \left(\tau_{cr} + \frac{1}{2} \sigma_{ty}' \text{sen}2\Theta \right) Lt \quad (\text{IB3. 41})$$

La resistencia total última del panel en el estado de fluencia de la placa del muro, F_{wv} , será:

$$F_{wv} = F_{wu}' + K_f U_{we} \quad (\text{IB3. 42})$$

El desplazamiento total ajustado, U_{we}' , correspondiente al límite elástico será (Kharrazi et al., 2004):

$$U_{we}' = U_{we} + \frac{M_b}{EI_{eff}} H^2 \quad (\text{IB3. 43})$$

donde M_b es el momento flexionante aplicado en el estado último de fluencia de la placa del muro.

Con F_{wv} y U_{we}' determinados se puede ubicar el punto de fluencia, A', del diagrama modificado carga-desplazamiento del panel (fig. B3-10). Faltando sólo por determinar el punto B'.

Para incluir la interacción del cortante de entrepiso y el momento global para el estado último del marco el muro, la ecuación de interacción flexión y cortante se basará principalmente en la interacción carga axial-momento en la sección de la columna, la cual usualmente se da como una función con el siguiente formato:

$$\frac{M_{fN}}{M_{fp}} = f\left(\frac{N}{N_p}\right) \quad (\text{IB3. 44})$$

La resistencia última a cortante de la sección del marco se modificará con base en la ecuación anterior. Además, se sabe que la resistencia última a cortante del marco se puede obtener con la ecuación (B3. 14), así, c el momento plástico último del marco se calcula con la ecuación (IB3. 28). Y dado que;

$$N_p = \sigma_o A_c \quad (\text{IB3. 45})$$

entonces el momento plástico se puede escribir como (Kharrazi et al., 2004):

$$M_p = N_p L \quad (\text{IB3. 46})$$

por lo que la ecuación (IB3. 44) se puede describir de la siguiente forma:

$$\frac{F_{fu-N}}{F_{fu}} = f\left(\frac{M}{M_p}\right) \quad (\text{IB3. 47})$$

Si las de las secciones de las columnas son I la ecuación (IB3. 44) será para el E. N. en el alma de la columna:

$$\frac{M_N}{M_p} = \left[1 - k_o \left(\frac{N}{N_p} \right)^2 \right] \quad (\text{IB3. 48})$$

y para el E. N. en el patín de la columna:

$$\frac{M_N}{M_p} = \left[\frac{k_o t_w}{b_c} \left(1 - \frac{N}{N_p} \right) \left(\frac{2b_f d_c}{A_c} - \left(1 - \frac{N}{N_p} \right) \right) \right] \quad (\text{IB3. 49})$$

donde d_c es el peralte de la columna; t_w el espesor del alma de la columna; b_c la distancia entre los bordes interiores de los patines de la columna; b_f el ancho del patín de la columna y $k_o = \frac{d_c t_w}{L}$.

Con las ecuaciones anteriores (IB3. 48, IB3. 49 y IB3. 47) se tendrá para el E. N. en el alma de la columna (Kharrazi et al., 2004):

$$\frac{F_{fu-N}}{F_{fu}} = \left[1 - k_o \left(\frac{M}{M_p} \right)^2 \right] \quad (\text{IB3. 50})$$

y para el E. N. en el patín de la columna:

$$\frac{F_{fu-N}}{F_{fu}} = \left[\frac{k_o t_w}{b_c} \left(1 - \frac{M}{M_p} \right) \left(\frac{2b_f d_c}{A_c} - \left(1 - \frac{M}{M_p} \right) \right) \right] \quad (\text{IB3. 51})$$

Sumando la resistencia a cortante modificada de la placa de acero del muro a la resistencia a cortante modificada del marco resulta en la resistencia última del panel, F_p :

$$F_p = F_{wu}' + F_{fu-N} \quad (\text{IB3. 52})$$

F_{wu}' y F_{fu-N} se calculan con las ecuaciones (IB3. 41) y (B3. 50) o (B3. 51), respectivamente. En concordancia con lo anterior, el desplazamiento total es modificado por el efecto del momento, lo que lleva a:

$$U_{fe}' = U_{fe} + \frac{M_p'}{EI_p} H^2 \quad (\text{IB3. 53})$$

donde M_p' es el momento en esta etapa, el cual no necesariamente es igual a la capacidad total de momento plástico.

Con esta información la curva carga-desplazamiento OCAB es ajustada a OC'A'B', como se muestra en la fig. B3-10. Para propósitos de diseño es importante calcular el punto A, pues es el punto de fluencia, mientras el punto B se usa para determinar la resistencia total a cortante. En la fig. B3-11 se muestra el diagrama de interacción flexión-cortante para un determinado muro esbelto de cortante de placa de acero sin atiesar con marcos rígidos (MECPASA-MR), el cual tiene una capacidad a cortante y a flexión F_p y M_p , respectivamente.

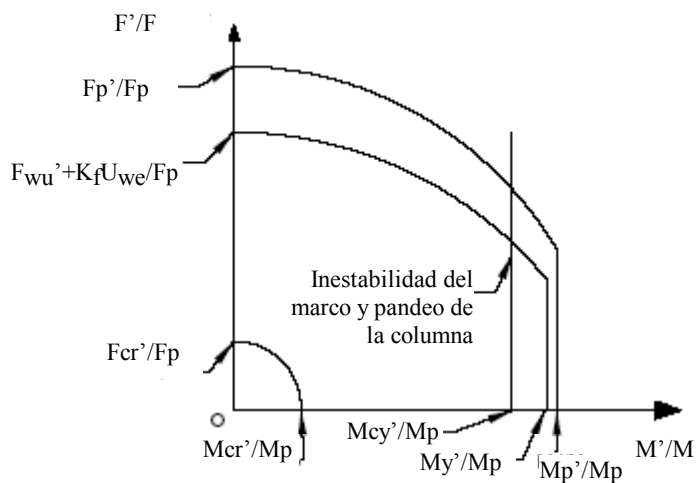


Fig. B3-11. Diagrama de interacción cortante-flexión modificado para un MECPASA-MR (Kharrazi et al., 2004).