



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

**DISEÑO SÍSMICO DE MARCOS DE ACERO CON CONEXIONES SEMI-
RÍGIDAS, BASADO EN ENERGÍA**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ARTURO LÓPEZ BARRAZA

TUTORES PRINCIPALES
DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. ALFREDO REYES SALAZAR, UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA
COMITÉ TUTOR
DR. LUIS ESTEVA MARABOTO, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. RODOLFO VALLES MATTOX, FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. JUNIO 2014

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

Secretario: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ

Vocal: DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

1^{er.} Suplente: DR. ALFREDO REYES SALAZAR

2^{do.} Suplente: DR. RODOLFO VALLES MATTOX

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTORES DE TESIS:

Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

Dr. Alfredo Reyes Salazar

DEDICATORIA

A mi madre, por ser un ejemplo de dedicación y valentía, y por su gran amor desinteresado. Gracias mamá Esther.

A mi esposa, por su paciencia y gran inteligencia para sobrellevar esta etapa que implicó periodos de mal humor. Gracias Elvia, eres grande.

Para mis hijos Viridiana, Arturo y G. Esther. Son la razón principal para continuar esta lucha sin fin por la superación.

A Diego, mi primer nieto. Llegó ya iniciada esta etapa de mi vida y de inmediato se convirtió en el faro que me iluminó el camino hasta alcanzar esta meta.

AGRADECIMIENTOS

A mis tutores **Dra. Sonia E. Ruiz Gómez** y el **Dr. Alfredo Reyes Salazar** por su apoyo, sus consejos, su paciencia, por compartir sus conocimientos y sobre todo por brindarme su amistad.

A mis sinodales **Dr. Luis Esteva Maraboto**, **Dr. José Alberto Escobar Sánchez** y **Dr. Rodolfo Valles Mattox**, por sus valiosos comentarios que enriquecieron este trabajo de tesis.

A mis compañeros profesores en la Facultad de Ingeniería de la UAS, **Dr. Edén Bojórquez Mora**, **Dra. Juana Luz Rivera** y al **M.I. Luis Federico Sainz López** por compartir su valioso tiempo y conocimientos.

A mis jóvenes compañeros del Instituto de Ingeniería **Juan Bojórquez Mora**, **José Francisco Lizárraga** y **Dante Tolentino**, por su amistad y apoyo.

A la **Secretaría de Educación Pública** que a través de **PROMEP** apoyó económicamente la realización de este trabajo.

A la **Universidad Autónoma de Sinaloa**, mi *alma mater*, por concederme el permiso y apoyo económico para realizar mis estudios de doctorado.

“sursum versus”

A la **DGAPA** de la **Universidad Nacional Autónoma de México** su apoyo a través del Programa de Apoyo a Proyectos de Investigación e Innovación Tecnológica (**PAPIIT**).

Al **Instituto de Ingeniería de la UNAM**, por permitirme usar sus instalaciones para desarrollar buena parte de este trabajo.

A la **Universidad Nacional Autónoma de México**, por brindarme la oportunidad de formarme como investigador.

“por mi raza hablará el espíritu”

RESUMEN

Se propone un método de diseño sísmico basado en energía para marcos de acero postensados con conexiones semi-rígidas y disipadores histeréticos. El método toma en cuenta los aspectos particulares que contribuyen al mejor desempeño de este tipo de estructuras. Para lograr aplicarlo, fue necesario construir nuevas ecuaciones para calcular capacidad y demanda de energía histerética, distorsiones de entrepiso, rotación de las conexiones, y demandas de ductilidad entre otros parámetros de respuesta. Los resultados muestran que el desempeño de este tipo de marcos postensados es superior al de los marcos convencionales con conexiones soldadas. Al comparar el desempeño de los dos tipos de estructura, se observa en los marcos postensados una importante reducción en las demandas de distorsión de entrepiso, en la distorsión residual, en el cortante basal y en las fuerzas y momentos flexionantes en las barras. Adicionalmente se observa que las vigas no disipan energía histerética. La distribución en la altura de la energía en las conexiones es, básicamente del tipo lognormal. Las demandas máximas de energía se presentan entre 0.25 y 0.5 de la altura. En los pisos superiores la participación de las conexiones crece cuando se incrementa la demanda de intensidad sísmica. Se observa también que únicamente las columnas del primer entrepiso disipan energía y solo cuando están empotradas en su base.

ABSTRACT

A method of seismic design based on energy for steel frames with post-tensioned semi-rigid connections and hysteretic dissipaters is proposed. The method takes into account the particular aspects that contribute to the improved performance of this type of structures. To apply it, it was necessary to develop new equations to calculate capacity and demand of energy hysteretic, interstory drifts, rotations of the connections, and ductility demands in addition to other response parameters. The results show that the performance of this type of frames is superior to that of the conventional frames with welded connections. While comparing the performance of these two types of structure, a significant reduction in the demands of interstory drifts, residual drifts, in the basal shear, and forces and bending moments in bars of the post-tensioned frames is observed. Additionally, it is observed that the beams do not dissipate energy hysteretic. The distribution of the height of the energy in the connections is basically lognormal type. The maximum demands occurs 0.25 and 0.5 of height. The participation of the connections of the upper floor increase when the demand of seismic intensity increases. Only the columns of the base dissipate energy and this is only when they are fixed.

RESUMEN

ABSTRACT

INDICE

Página

INTRODUCCIÓN	1
1 JUSTIFICACIÓN, OBJETIVOS Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	3
1.1 JUSTIFICACIÓN.....	3
1.2 OBJETIVOS.....	4
1.3 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	4
2 ANTECEDENTES.....	6
2.1 INVESTIGACIONES PREVIAS SOBRE CONEXIONES SEMI-RÍGIDAS POSTENSADAS.....	6
2.2 COMPORTAMIENTO BÁSICO.....	7
2.3 CONEXIONES EN MARCOS DE ACERO POSTENSADOS CON CABLES DE ACERO Y ÁNGULOS SUPERIOR Y DE ASIENTO ATORNILLADOS.....	10
3 ENERGÍA HISTERÉTICA EN CONEXIONES SEMI-RIGIDAS POSTENSADAS	13
3.1 INTRODUCCIÓN.....	13
3.2 ESTUDIOS EXPERIMENTALES	14
3.2.1 Especímenes de prueba	14
3.2.2 Instrumentación.....	15
3.2.3 Secuencia de carga	16
3.2.4 Ductilidad.....	17
3.2.5 Patrones de falla y ciclos histeréticos.....	18
3.2.6 Rigidez de los ángulos	19
3.2.7 Fatiga en los ángulos	20
3.2.8 Capacidad de energía histerética de los ángulos	21
3.3 MODELO ANALÍTICO PARA LA RIGIDEZ INICIAL	23
3.4 MODELO HISTERÉTICO FUERZA-DESPLAZAMIENTO	26
3.5 MODELO HISTERÉTICO MOMENTO-ROTACIÓN RELATIVA.....	28
3.5.1 Modelo estructural de la conexión	28
3.5.2 Contribución de los tendones de postensado.	29

3.5.3	Contribución de los ángulos.....	31
3.5.4	Modelo combinado de ángulos más tendones.....	32
3.5.5	Comparación con resultados experimentales	33
3.6	CAPACIDAD DE E_H EN ELEMENTOS DE ACERO CON SECCIÓN W	34
4	ENERGÍA HISTERÉTICA EN MARCOS SEMI-RIGIDOS POSTENSADOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA (MPDE)	36
4.1	INTRODUCCIÓN.....	36
4.2	MODELOS ESTRUCTURALES	36
4.3	REGISTROS SISMICOS	39
4.4	ENERGÍA HISTERÉTICA EN LOS MPDE.....	40
4.5	PARTICIPACIÓN DE LAS CONEXIONES EN LA DISIPACIÓN DE E_H	44
4.6	FACTORES DE DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA HISTERÉTICA (FD_{EH}).....	45
4.6.1	Procedimiento para calcular FD_{EH}	45
4.6.2	Ecuación para los FD_{EH}	47
5	DISTORSIONES Y DEMANDAS DE DUCTILIDAD EN MPDE	50
5.1	INTRODUCCIÓN.....	50
5.2	DISTORSIÓN DE ENTREPISO	51
5.3	DISTORSION GLOBAL	55
5.4	DISTORSIÓN RESIDUAL.....	55
5.5	ROTACIÓN EN LAS CONEXIONES DE LOS MPDE	58
5.6	DUCTILIDAD	58
5.7	COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO DE MPDE vs. MRM	59
6	FACTORES DE TRANSFORMACIÓN (MODIFICACIÓN) ENTRE LA E_H DEL MPDE Y SU SISTEMA EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD	60
6.1	INTRODUCCIÓN.....	60
6.2	MODELO DEL SUGLE	60
6.3	ALGORITMO PARA OBTENER LA RESPUESTA DEL SUGLE CON CONEXIONES PTDE 64	
6.4	FACTORES DE TRANSFORMACIÓN DE E_H	65
6.5	ESPECTROS DE ENERGIA HISTERÉTICA	68
6.6	SECUENCIA DEL CÁLCULO DE E_H DE UN MPDE A PARTIR DEL SUGLE	70
7	MÉTODO DISEÑO SÍSMICO DE MPDE BASADO EN ENERGÍA	71

7.1	INTRODUCCIÓN.....	71
7.2	MÉTODO DE DISEÑO.....	72
7.3	EJEMPLO DE APLICACIÓN.....	75
7.4	COMPARACIÓN CON EL DISEÑO CONVENCIONAL.....	81
	CONCLUSIONES	85
	Referencias.....	88

APÉNDICES

APÉNDICE A. **López-Barraza A.**, Ruiz S. E., Reyes-Salazar A. and Bojórquez, E., “Experimental hysteretic model of angle connections for self-centering steel frames”, *Steel and Composite Structures, An International Journal* (en revisión).

APÉNDICE B. **López-Barraza A.**, Bojórquez E., Ruiz S. E. and Reyes-Salazar A. "Reduction of Maximum and Residual Drifts on Post tensioned Steel Frames with Semirigid Connections," *Advances in Materials Science and Engineering*, vol. 2013, Article ID 192484, 11 pages,. <http://dx.doi.org/10.1155/2013/192484>. Hindawi Publishing Corporation

APÉNDICE C. **López-Barraza A.**, Ruiz S. E., Reyes Salazar A. And Bojórquez E. “Demands and distribution of hysteretic energy in moment resistant self-centering steel frames”, *Journal Steel & Composite Structures* (en revisión).

INTRODUCCIÓN

Los marcos de acero postensados con conexiones semi-rígidas y disipadores de energía (MPDE), son sistemas estructurales propuestos en años recientes como una alternativa adecuada a los marcos resistentes a momento con conexiones soldadas (MRM) en zonas sísmicas (Ricles et al., 2001, 2002, 2010; Christopoulos et al., 2002, 2003; Christopoulos y Filiatrault, 2002, 2003; Garlock et al., 2005, 2007; Rojas et al., 2005). Las conexiones se diseñan para prevenir fracturas frágiles en la zona de los nudos lo que lo que puede ocasionar una fuerte reducción en la ductilidad, como ocurrió en muchos casos durante el sismo de Northridge en 1994.

El comportamiento del sistema MPDE es no lineal debido a la manera en que se deforma, la unión viga-columna permanece “cerrada” bajo condiciones de servicio y se “abre” bajo la acción de un sismo fuerte. La disipación de energía es a través de elementos colocados para tal propósito, usualmente llamados sistema disipador de energía (DE). El mecanismo de disipación puede ser por deformaciones inelásticas, o por fricción. De esta manera se previene el daño en las vigas y columnas concentrándolo en los elementos DE. La capacidad de auto-centrado es provista por el sistema de postensado (PT) construido con cables o barras de acero de alta resistencia, los cuales se tensan en el intervalo elástico. Durante sismos severos, debido a que se abren las conexiones, la longitud de los tendones se incrementa, en consecuencia, la acción elástica tiende a restablecer su longitud original, “cerrando” la conexión después de la acción sísmica.

En la Fig. 1 se muestra un ensamblaje típico de un marco de acero postensado. Se pueden identificar los elementos de postensado así como los elementos disipadores de energía que en este caso son ángulos atornillados, con los que se logra la conexión viga-columna.

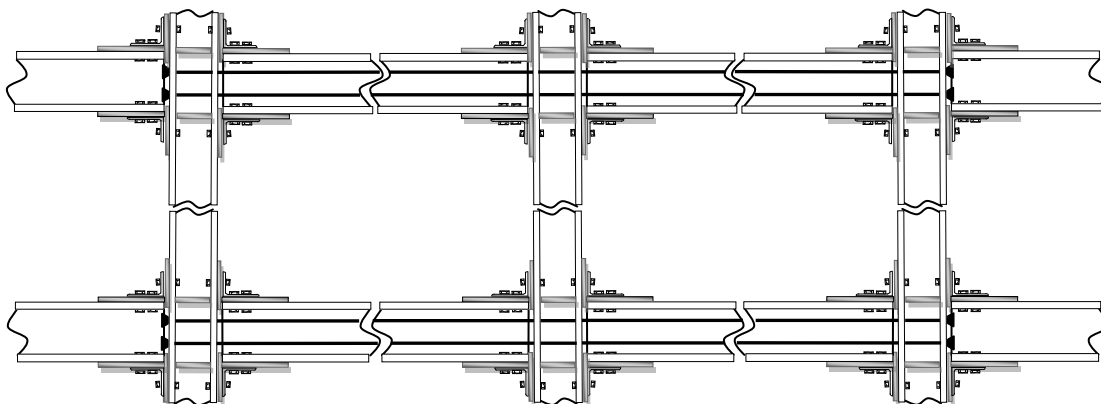


Fig. 1 Esquema de una estructura postensada con conexiones semi-rígidas

Como resultado de lo anterior, cuando se tiene un MPDE adecuadamente diseñado, este puede soportar sismos severos, ya sea sin daño, o con poco daño acumulado en los elementos de la estructura principal, con desplazamientos de entrepiso reducidos, y sin desplazamientos residuales. Es importante considerar los desplazamientos residuales en el desempeño sísmico de la estructura. En MRM con conexiones soldadas se esperan grandes deformaciones residuales después de un sismo fuerte, lo que puede ocasionar una respuesta estructural no deseada durante sismos subsecuentes incluyendo la posibilidad de colapso parcial o total. Pueden además, incrementarse los costos de reparación o reemplazo de elementos no estructurales, debido a las deformaciones permanentes.

Las principales ventajas que ofrecen los MPDE se resumen a continuación (Ricles et al. (2001):

- No se requiere soldadura de campo, por tanto se previene la posibilidad de fractura frágil.
- Son suficientes los materiales y habilidades convencionales para ensamblar las conexiones, a diferencia de las conexiones soldadas que requieren cuidado especial.
- La rigidez inicial de la conexión es similar a la de la conexión soldada.
- Los elementos estructurales principales, vigas y columnas, permanecen esencialmente elásticos.
- El daño se concentra en dispositivos localizados en la conexión, los cuales son diseñados para disipar la energía.
- Las conexiones se auto-centran sin deformaciones residuales, de modo que se espera que no tengan desplazamientos laterales permanentes, si se previene que no ocurran deformaciones residuales significativas en la base de las columnas.
- Los dispositivos dañados (elementos disipadores que sufren grandes deformaciones inelásticas) son fácilmente reemplazables, de manera que el desempeño de la estructura en futuros sismos severos será prácticamente el mismo que el inicial, habiendo sustituido previamente los dispositivos dañados. Lo anterior implica un bajo costo en la reparación.

1 JUSTIFICACIÓN, OBJETIVOS Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

1.1 JUSTIFICACIÓN

La distorsión máxima de entrepiso (γ) es uno de los principales parámetros utilizados por los códigos de diseño para medir el desempeño sísmico de las estructuras; sin embargo, en dicho parámetro no se contempla de manera explícita el efecto que tiene la acumulación del daño estructural. Dicha acumulación puede ser muy importante en estructuras sometidas a sismos de larga duración, como los que ocurren en el valle de México y cuando el periodo de vibración es cercano al periodo dominante del suelo (Terán-Gilmore, 2001; Bojórquez y Ruiz, 2004). Algunos investigadores promueven la actualización del diseño sísmico aplicando una metodología de diseño que contemple el efecto acumulativo de las demandas de deformación plástica, y con ello el efecto que tiene el tiempo de duración del movimiento sobre las estructuras (Akiyama, 1985; Cosenza y Manfredi, 1996; Terán-Gilmore, 1996). Una forma de considerar el daño acumulado de manera explícita, es a través de conceptos de energía sísmica. Los métodos basados en conceptos de energía consisten en suministrar a la estructura una capacidad de energía superior o igual a la energía que le demandan los sismos (Uang y Bertero, 1990). Se han desarrollado metodologías de diseño sísmico que se basan exclusivamente en el uso de la energía histerética disipada (E_H) (Akbas et al., 2001; Choi y Kim, 2006), y se han propuesto indicadores de daño en función exclusivamente de la E_H (Bojórquez et al., 2010), ya que está íntimamente relacionada con el daño estructural.

Al inicio de este proyecto de investigación, se hizo un estudio comparativo del desempeño de marcos de acero con conexiones rígidas (soldadas) y sus equivalentes semi-rígidos postensados con disipadores histeréticos, en términos de γ y de distorsión de entrepiso residual (γ_R) (López-Barraza et al., 2013). En ambos tipos de marcos, se realizaron análisis dinámicos incrementales no lineales, se consideraron marcos de 4, 6, 8, 10 y 14 niveles, sometidos a la acción de 30 sismos de banda angosta y larga duración, escalados con intensidades sísmicas crecientes en términos de $S_a(T_1)$, iniciando en 0.1g hasta 2.0g con incrementos de 0.1g. Los registros sísmicos corresponden a suelo blando de la Ciudad de México (Zona IIIb). Los resultados numéricos indican, que en todos los casos las distorsiones máximas son menores en los marcos postensados que su equivalente con conexiones soldadas, esta reducción es de 47% en promedio. Lo mismo sucede con γ_R , donde la reducción es de 51%. También se observó que en todos los casos de MPDE, las γ_R son menores a 0.5%, el cual es el límite para garantizar el confort de los ocupantes del edificio y que sea viable la reparación en términos de costo (McCormick, 2008). Por estas razones, los resultados sugieren que los MPDE son más eficientes para controlar el desempeño sísmico en términos de γ y γ_R . Esto es válido para marcos con diferentes alturas y diferentes intensidades sísmicas. Es importante enfatizar que la reducción de los máximas γ implica menos daño estructural. De igual forma, la reducción de γ_R influye en la

reducción de los costos de reparación y en la posibilidad de evitar la interrupción del funcionamiento del edificio.

1.2 OBJETIVOS

El objetivo principal de la presente tesis es proponer un método de diseño sísmico de MPDE, basado en conceptos de energía. Para ello se alcanzan metas particulares que a continuación se refieren:

- Hacer ver las ventajas en el desempeño sísmico de los MPDE respecto a los marcos de acero tradicionales.
- Proponer un modelo histerético de las conexiones de los MPDE, que permita calcular con precisión la energía histerética disipada.
- Implementar el modelo histerético propuesto en un programa especializado de análisis sísmico (RUAUMOKO).
- Proponer una ecuación para calcular la distorsión de entrepiso en MPDE en función de la demanda sísmica y el periodo fundamental.
- Proponer una ecuación para calcular el desplazamiento de azotea en función de la distorsión máxima del MPDE.
- Proponer una ecuación para calcular la rotación relativa en las conexiones en función de la distorsión de entrepiso del MPDE.
- Proponer una ecuación para calcular la rigidez inicial y de post-fluencia de los ángulos de la conexión.
- Proponer una ecuación para calcular la capacidad de E_H de las conexiones del MPDE.
- Construir modelos de un grado de libertad equivalentes a los MPDE, para calcular la E_H de manera más sencilla.
- Construir espectros de energía histerética.
- Con base en lo anterior, proponer y aplicar un método de diseño sísmico de MPDE.
- Comparar un diseño realizado aplicando el método propuesto con el mismo diseño usando el método convencional.

1.3 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

Este trabajo está organizado en 7 capítulos. Primero se presenta una breve introducción, donde se resalta la importancia de los marcos postensados de acero con disipadores de energía, como una opción viable para ser usados en zonas sísmicas.

Capítulo 1. Se presentan aquí argumentos que justifican la conveniencia de proponer un método de diseño sísmico basado en energía. Además, se presentan resultados de un

estudio comparativo del desempeño sísmico en términos de distorsiones máximas y distorsiones residuales, entre marcos de acero tradicionales y marcos de acero postensados con disipadores hysteréticos. Posteriormente se describen los objetivos principales de la presente investigación.

Capítulo 2. Se indican investigaciones previas realizadas con varios tipos de conexiones postensadas con disipadores de energía hysteréticos o por fricción. Se muestra de manera detallada el comportamiento básico de conexiones con disipadores hysteréticos en general. Se presentan detalles de la geometría y comportamiento hysterético de conexiones con ángulos atornillados en los patines de la viga, que funcionan como disipadores hysteréticos y cables de alta resistencia para el postensado.

Capítulo 3. Se presentan los resultados de un estudio experimental, a partir del cual se propusieron ecuaciones para calcular la capacidad de energía hysterética de la conexión, la rigideces inicial y de post-fluencia, nuevos modelos hysteréticos fuerza-desplazamiento y momento-rotación relativa en las conexiones. Estos modelos se compararon con otros resultados experimentales encontrados en la literatura.

Capítulo 4. Se estudian aquí, mediante análisis paso a paso no lineal, las demandas de energía hysterética y las distorsiones en marcos postensados con distintos periodos fundamentales sujetos a la acción de 30 sismos, escalados en términos de pseudo-aceleración. Se obtienen ecuaciones para calcular tanto el factor de participación de las conexiones como los factores de distribución de energía hysterética en la altura.

Capítulo 5. Se proponen ecuaciones para calcular la distorsión máxima en función del periodo fundamental y la intensidad sísmica, la demanda de distorsión en todos los entrepisos en términos de la distorsión máxima, la distorsión residual en términos de la distorsión de entrepiso y la rotación relativa de la conexión en términos de la distorsión de entrepiso.

Capítulo 6. En este capítulo se plantea utilizar un modelo de un grado de libertad equivalente, con el propósito de facilitar el cálculo de la energía hysterética en los marcos postensados. Se calculan factores de modificación para determinar la energía hysterética en el marco postensado a partir de la energía calculada en el sistema de un grado de libertad. Además, se construye un espectro de energía en términos del periodo fundamental y la intensidad sísmica.

Capítulo 7. Se propone una metodología basada en energía para diseñar marcos de acero postensados con disipadores hysteréticos. Se diseña un marco postensado y se compara con su equivalente con conexiones soldadas diseñado, con el reglamento del Distrito Federal.

Se comentan las conclusiones obtenidas de esta investigación.

2 ANTECEDENTES

2.1 INVESTIGACIONES PREVIAS SOBRE CONEXIONES SEMI-RÍGIDAS POSTENSADAS

La primera aproximación hacia una conexión postensada fue propuesta por Pristley y Tao (1993) en marcos de concreto pretensado, los tendones fueron concebidos como parcialmente restringidos de tal manera que su alargamiento se produjo principalmente en la unión, cuidando que permanezcan en el rango elástico. Tal solución conduce a las conexiones que se caracterizan por un comportamiento cíclico elástico bi-lineal, con capacidad de auto-centrado pero no disipan energía. Posteriormente, Stanton et al (1997) mejoraron este sistema adicionándole barras de acero dúctil en la parte superior e inferior de las vigas, destinadas a disipar energía por deformación. Esta solución representa a las primeras conexiones postensadas con disipadores de energía (CPDE), de comportamiento cíclico en forma de bandera. Se desarrollaron estudios experimentales en el NIST (National Institute of Standard and Technology) y en el PRESSS (PREcast Seismic Structural Systems) (Nakani et al, 1999).

En el ámbito de los edificios de acero, para facilitar un comportamiento dúctil de la estructura, se diseñan con el criterio de columna fuerte viga débil, el desempeño esperado consiste en la formación de mecanismos estables a través de la formación articulaciones plásticas en las vigas, en la zona del panel o una combinación de ambas. Desafortunadamente para lograr lo anterior son necesarios requisitos especiales que incrementan los costos de fabricación de los marcos de acero. Ricles et al. (2001, 2002) y Garlock et al. (2005) han estudiado CPDE en marcos de acero. En este sistema de conexión el postensado es a base de cables de alta resistencia, colocados de manera simétrica, paralelos al eje de la viga y unidos a los extremos del marco. Los elementos que disipan energía por deformación son ángulos atornillados a la columna y a los patines superior e inferior de la viga. Para estudiar este tipo de conexión Ricles et al. (2001) desarrollaron pruebas experimentales con un ensamble de vigas y columna en forma de cruz, comprobando la efectividad de la conexión. También encontraron que: a) son necesarias placas de refuerzo en los patines de la viga y columna para prevenir deformaciones inelásticas, b) que el tamaño y geometría de los ángulos tiene influencia en la capacidad de momento y disipación de energía de la conexión, y c) que los cables deben permanecer elásticos para garantizar la capacidad de auto-centrado y la de soportar nuevas cargas en la estructura.

Los estudios desarrollados por Garlock et al. (2005) son una extensión del trabajo de Ricles et al. (2002), enfocándose en diferentes parámetros como son: el efecto de la magnitud inicial del postensado, la influencia de placas de sujeción en los tornillos (“washer plates”) en la rigidez, resistencia, capacidad de disipar energía y resistencia al bajo ciclaje. Garlock et al. (2005) observaron que la rigidez inicial permanece constante en ciclos subsecuentes,

y que la rigidez de post-fluencia se reduce significativamente pero no es igual a cero. Apreciaron un significativo endurecimiento por la geometría y el material. También observaron que valores grandes de tensado inicial incrementan la capacidad de momento, pero al mismo tiempo, puede llevar al fenómeno de pandeo de la viga, con la consecuente pérdida de fuerza de postensado; este fenómeno puede ser evitado colocando largas placas de refuerzo o con un tensado inicial pequeño. La fluencia de los tendones puede prevenirse usando un mayor número de tendones con lo cual se consiguen grandes momentos resistentes y una mayor ductilidad.

Un sistema similar fue propuesto por Christopoulos et al. (2002), usa barras de alta resistencia como elementos de postensado y los elementos disipadores consisten en barras confinadas en cilindros de acero, que son soldadas a los patines de la viga y a la placa de continuidad de la columna. Sistemas a base de cables y dispositivos de fricción con distintos arreglos han sido propuestos Rojas et al. (2005), Wolski et al (2006) y Tsai et al. (2007). Chou et al. (2006) propusieron una conexión viga-columna que consiste en cables de alta resistencia para el postensado y una reducción en la sección de los patines de la viga que funciona como disipador de energía.

2.2 COMPORTAMIENTO BÁSICO

Los ciclos histeréticos de las conexiones MPDE tienen la típica forma de una bandera (Fig. 2.1) la cual caracteriza la no linealidad, capacidad de auto centrado y capacidad de disipación de energía.

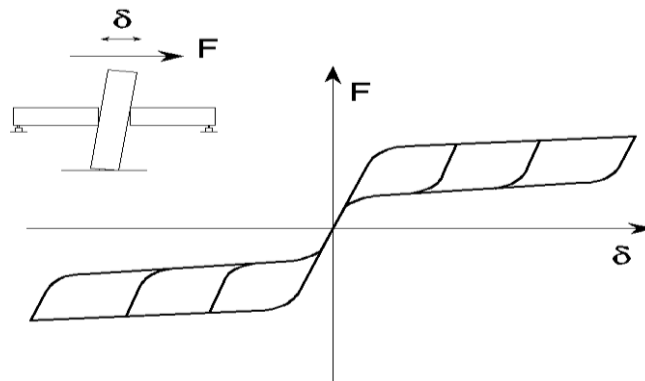


Fig. 2.1 Comportamiento histerético típico en la conexión MPDE

En marcos MPDE, la transmisión de fuerzas internas se garantiza por la acción del postensado, el cual genera una distribución de esfuerzos de compresión en la superficie de contacto entre la viga y la columna (Fig. 2.2). La fuerza cortante se transmite por la fricción entre la viga y la columna debido a los esfuerzos normales de contacto. La presencia del

ángulo superior y el de asiento o de cualquier otro dispositivo que contribuyan a resistir cortante, se considera como redundante.

Después de la aplicación de la fuerza PT el contacto entre la viga y la columna es completo (Fig. 2.2) y el nudo se comporta como un nudo rígido. En un inicio, la transmisión de momento y cortante se da sin rotación relativa. El valor de la fuerza resultante en los elementos PT es F_{PTi} y los dispositivos disipadores de energía (DE) no están deformados.

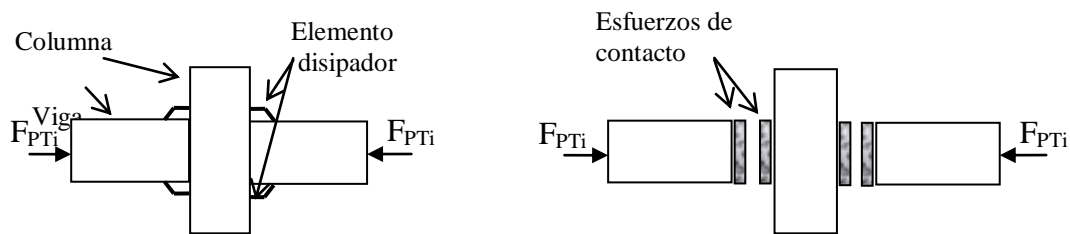


Fig. 2.2 Conexión viga-columna con MPDE, ensamblaje completo y diagrama de cuerpo libre

Cuando el momento se incrementa, los esfuerzos de contacto en la zona de compresión en la interface viga-columna se incrementan, mientras que los esfuerzos en la zona de tensión disminuyen, hasta hacerse igual a cero (Fig. 2.3). El correspondiente valor del momento es denominado momento de descompresión (M_d). En este estado el contacto entre la viga y la columna es todavía completo y el comportamiento de la conexión es lineal, la fuerza en los PT es aun F_{PTi} , ya que no han sufrido elongación adicional.

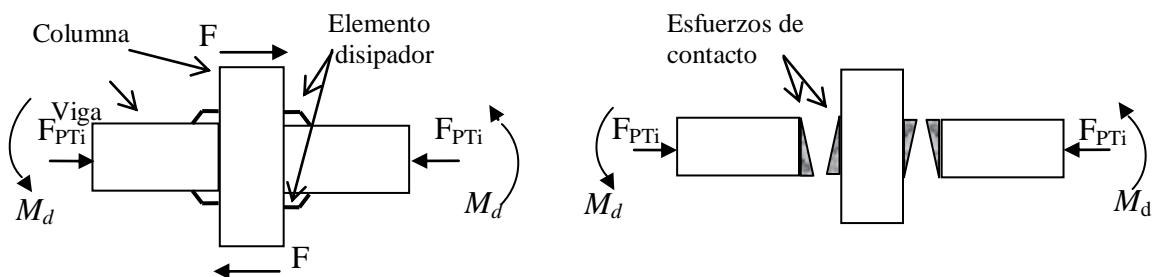


Fig. 2.3 Conexión viga-columna con MPDE en descompresión: ensamblaje completo y diagrama de cuerpo libre.

Para valores grandes de momento flexionante, la conexión se abre, esto causa una reducción significativa en el área de compresión de la viga provocando que se incrementen los esfuerzos (Fig. 2.4). Al abrirse la conexión ocurren dos fenómenos:

- Los elementos PT se alargan en el rango elástico, la correspondiente fuerza (F_{PT}) se incrementa, la acción elástica tiende a regresar la conexión a su configuración inicial.
- Se deforman los DE, se disipa energía y el posible daño es confinado en los elementos DE.

Cuando la conexión se abre, su comportamiento es no lineal. El comportamiento de vigas, columnas y elementos PT es lineal. La fuente principal de la no linealidad es el cambio en las condiciones de restricción en la interface viga-columna y las deformaciones inelásticas de los elementos DE.

Después de la abertura de la conexión, su rigidez depende esencialmente de la rigidez elástica de los elementos PT y de la rigidez pre- o post-elástica de los dispositivos DE, dependiendo de la demanda de deformaciones.

El sistema de PT debe ser diseñado para garantizar el contacto total en la interface viga-columna bajo condiciones de servicio, además de proporcionar la resistencia a la fricción suficiente para resistir el cortante. Debe permanecer en el rango elástico en el caso de sismos fuertes, ya que de ocurrir la ruptura, se pierde la capacidad de auto centrado del sistema, y peor aún, la estructura puede colapsar al perder la capacidad de transmitir el cortante producido por las cargas gravitacionales.

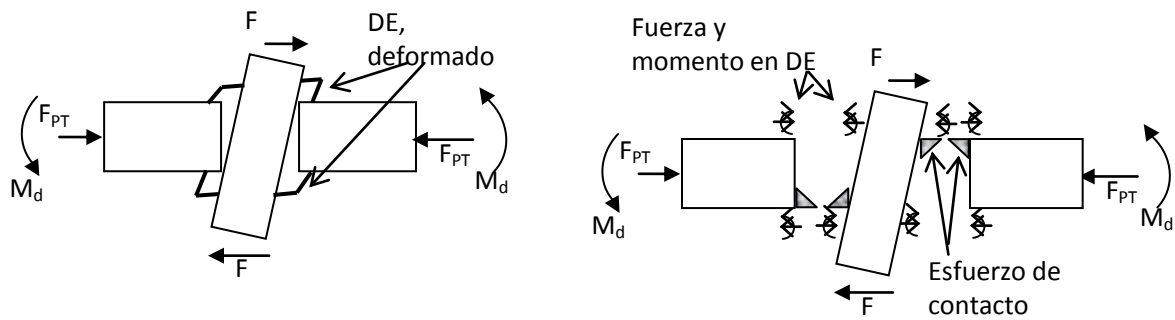


Fig. 2.4 Conexión viga-columna con MPDE después que se abre: ensamblaje completo y diagrama de cuerpo libre

2.3 CONEXIONES EN MARCOS DE ACERO POSTENSADOS CON CABLES DE ACERO Y ÁNGULOS SUPERIOR Y DE ASIENTO ATORNILLADOS

Se han estudiado las conexiones viga-columna en MPDE, en las cuales el sistema PT se basa en una serie de tendones de acero de alta resistencia, mientras que el sistema DE está compuesto por ángulos atornillados tanto en la parte superior como el de asiento de la viga (Ricles et al. 2001 y 20002b, Garlock et al 2005), En la Fig. 2.5 se muestran ejemplos de un arreglo típico para un nudo exterior y uno interior. El mecanismo de disipación de energía actúa cuando la conexión se abre. Este consiste en la formación de tres articulaciones plásticas cilíndricas en cada ángulo: una junto a la cabeza del tornillo que lo une a la columna y las otras localizadas en cada filete del ángulo (ver Fig. 2.6).

Además de disipar energía (que es su función principal), los ángulos son útiles durante la fase de construcción. Proporcionan capacidad para soportar cargas verticales antes del postensado. Aunque las conexiones del MPDE se diseñaron para soportar fuerzas cortantes solo por fricción en la interface viga-columna, adicionalmente los ángulos pueden actuar como sistema redundante para soportar cortante, lo cual podría prevenir el colapso estructural debido a cargas verticales en el caso no deseado que se fracturen los tendones.

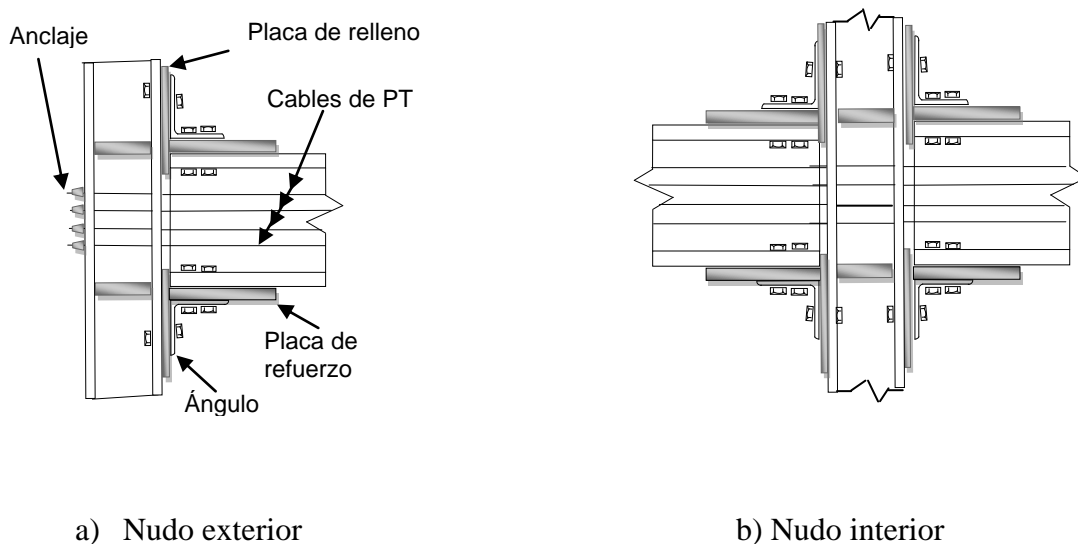


Fig. 2.5. Conexiones con ángulos y postensado

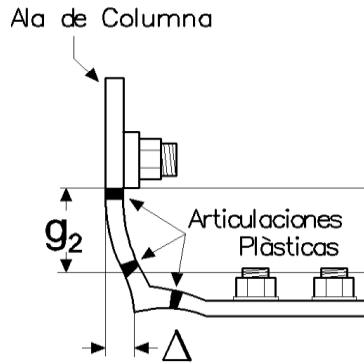


Fig. 2.6 Articulaciones plásticas en el ángulo

La conexión ha sido estudiada tanto experimental como numéricamente. Los experimentos han sido enfocados a determinar la influencia que sobre el comportamiento de la conexión tienen el tipo de ángulo, la presencia de placas de relleno, placas de refuerzo en los patines de la viga, número de tendones y la fuerza de postensado. Los experimentos han evidenciado que las placas de relleno y de refuerzo son necesarias para el control de deformaciones inelásticas en las vigas, que el tamaño y geometría de los ángulos tienen influencia en el momento resistente de la conexión y la capacidad de disipar energía, y que los tendones deben ser diseñados para permanecer en el rango elástico, para asegurar la capacidad de autocentrado y la de soportar las cargas.

En pruebas experimentales desarrolladas por Ricles et al. (2002b) y Garlock et al. (2003 y 2005) con conexiones postensadas y DE a base de ángulos atornillados, se estudió el efecto que tienen en el desempeño de la conexión el tamaño del ángulo, las placas de relleno, la longitud de las placas de refuerzo en los patines en la viga, el número de tendones y la fuerza de tensado inicial. Las pruebas evidenciaron los siguientes resultados importantes: la rigidez inicial permanece constante para los ciclos subsecuentes. El mecanismo de fluencia es consistente con la formación de las tres articulaciones plásticas en los ángulos. La rigidez de post-fluencia es sensiblemente menor que la elástica, pero no es igual a cero, mostrando un significativo endurecimiento por deformación asociado al material y la geometría. Valores grandes del postensado inicial incrementan la capacidad de la conexión para soportar grandes momentos flexionantes, pero al mismo tiempo, puede llevar a la condición no deseada de pandeo en los patines de la viga, con la consecuente reducción de la fuerza de postensado. El pandeo puede ser prevenido usando placas de refuerzo y/o usando pequeñas fuerzas de postensado inicial. La fluencia de los tendones puede evitarse usando un mayor número de tendones, lo que permite alcanzar momentos elevados en la conexión y mayor ductilidad.

El comportamiento a flexión de la conexión PT es caracterizado por la abertura y cerrado en la interface viga-columna bajo carga cíclica. La relación teórica se muestra esquemáticamente en la Fig. 2.7, donde θ_r es la rotación relativa que se desarrolla entre la

viga y la columna. Al aplicar el momento flexionante M de manera creciente se observa que la rigidez inicial de la conexión es la misma que la de la conexión soldada. θ_r es cero hasta que la conexión se abre. El momento que abre la conexión es llamado *momento de descompresión* (M_d) (punto 1 en la Fig. 2.7). Después de la abertura, la rigidez de la conexión es asociada con la rigidez de los ángulos y de los tendones de postensado. Al incrementarse M , los ángulos inician la fluencia (punto 2), después se forman las articulaciones plásticas en los ángulos (punto 3) y por último si se sigue incrementando M , eventualmente los tendones fluyen (punto 5). La relación $M-\theta_r$ es casi lineal entre los puntos 3 y 5, la rigidez es asociada a la rigidez elástica de los tendones y al endurecimiento por deformación de los ángulos. Si la descarga ocurre en el punto 4, los ángulos disiparán energía entre los puntos 4 y 8 hasta que se cierra la conexión (en el punto 8 θ_r es igual a cero). La fluencia en el proceso de descarga inicia en el punto 6 y es necesaria para el cierre de la conexión. Al aplicar el momento creciente en sentido contrario, resulta un comportamiento similar en dirección opuesta como se muestra en la Fig. 2.7.

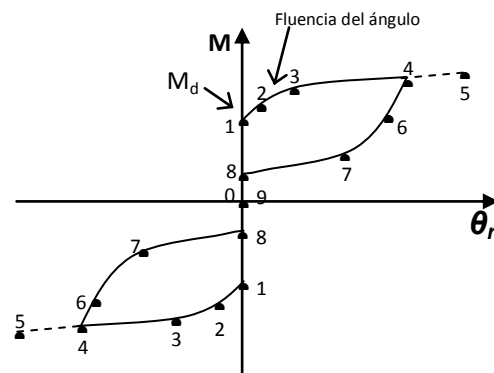


Fig. 2.7 Comportamiento cíclico momento-rotación de conexión postensada

3 ENERGÍA HISTERÉTICA EN CONEXIONES SEMI-RIGIDAS POSTENSADAS

3.1 INTRODUCCIÓN

El análisis riguroso de los MPDE es más complejo que el de los marcos con conexiones consideradas rígidas o articuladas. Es difícil capturar el comportamiento de las conexiones atornilladas por la gran cantidad de componentes que la forman y que influyen en su desempeño como son: ángulos o placas que se atornillan, la existencia o no de placas de refuerzo, el tamaño, resistencia, apriete y posición (gramil) de los tornillos. Adicionalmente, es necesario determinar la influencia y contribución de los elementos del postensado.

La presencia de la conexión semi-rígida ha sido abordada principalmente de dos maneras; la primera, considera la conexión como una sola pieza, y describe su comportamiento mediante la curva momento-rotación relativa ($M-\theta_r$) (Richard y Abbott, 1975; Yang y Yeon, 2009), ajustando los parámetros de la ecuación mediante resultados experimentales. La segunda opción es modelar con elemento finito las partes que forman la conexión (elementos fibra), asignándole a cada fibra una relación fuerza-desplazamiento (Ricles et al, 2001; Shen y Astaneh, 2000). La primera opción tiene la ventaja que al implementarla en un programa de análisis de marcos se reduce el número de elementos necesarios y la desventaja que no da información del desempeño de las partes que componen la conexión.

Con el propósito de determinar el desempeño y evaluar la influencia de los elementos que componen la conexión semi-rígida postensada, se han desarrollado experimentos de prototipos (Ricles et al, 2001, 2002; Garlock, 2005; Chou y Chen, 2010), encontrado que el comportamiento es no lineal desde el inicio de las deformaciones. La curva $M-\theta_r$ tiene forma de bandera la cual caracteriza su capacidad de auto-centrado y de disipación de energía. En estos estudios, los modelos histeréticos propuestos han sido ajustados con segmentos rectos (bi-lineal o multi-lineal). Cabe reiterar que el comportamiento no-lineal es debido principalmente a la deformación plástica de los ángulos que inicia desde valores imperceptibles de deformación (Shen y Astaneh, 1999).

Por su influencia en el comportamiento de la conexión, es muy importante conocer el desempeño de los ángulos que la conforman. Se han realizado experimentos con ángulos aislados (Shen y Astaneh, 1999; Garlock et al, 2003), con el propósito de determinar las rigideces inicial y de post-fluencia, resistencia, ductilidad, fatiga de bajo ciclaje y capacidad de disipar energía histerética en ángulos de 8, 10, 13, 16 y 19 mm de espesor. Se hicieron variar el gramil, tamaño y resistencia de los tornillos y el tipo de carga. Se encontró que la resistencia última es 3 veces la resistencia de fluencia, los ciclos de histéresis son estables y no hay degradación de resistencia y de rigidez y que la ductilidad es entre 8 y 10 (Shen y Astaneh, 1999). También se encontró que la rigidez y energía histerética disipada crece cuando el gramil decrece (Garlock et al, 2003).

Esta parte de la tesis se orienta a mejorar la comprensión del desempeño de las conexiones con ángulos atornillados en el patín superior e inferior de la viga (TS), por su designación en inglés (“top and seat”). Para el post-tensado se usan cables de alta resistencia.

3.2 ESTUDIOS EXPERIMENTALES

3.2.1 *Especímenes de prueba*

Los ángulos en la conexión son los elementos disipadores, por tanto, es necesario conocer su resistencia, rigidez, ductilidad y capacidad de disipar energía. Con el fin de observar el desempeño de los ángulos usados en la conexión, se desarrollaron en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Fig. 3.1), una serie de 15 experimentos con ángulos de 152x152x10 mm con distintos valores de gramil, sujetos a carga cíclica, con demandas de ductilidad creciente.



Fig. 3.1 Laboratorio de Estructuras del Instituto de Ingeniería de la UNAM

La configuración general de los especímenes de prueba se muestra en la Fig. 3.2(a). Para lograr simetría, cada espécimen consiste en dos ángulos colocados espalda con espalda. En cada ángulo se usaron 2 tornillos para fijarlos a una placa muy rígida que simula el patín de la columna, y 4 para fijarlos a una placa de acero de 25 mm de espesor que simula el patín de la viga. Todos los tornillos son de acero A490 y de 25 mm de diámetro. Los ángulos son de acero G50, con dimensiones de 152x152x10 mm y 152 mm de longitud. Sus propiedades mecánicas, obtenidas del promedio de 2 probetas cortadas longitudinalmente son: esfuerzo de fluencia, $F_y=382$ MPa; resistencia última, $F_u=552$ MPa; módulo de elasticidad, $E=213$ Gpa; y deformación de fluencia, $\xi=0.002$.

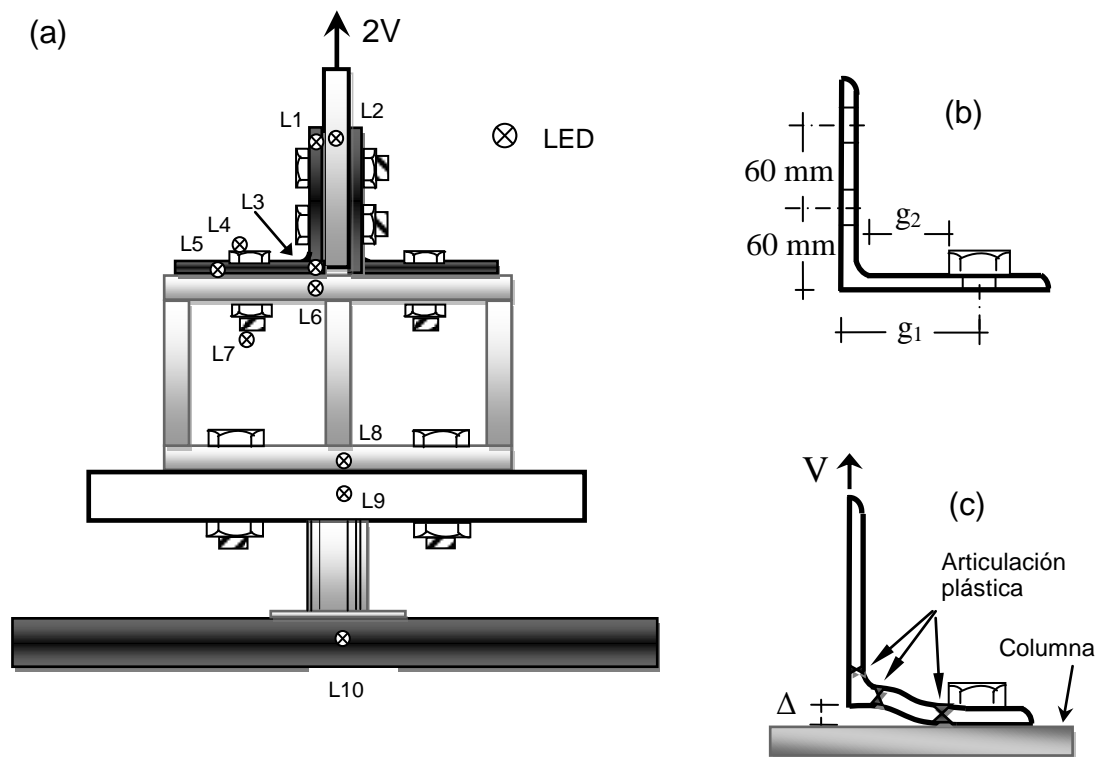


Fig. 3.2 Modelo de prueba

3.2.2 Instrumentación

La carga de 2V se aplica con un actuador como se muestra en la Fig. 3.2(a). Por simetría, cada ángulo soporta una carga V. El desplazamiento del talón del ángulo respecto al patín de la columna (Δ), ver Fig. 1(c), se mide usando un LVDT de 25 mm. Para medir desplazamientos en varios puntos de interés se usó una cámara KRYPTON K600. La Fig. 3.2(a) muestra la ubicación de diez sensores LED. A partir de sus desplazamientos relativos se puede medir lo siguiente:

- L3 y L6 mide Δ (comprueba los desplazamiento del LVDT)
- L4 y L7: Deformación axial del tornillo.
- L1 y L3, L3 y L5: Deformación axial de las alas del ángulo.
- L1 y L2, L5 y L6: Deslizamiento relativo del ángulo respecto a los patines de viga y columna respectivamente.
- L6 y L8: Deformación de la columna simulada.

- L8 y L9: Deformación de tornillos de unión del modelo con la maquina MTS
- L9 y L10: El desplazamiento del pistón del actuador (comprueba los desplazamientos del medidor interno de la MTS).

3.2.3 Secuencia de carga

Se hicieron pruebas monotónicas y cíclicas para un total de 15 especímenes, con gramil (g_1) de 80, 90, 100 y 108 mm. Para cada g_1 , se hizo una prueba monotónica para determinar el desplazamiento de fluencia (Δ_y), como se define adelante; la fuerza de fluencia, (V_y); el desplazamiento máximo, (Δ_{max}); y la fuerza máxima, (V_{max}). Una vez obtenido Δ_y , se realizaron pruebas cíclicas para cada gramil con demandas de ductilidad máxima de 3, 6, 12 y 18. La Tabla 3.1 muestra el patrón de carga cíclica controlado por desplazamientos, el cual es similar al propuesto por la SAC (SAC/BD-97/02). Las amplitudes se modifican en cada ciclo de manera proporcional a Δ_y , hasta obtener el Δ_{max} correspondiente a la demanda de ductilidad impuesta en cada prueba. Los ciclos se repiten con Δ_{max} hasta la falla. La velocidad de carga en todos los casos fue de 1.5 mm/s.

Tabla 3.1 Historia de carga

Paso	No. de ciclos	Ciclos	Δ
1	6	1 - 6	$0.3\Delta_y$
2	6	7-12	$0.6\Delta_y$
3	4	13-16	$1.0\Delta_y$
4	2	17-18	$1.5\Delta_y$
5	2	19-20	$2.0\Delta_y$
6	2 ^a	21-22 (21→)	$3.0\Delta_y$
7	2 ^a	23-24 (23→)	$6.0\Delta_y$
8	2	25-26	$9.0\Delta_y$
9	2 ^a	27-29 (27→)	$12.0\Delta_y$
10	... ^a	30→	$18.0\Delta_y$

^aCiclo repetido hasta la falla del espécimen

La Tabla 3.2 muestra los especímenes ensayados y algunos resultados experimentales. El nombre del espécimen contiene información relevante, por ejemplo, L152-10-g90-D6 significa que es un ángulo de lados iguales de 152 mm, 10 mm de espesor, gramil de 90 mm y que la máxima demanda de ductilidad fue de 6 en la prueba cíclica. La letra M en el nombre corresponde a una prueba monotónica. El parámetro g_2 , es denominado gramil efectivo. Como se ve en la Fig. 3.2 (b), es la distancia desde el filete del ángulo hasta la

cara de la cabeza del tornillo. Localiza precisamente los puntos donde se forman articulaciones plásticas. g_2 depende de g_1 , del tamaño de los tornillos y del espesor del ángulo, por lo que define en gran medida la rigidez, la ductilidad y la capacidad de disipar energía histerética.

Tabla 3.2 Resultados experimentales

Espécimen		g_2/t	Δ_y	Δ_{max}	μ	V_y	V_{max}	K_{ei}	K_p	Num. ciclos	E_H
No.	Nombre		(mm)	(mm)		(kN)	(kN)	(kN/mm)	(kN/mm)		(kN.m)
1	L152-10-g80-M	3.9	0.60	12.7	*	65.0	110.4	45.79	6.67	*	*
2	L152-10-g80-D12	3.9	*	7.2	12	*	95.2	68.15	*	118	33.05
3	L152-10-g80-D18	3.9	*	11.0	18	*	103.7	140.40	*	61	23.60
4	L152-10-g90-M	5.0	1.00	19.8	*	50.0	103.2	24.66	3.10	*	*
5	L152-10-g90-D3	5.0	*	3.0	3	*	57.0	57.56	*	1559	51.00
6	L152-10-g90-D6	5.0	*	6.0	6	*	73.0	77.44	*	213	42.50
7	L152-10-g90-D12	5.0	*	12.0	12	*	88.6	76.61	*	43	24.65
8	L152-10-g90-D18	5.0	*	18.0	18	*	99.3	60.25	*	25	17.35
9	L152-10-g100-M	6.0	1.70	18.0	*	47.5	87.7	26.40	2.32	*	*
10	L152-10-g100-D3	6.0	*	5.1	3	*	74.8	49.43	*	359	48.10
11	L152-10-g100-D6	6.0	*	10.2	6	*	67.9	28.91	*	116	42.25
12	L152-10-g100-D11	6.0	*	18.0	11	*	89.0	29.11	*	43	29.55
13	L152-10-g108-M	6.9	1.75	22.0	*	40.0	78.1	14.41	2.00	*	*
14	L152-10-g108-D6	6.9	*	10.5	6	*	64.8	29.67	*	90	33.90
15	L152-10-g108-D10	6.9	*	18.0	10	*	78.1	20.75	*	32	29.70

3.2.4 Ductilidad

En el contexto de la respuesta de sistemas típicos de un grado de libertad, la ductilidad (μ) se define como la razón del desplazamiento de fluencia y el desplazamiento máximo. Con esta definición para el caso de los experimentos aquí discutidos, se pueden tener distintos valores aparentes de ductilidad, ya que existen varias alternativas para definir el desplazamiento de fluencia en los ángulos. Δ_y puede ser considerado como el

desplazamiento cuando se produce la primera fluencia, o bien, el que produce el mecanismo en el ángulo, dichos desplazamientos corresponden respectivamente al inicio y final de la zona de transición, en la grafica $V-\Delta$, delimitada por los puntos 1 y 2 que se muestran en la Fig. 3.3. Shen considera a Δ_y como el correspondiente a la formación del mecanismo. Así, reporta valores de ductilidad entre 8 y 10 (Shen y Astaneh, 1999). Dado que para los primeros niveles de carga, los esfuerzos en los ángulos son debidos a flexión y cortante, la plastificación de la sección se da de manera gradual y ocurre en proporciones diferentes en cada sección. Por tanto, no se observa una pérdida súbita de rigidez, sino que se da en un rango amplio de desplazamiento definido ya como zona de transición. Además, considerando que la capacidad de disipar E_H de los ángulos es un parámetro importante, en este estudio se propone un valor de Δ_y obtenido de la intersección de dos líneas rectas como se ve en la Fig. 3.3, de tal manera que se igualen las áreas encerradas por dichas líneas y la curva $V-\Delta$ de la prueba monotónica. En la Tabla 3.2 se muestran los valores de Δ_y obtenidos con esta definición.

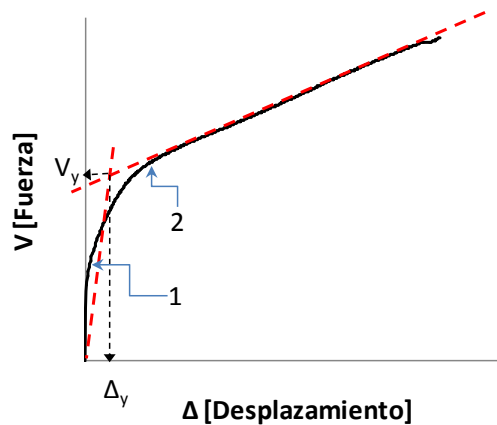


Fig. 3.3 Curva Monotónica

3.2.5 Patrones de falla y ciclos histeréticos

En todos los casos la falla se presentó por fatiga en los ángulos. Se formó un mecanismo con tres articulaciones plásticas. La primera, paralela a la cara de los tornillos de columna; las otras dos se formaron en los filetes del ángulo (Fig. 3.2(c)). Como se ve en la Fig. 3.4(a) y (b), las fracturas ocurrieron en el filete del ángulo por el lado de la columna, excepto en los especímenes 5 y 10. En estos casos, los tornillos se aflojaron perdiendo algo de sujeción con la columna, lo que permitió mayor libertad de rotación y la fractura ocurrió en el filete por el lado de la viga. En las pruebas monotónicas, Δ correspondiente a la primera fluencia

es casi imperceptible. Cuando se forma el mecanismo se observaron valores Δ de 2.3, 3.3, 4.5 y 5.5 mm de los especímenes con gramil de 80, 90, 100 y 108 mm respectivamente. A partir de los desplazamientos registrados por los LED, se observa que los tornillos permanecen elásticos, las deformaciones axiales en las alas de los ángulos son muy pequeñas, insignificantes en comparación con Δ . No hubo deslizamiento relativo de los ángulos respecto a la viga. En los especímenes 5 y 10 se observaron pequeños desplazamientos relativos al patín de columna, ya que, como se mencionó antes, los tornillos perdieron parte del apriete original debido al elevado número de ciclos. A pesar de lo anterior no se observó influencia significativa en los ciclos de histéresis.

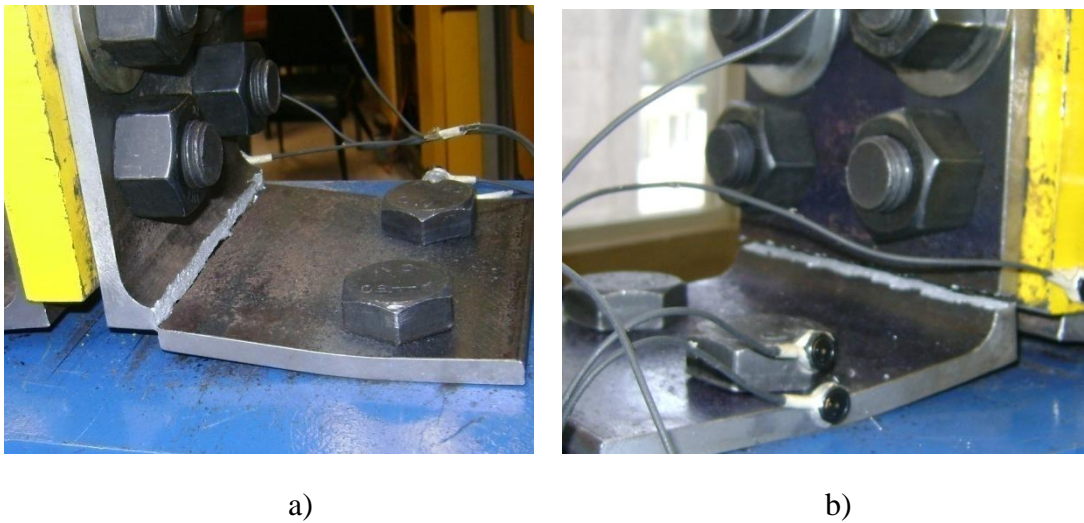


Fig. 3.4 Patrones de falla en los ángulos; a) ala de columna, b) ala de viga

3.2.6 Rigidez de los ángulos

La rigidez inicial (K_{ei}) corresponde al comportamiento elástico. Se determinó promediando la rigidez obtenida en los primeros ciclos de carga en un rango de desplazamientos muy pequeño antes de la zona de transición. Todos inician en 0.05 mm y terminan entre 0.2 y 0.6 mm, según crece el gramil. La rigidez de post-fluencia (K_p) se calcula después de la zona de transición. Esta se mantiene prácticamente constante hasta el desplazamiento máximo del ciclo. La razón de K_p y K_{ei} (r_p) varía de 0.09 a 0.15 con un promedio de 0.13. De las pruebas cíclicas desarrolladas se observa que: cuando los ciclos se repiten con el mismo Δ_{max} , K_p se mantiene constante. K_{ei} y K_p decrecen cuando la longitud del gramil crece. En la Fig. 3.5 se muestran los resultados de los especímenes 9 y 12, los cuales corresponden respectivamente a una prueba monotónica y a una cíclica con el mismo gramil y la misma demanda de ductilidad. En la Fig. 3.5 se puede observar que:

- La gráfica fuerza- desplazamiento ($V-\Delta$) es no lineal desde desplazamientos muy pequeños.
- La curva de la prueba monotónica es la envolvente de los ciclos histeréticos.
- Al aumentar la amplitud del ciclo, el origen de la curva de recarga no es el mismo aunque siempre pasa por el punto final del ciclo previo. Como consecuencia hay un corrimiento de los ciclos histeréticos, debido al efecto Bauschinger.
- No hay pérdida apreciable de rigidez inicial y resistencia.
- Existe un incremento en K_p en los ciclos con grandes desplazamientos debido al endurecimiento por deformación y geometría (Shen y Astaneh, 1999; Garlock et al. 2003).
- La rigidez inicial (k_i) crece cuando el gramil disminuye.
- La rigidez de post-fluencia (k_p) varía entre 9 y 15% de k_i . Crece cuando el gramil decrece.

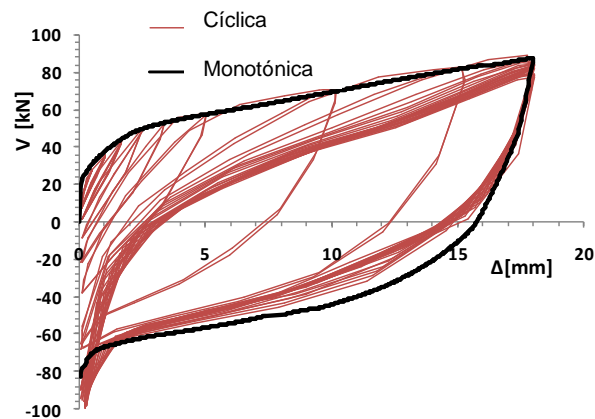


Fig.3.5 Prueba monotónica y cíclica (especímenes 9 y 12)

3.2.7 Fatiga en los ángulos

En algunas zonas del mundo se presentan sismos fuertes de larga duración, como sucedió en 1985 en la Ciudad de México, en Chile 2010 y Japón en 2011. Esto implica que las estructuras se ven sujetas a un gran número de ciclos de carga y descarga y a cambios en el sentido de los esfuerzos en elementos estructurales y conexiones. En la Tabla 3.2 se muestra el número de ciclos hasta la falla de los ángulos ensayados, se observa claramente que el número de ciclos que soporta decrece rápidamente cuando crece la demanda de ductilidad (μ). La Fig. 3.6 muestra el número de ciclos (NC) obtenidos de los experimentos y su relación con μ . La distribución de los resultados tiende a ser asintótica; esto es, el número de ciclos tiende a cero cuando la demanda de ductilidad tiende infinito. Por otro lado, el número de ciclos tiende a infinito cuando la ductilidad tiende a cero. Mediante un análisis de regresión de los resultados experimentales se obtiene la Ec. (3.1), con la cual se

puede calcular el máximo número de ciclos que el ángulo soporta para una demanda de ductilidad específica. La gráfica de la Ec. (1) se muestra en la Fig. 3.6 y se le conoce como, curva de fatiga.

$$NC = 3149\mu^{-1.63} \quad (3.1)$$

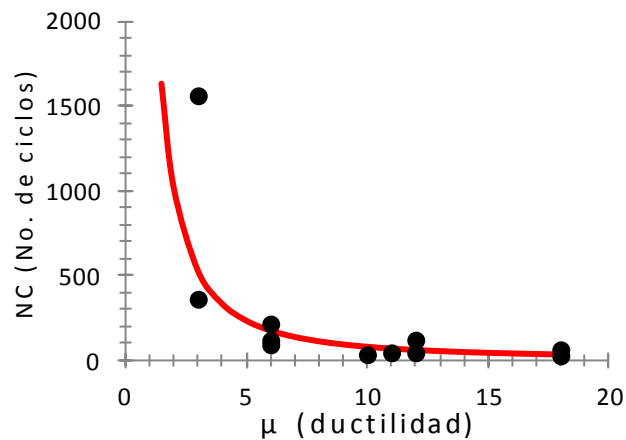


Fig. 3.6 Curva de fatiga

3.2.8 Capacidad de energía histerética de los ángulos

La capacidad para disipar energía es primordial en el desempeño sísmico de las estructuras. En el caso de los MPDE y conexiones TS, los ángulos son los principales elementos disipadores de E_H . Es una cuestión importante conocer cuáles son las variables significativas que afectan esta capacidad. La E_H disipada, es la suma del área encerrada en los ciclos de histéresis hasta la falla. Se sabe que la E_H disipada es función directa del volumen de material que se plastifica. Entonces, esta se incrementa con el tamaño del ángulo utilizado y crece más rápido con el incremento del espesor (Shen y Astaneh, 1999; Garlock et al. 2003). En la Fig. 3.7 se muestran las gráficas de E_H vs μ para cada gramil registrado de la Tabla 3.2. Se puede observar que:

- Con μ constante y gramil variable, la E_H es prácticamente constante.
- Con gramil constante, al aumentar μ , la E_H disminuye.

- En todos los casos, cuando disminuye μ crece E_H , debido a que, aún cuando los ciclos son pequeños, soporta un número mayor antes de la falla.
- Hay una variación lineal entre E_H y μ .

Mediante un análisis de regresión de los resultados experimentales, se obtiene la Ec. (3.2), con la cual se puede calcular la E_H en función de μ , válida solo para ángulos de acero G50, de 152x152x10 mm y longitud $b=152$ mm.

$$E_H = 51.84 - 1.849\mu \text{ kN.m} \quad (3.2)$$

Se puede calcular la energía histerética disipada por unidad de longitud del ángulo (E_{Hb}) como:

$$E_{Hb} = \frac{E_H}{b} \quad (3.3)$$

Donde b es la longitud del ángulo. Aplicando la Ec. (3.3) con $b=152$ mm a los resultados del presente estudio, se obtiene la Ec. (3.4), válida para calcular la capacidad de energía histerética por unidad de longitud, en ángulos de 10 mm de espesor y cualquier gramil.

$$E_{Hb} = 0.341 - 0.012\mu \text{ kN. m/mm} \quad (3.4)$$

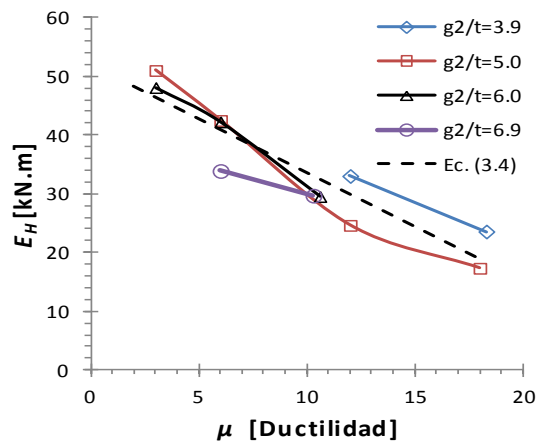


Fig. 3.7 Capacidad de E_H de los ángulos

3.3 MODELO ANALÍTICO PARA LA RIGIDEZ INICIAL

Para estimar la rigidez inicial se idealiza el ángulo atornillado como una estructura reticular y se usa el método de desplazamientos (Waver y Gere, 1980) para encontrar la relación entre fuerza y desplazamiento en el rango elástico. La Fig. 3.8 muestra el modelo usado. Sin considerar deformación axial tiene 2 grados de libertad: un desplazamiento lineal en y (Δ) y un desplazamiento angular (θ). El nudo A es fijo y representa la acción de los tornillos de columna. El nudo B es libre y C tiene restricción al desplazamiento en dirección x y al giro, está libre para desplazarse en dirección y . La rigidez EI es constante para las porciones AB y BC. Las longitudes g_c y g_v son paralelas a columna y viga respectivamente. La fuerza V se aplica al extremo C del elemento BC. Las Ecs. (3.5) y (3.6) se han obtenido para calcular los desplazamientos correspondientes a los grados de libertad de la Fig. 3.8.

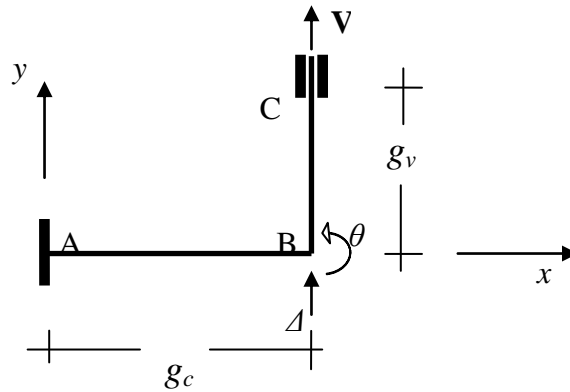


Fig. 3.8 Ángulo idealizado

$$\Delta = \frac{g_c^3}{3EI} \frac{\left(1 + \frac{g_c}{g_v}\right)}{\left(1 + \frac{4g_c}{g_v}\right)} V \quad (3.5)$$

$$\theta = \frac{g_c}{2EI} \frac{1}{\left(1 + \frac{4g_c}{g_v}\right)} V \quad (3.6)$$

En la ecuaciones anteriores, E es el módulo de elasticidad e I es el momento de inercia de la sección longitudinal del ángulo. Los momentos en los extremos de las barras se consideran

positivos anti-horarios y están dados por las Ec. (3.7), (3.8) y (3.9). Nótese que el momento M_{AB} es el de mayor magnitud seguido del M_{BA} , por lo que se formará primero la articulación plástica en el punto A y posteriormente dos articulaciones simultaneas en B, una por cada lado del talón del ángulo, tal y como se observó en los experimentos.

$$M_{AB} = -\frac{Vg_v \left(1 + \frac{2g_c}{g_v}\right)}{\left(\frac{g_v}{g_c} + 4\right)} \quad (3.7)$$

$$M_{BC} = -M_{BA} = \frac{2Vg_v}{\left(\frac{g_v}{g_c} + 4\right)} \quad (3.8)$$

$$M_{CB} = \frac{Vg_v}{\left(\frac{g_v}{g_c} + 4\right)} \quad (3.9)$$

De la Ec. (3.5) se puede establecer la relación entre fuerza y desplazamiento en el ángulo, $V=K_i\Delta$, de donde se desprende que K_i es la rigidez inicial y está dada por:

$$K_i = \frac{3EI}{g_c^3} \frac{\left(1 + \frac{4g_c}{g_v}\right)}{\left(1 + \frac{g_c}{g_v}\right)} \quad (3.10)$$

Para calcular K_i con la Ec. (3.10), las longitudes g_c y g_v , se miden de la cara del tornillo a la parte externa del ángulo. Con esto se logró la mejor aproximación a los resultados experimentales (K_{exp}). K_{exp} se calcula como el promedio de K_{ei} para cada grupo con igual

gramil de los resultados experimentales mostrados en la Tabla 3.2. En general la Ec. (3.10) sobreestima la rigidez inicial, en promedio 8.5%. En la Fig. 3.9 se grafica CK el cual se define como la razón de K_{exp} y K_i , contra g_c/t . Mediante un análisis de regresión se obtiene la Ec. (3.11), a partir de la cual se puede calcular el factor de corrección CK . Al multiplicar K_i por CK se obtiene la rigidez inicial corregida (K_i^*), acercándola a los valores experimentales. Con esto, el error promedio se reduce al 2%. La Tabla 3.3 muestra los valores de CK , K_i y K_i^* . La última columna muestra el error de K_i^* respecto a K_{exp} . La Ec. (3.10) junto con la Ec. (3.11) representan una opción sencilla para calcular la rigidez inicial en este tipo de ángulos.

La rigidez inicial muestra una variación lineal con respecto a g_c/t según se observa en la Fig. 3.10, donde se grafican los valores de K_{exp} y K_i^* vs. g_c/t .

$$CK = -0.063\left(\frac{g_c}{t}\right)^2 + 0.882\left(\frac{g_c}{t}\right) - 2.036 \quad (3.11)$$

Tabla 3.3 Rigidez inicial

Especímenes	K_i (kN/mm)					
	g_c/t	CK	K_{exp} (kN/mm)	K_i	$CK * K_i$	% Error
1_3	6.25	1.016	84.78	85.51	86.86	2.4
4_8	7.31	1.045	59.30	55.72	58.23	-1.8
9_12	8.36	0.935	33.46	38.37	35.87	6.7
13-15	9.20	0.746	21.61	29.37	21.91	1.4

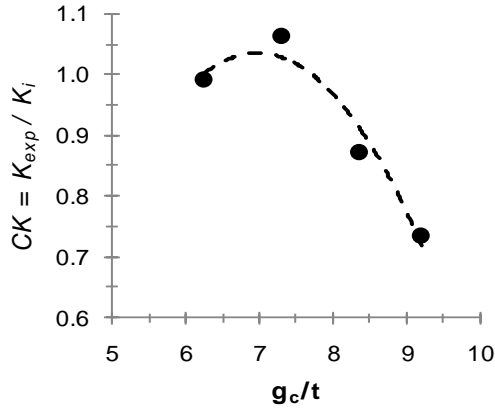


Fig. 3.9 Factor de corrección K_i

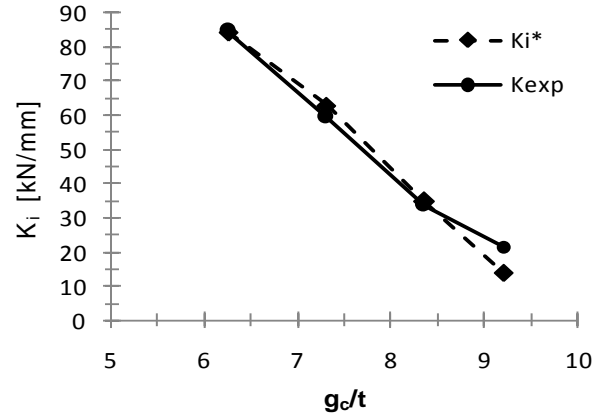


Fig. 3.10 Variación de la rigidez inicial

3.4 MODELO HISTERÉTICO FUERZA-DESPLAZAMIENTO

Para realizar análisis dinámicos que reflejen el comportamiento real de los marcos de acero con conexiones TS, es de primordial importancia establecer un modelo matemático que reproduzca lo mejor posible el comportamiento histerético de los ángulos en la conexión. Basados en resultados experimentales, se han propuesto algunos modelos para representar los ciclos histeréticos. Shen and Astaneh (2000) propusieron un modelo multi-lineal intentando capturar los cambios que suceden al incrementarse los desplazamientos inelásticos; Garlock et al (2003) propusieron un modelo bi-lineal envolvente de los ciclos histeréticos; Chou and Shen (2011) sustituyen los ángulos por placas de acero y proponen un comportamiento bi-lineal. De los resultados experimentales se pudo observar que los ciclos de histéresis son estables y se mantienen constantes para una demanda de ductilidad constante, que existe una amplia zona de transición entre la primera fluencia y la formación del mecanismo (porción curva de la gráfica $V-\Delta$), lo que hace difícil la aproximación con funciones lineales. Por lo anterior, en este trabajo se propone una ecuación exponencial que es una extensión de la propuesta por Richard y Abbott (1975). Con esta función continua se modelan los ciclos de carga y descarga de los ángulos. Este modelo se presenta en la Ec. (3.12).

$$V = V_a - \frac{k(1-r_p)(\Delta_a - \Delta)}{\left[1 + \left| \frac{k(1-r_p)(\Delta_a - \Delta)}{\phi V_y} \right|^N\right]^{\frac{1}{N}}} - r_p k(\Delta_a - \Delta) \quad (3.12)$$

donde V = fuerza, Δ =desplazamiento, k =rigidez inicial, r_p =razón de la rigidez inicial y la rigidez de post-fluencia, V_y fuerza de fluencia, N = parámetro que define la curvatura de la zona de transición, φ =define la trayectoria de los ciclos de descarga y recarga, V_a y Δ_a son la fuerza y desplazamiento donde inicia el ciclo de carga o descarga, según sea el caso. Nótese que debido al efecto Buchinger se modifica el punto de inicio del ciclo de carga después de un ciclo con grandes desplazamientos, y es evidente que el inicio del ciclo de descarga se modifica al demandar distintos desplazamientos máximos. Por claridad, de la Fig. 3.5, se aislaron algunos ciclos histeréticos con distintas demandas de ductilidad. Estos se muestran con línea continua en la Fig. 3.11, y con línea discontinua se presenta la grafica de la Ec. (3.12). Los valores de los parámetros usados en la ecuación se obtienen de la siguiente manera: $k=38$ kN/mm calculado con la Ec. (3.10) y (3.11), $r_p=0.08$, $V_y=kD_y=44.6$ kN, $N=2.5$ y $\varphi=2.0$. Se puede observar una buena aproximación entre los ciclos histeréticos obtenidos experimentalmente y los obtenidos con la Ec. (3.12).

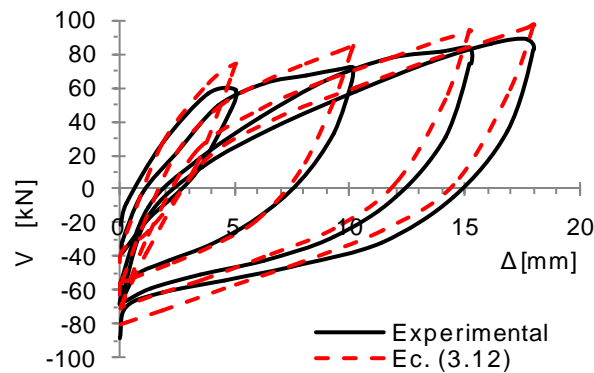


Fig.3.11 Ciclos histeréticos del espécimen 9

Como ya se comentó, para especímenes idénticos, la curva monotónica es la envolvente de los ciclos histeréticos. Esta curva puede ajustarse con la Ec. (3.12) haciendo ligeros cambios en los parámetros r_p y φ : para el tramo de carga (curva virgen) $r_p=0.06$, $\varphi=1$, $\Delta_a=0$ y $V_a=0$. Para la descarga $r_p=0.06$, $\varphi=2.5$, Δ_a y V_a son los valores máximos alcanzados en el tramo de carga. k , N y V_y permanecen sin cambio. La Fig. 3.12 muestra con línea continua la curva monotónica obtenida experimentalmente del espécimen 9 (es parte de la Fig. 3.5), con línea discontinua se muestra la gráfica de la Ec. (3.12).

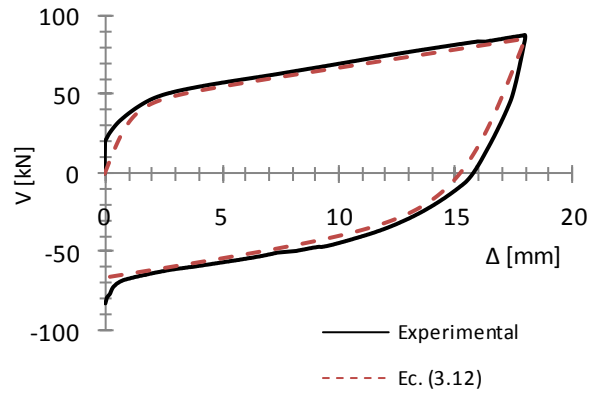


Fig. 3.12 Curva monótonica del espécimen 10

3.5 MODELO HISTERÉTICO MOMENTO-ROTACIÓN RELATIVA

3.5.1 Modelo estructural de la conexión

Una forma común de representar el comportamiento histerético de una conexión es mediante la curva momento-rotación ($M-\theta_r$). En las Figs. 3.13(a) y (b) se muestra un ensamble típico de una conexión postensada y cómo se deforma por flexión. θ_r es la rotación relativa del eje de la viga respecto a la cara de la columna, y M es el momento flexionante en el extremo de la viga.

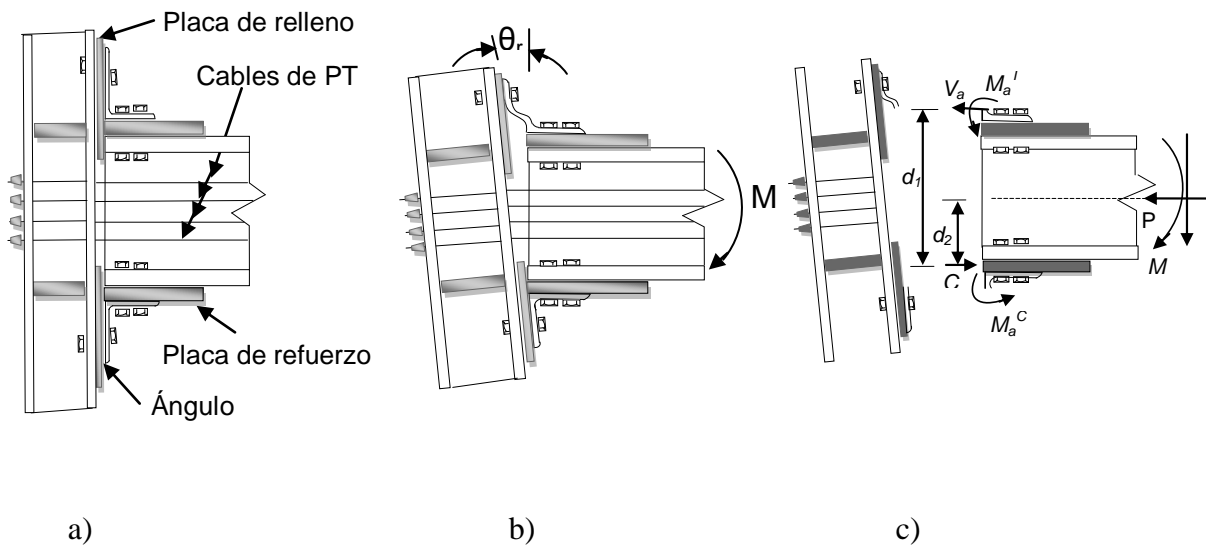


Fig. 3.13. Conexión semi-rígida postensada

En la Fig. 3.13(c) se muestran las fuerzas y momentos presentes en la conexión, donde se puede identificar a V_a como la fuerza en el ángulo que puede calcularse con la Ec. (3.12), M_a^T y M_a^C son los momentos en los ángulos de tensión y compresión respectivamente, P es la resultante de fuerza axial en la viga (aquí está incluida la fuerza axial de los tendones de postensado), C es la resultante de compresión actuando en el centro de rotación. Según estudios experimentales realizados por Garlock (Garlock et al, 2007), el centro de rotación se ubica a la mitad del espesor de la placa de refuerzo del patín a compresión. Las distancias d_1 y d_2 son los brazos de palanca medidos desde el centro de rotación a la línea de acción de las fuerzas V_a y P , respectivamente.

La resultante de fuerza axial de la viga está dada por

$$P = T_s + F \quad (3.13)$$

donde T_s es la resultante de fuerzas de los tendones y F en la fuerza inducida por la interacción del sistema de piso con la viga. Haciendo sumatoria de momentos respecto al centro de rotación, sin considerar a F , se tiene

$$M = T_s d_2 + V d_1 + M_a^T + M_a^C \quad (3.14)$$

La Ec. (3.14) muestra que tendones y ángulos trabajan como resortes en paralelo, el término $T_s d_2$ representa la contribución de los tendones de postensado al momento que resiste la conexión, el resto de los términos representan la contribución de los ángulos. En resumen, se puede plantear que la resistencia a flexión de la conexión es la superposición de la contribución de los tendones más la de los ángulos.

3.5.2 Contribución de los tendones de postensado.

Para obtener la curva $M-\theta_r$ de los tendones de postensado, es necesario transformar la rigidez axial (k_s) de los tendones a una rigidez rotacional equivalente ($k_{s\theta}$), lo cual se puede hacer de la siguiente manera:

La tensión en los tendones (T_s) es la suma de la tensión inicial impuesta (T_0) y la tensión adicional (T_A) producida por la deformación resultado de la abertura de las conexiones:

$$T_s = T_0 + T_\Delta \quad (3.15)$$

La ecuación que relaciona fuerza con desplazamiento es

$$T_s = T_0 + k_s \Delta_s \quad (3.16)$$

donde: Δ_s es la elongación de los tendones debido a la abertura de la conexión. En la Fig. (3.13c) se observa que d_2 es la distancia del centro de rotación a la resultante de fuerzas axiales en la viga, entonces se puede plantear la siguiente relación:

$$\Delta_s = 2d_2\theta_r \quad (3.17)$$

El factor 2 en la Ec. (3.17) es debido a que son dos las conexiones que tienen influencia en la deformación de los tendones al interior de una cruzija. Sustituyendo la Ec. (3.17) en la Ec. (3.16) se tiene

$$T_s = T_0 + 2k_s d_2 \theta_r \quad (3.18)$$

La Ec. (3.18) es la relación entre la fuerza en los tendones y la rotación de la conexión. Multiplicando ambos miembros de la Ec. (18) por d_2 se obtiene:

$$M_s = T_0 d_2 + 2k_s d_2^2 \theta_r \quad (3.19)$$

De donde se concluye que

$$k_{s\theta} = 2k_s d_2^2 \quad (3.20)$$

$k_{s\theta}$ en la Ec. (3.20) es la contribución de los tendones a la rigidez rotacional de la conexión. En resumen, la Ec. (3.19) se puede escribir como:

$$M_s = M_d + k_{s\theta} \theta_r \quad (3.21)$$

La Ec. (3.21) es la relación momento-rotación de los tendones en una conexión semi-rígida postensada. $M_d = T_0 d_2$ es conocido como momento de descompresión y es resultado de la tensión inicial, por lo que es una constante. Además, representa el valor del momento justo cuando la conexión comienza a abrirse.

3.5.3 Contribución de los ángulos

La contribución de los ángulos al momento resistente en la conexión, puede calcularse como:

$$M_v = V d_1 \quad (3.22)$$

donde V es la fuerza en el ángulo, y d_1 es la distancia del filete del ángulo al centro de rotación, como se ve en la Fig. (3.13c). En el rango elástico $V = K_i \Delta$, donde K_i es la rigidez inicial y Δ el desplazamiento (“gap”). Se puede establecer que $\Delta = d_1 \theta_r$; entonces $V = K_i d_1 \theta_r$. Sustituyendo en la Ec. (3.22):

$$M_v = K_i d_1^2 \theta_r \quad (3.23)$$

De la Ec. (3.23) se concluye que la contribución de los ángulos a la rigidez rotacional de la conexión es:

$$k_{v\theta} = K_1 d_1^2 \quad (3.24)$$

3.5.4 Modelo combinado de ángulos más tendones

Dado que solo los ángulos exhiben comportamiento no lineal, la forma de los ciclos histeréticos de la conexión postensada es similar a la definida previamente en la Ec. (3.12). Tomando como base esta ecuación y sumando la contribución de los tendones se puede escribir la Ec. (3.25), la cual define la curva $M-\theta_r$ de los ciclos histeréticos de la conexión semi-rígida postensada.

$$M = M_a - \frac{k_{v\theta}(1-r_p)(\theta_a - \theta_r)}{\left[1 + \left| \frac{k_{v\theta}(1-r_p)(\theta_a - \theta_r)}{\varphi M_y} \right|^N \right]^{\frac{1}{N}}} - (r_p k_{v\theta} + k_{s\theta})(\theta_a - \theta_r) \quad (3.25)$$

M_a y θ_a son los valores al inicio de cada ciclo de carga o descarga, tomando los siguientes valores: para los ciclo de carga y recarga $M_a=M_d$ y $\theta_a=0.0$. Para el ciclo de descarga M_a y θ_a toman los valores máximos del ciclo de carga que le precede. $M_y=V_y d_1$, r_p , N y φ tienen el mismo significado que en la Ec. (3.12).

Para probar el uso de la Ec. (3.25), se diseñó una conexión usando ángulos similares al espécimen 12, la viga es un perfil W18x46 con placas de refuerzo en los patines de 25 mm de espesor, 4 tendones de alta resistencia, cada uno de 150 mm² de área, 279 kN de carga máxima y 8m de longitud. La tensión inicial $T_0=433.8$ kN, $d_2=242$ mm ($M_d=105$ kN-m), $d_1=519$ mm, $k_{s\theta}=1757.8$ kN-m/rad, $k_{v\theta}=10235$ kN-m/rad, $r_p=0.06$, $M_y=23.2$ kN-m. Sustituyendo estos valores en la Ec. (3.25) con $M_a=M_d=105$ kN.m, $\theta_a=0$ y $\varphi=1$ para el ciclo de carga, y $M_a=222$ kN.m, $\theta_a=0.033$ rad y $\varphi=2$ para el ciclo de descarga, se obtiene la gráfica que se muestra en la Fig. 12.

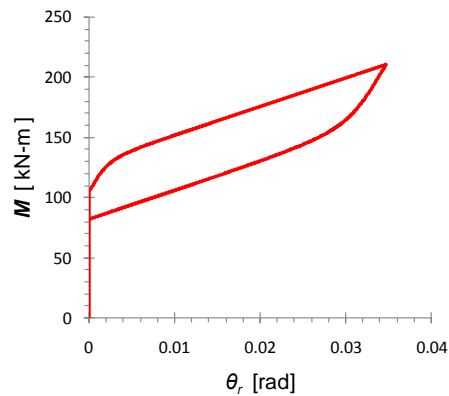


Fig. 3.15 Gráfica $M-\theta_r$ de una CSPT.

3.5.5 Comparación con resultados experimentales

Estudios de seis ensamblajes viga-columna postensados (conexión semi-rígida postensada) fueron desarrollados por Garlock (Garlock et al., 2005). Estos resultados se usan aquí con el propósito de validar la precisión de la Ec. (3.25). Se comparan los especímenes Spec. 16s-45, Spec. 20s-18 y Spec. 36S-30, ensayados bajo carga cíclica para distintos niveles de distorsión. Los especímenes son prototipos de una conexión interior, están formados por vigas W36x150, columna W14x398, ángulos de 8x8x3/4 de 16" de largo, placas de refuerzo en los patines de las vigas de 25x356 mm con longitud variable., Todo lo anterior es de acero con $F_y=345$ MPa. Los tendones son de 140 mm² de área y de acero A-416, su número es variable. El nombre que identifica al espécimen obedece la siguiente regla; por ejemplo "Spec. 16s-18" significa 16 "strad" y 18 es la tensión inicial de cada tendón en kip. A partir de la información de geometría y materiales reportados, se calcularon los parámetros necesarios de la Ec. (3.25). La Fig. (3.16) reportada por Garlock et al (2005) muestran con líneas negras los resultados experimentales, con líneas en color azul, rojo y verde se superponen las gráficas obtenidas con la Ec. (3.25) para los especímenes Spec. 16s-18, Spec. 20s-18 y Spec. 30s-36, respectivamente. En la Fig. (3.16) se puede observar muy buena aproximación de la Ec. (3.25) con los resultados experimentales que representan distintas combinaciones de contribución relativa de ángulos y tendones a la resistencia y rigidez de las conexiones semi-rígidas postensadas. La implementación de este modelo en un programa de cómputo para el análisis dinámico de marcos postensados con conexiones semi-rígidas, se logra de manera sencilla y eficiente, con solo considerar la conexión como un único elemento adicional a la estructura, conservando los parámetros que tienen influencia en la resistencia, rigidez y capacidad de disipar energía.

Una alternativa muy útil y de gran alcance para calcular los parámetros asociados a la contribución de los ángulos en el modelo histerético propuesto, es el uso del programa PRCONN desarrollado por Richard y asociados (Richard, 1993). Cabe también destacar que gracias a la colaboración del Dr. Atol Carr, Profesor de la Universidad de Canterbury en Nueva Zelanda, el modelo histerético de la Ec. (3.25) fue incorporado en 2013 al programa RUAUMOKO con la designación IHYST=71.

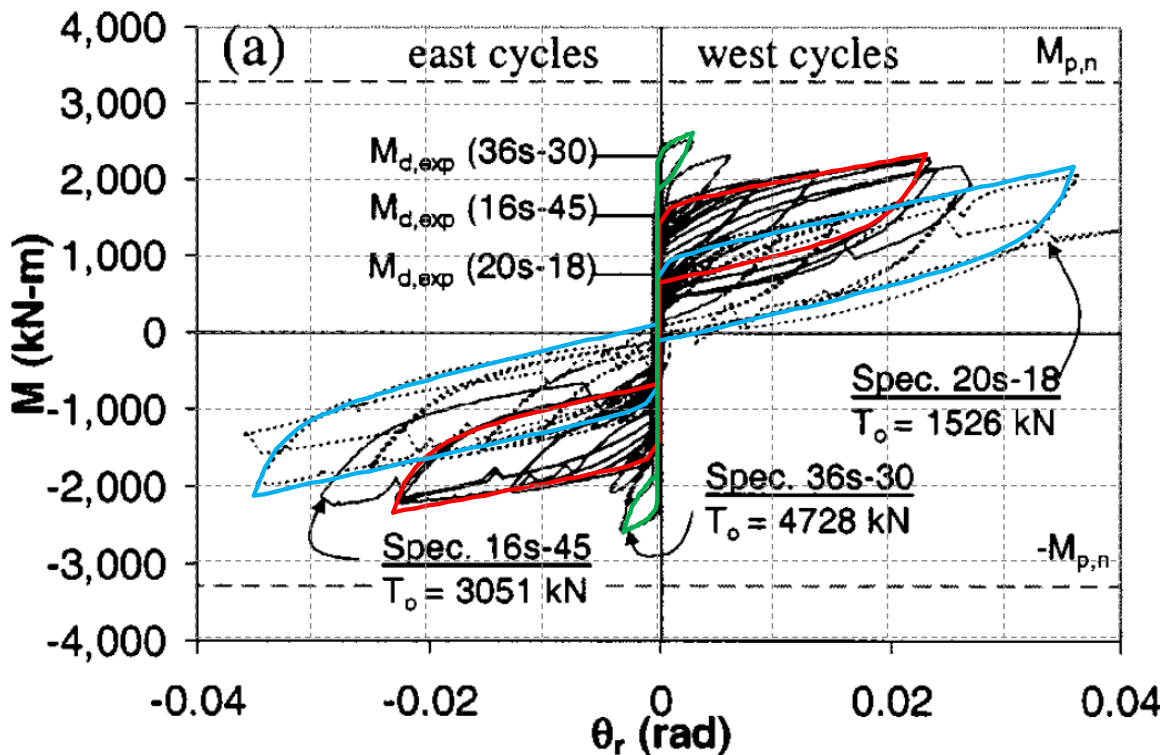


Fig. 13 Comparación entre los resultados Experimentales de Garlock et al (2005) y el modelo histerético de la Ec. (3.25)

3.6 CAPACIDAD DE E_H EN ELEMENTOS DE ACERO CON SECCIÓN W.

Para evaluar la capacidad de disipación de energía histerética en vigas o columnas, se usara la Ec. (3.26) propuesta por Akbas para elementos de acero con sección W (Akbas *et al.*, 1997)

$$E_{He} = 2Mp\theta_{pa} = 2Z_f F_y \theta_{pa} \quad (3.26)$$

donde, Z_f es el módulo de sección de los patines, F_y es el esfuerzo de fluencia y θ_{pa} es la capacidad de rotación plástica acumulada. Esta ecuación considera que sólo los patines disipan energía por deformación plástica. Dado que es difícil calcular θ_{pa} se toma con un valor de 0.05, el cual corresponde al límite inferior de capacidad de rotación obtenido de pruebas experimentales (Akbas *et al*, 1997; Choi y Shen, 2001).

4 ENERGÍA HISTERÉTICA EN MARCOS SEMI-RIGIDOS POSTENSADOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA (MPDE)

4.1 INTRODUCCIÓN

Un aspecto importante al utilizar como parámetro de desempeño estructural la energía histerética disipada, es conocer como se distribuye ésta en una edificación. Algunos investigadores han propuesto alternativas sobre la forma en la que se distribuyen las demandas de energía en una estructura. Por ejemplo, Akbas et al. (2001) propone utilizar una distribución lineal a lo largo de la altura. Estudios desarrollados por Bojórquez et al. (2008) en marcos de acero con conexiones rígidas, sugieren que cuando la energía disipada por comportamiento plástico se concentra en las vigas de un marco estructural, una función del tipo log-normal representa con mejor aproximación la distribución de la energía a lo largo de la altura.

Los MPDE se diseñan de manera que las demandas de E_H se concentren en las conexiones. En el Capítulo 3 se propuso una nueva expresión para el comportamiento histerético de las conexiones semi-rígidas postensadas, validada mediante pruebas experimentales. Una parte importante de una metodología de diseño sísmico de edificios radica en la consideración de la distribución de energía histerética en la altura, en este capítulo, se estudian las demandas de E_H en las columnas, vigas y conexiones de marcos postensados y se proponen ecuaciones para calcular factores de distribución de energía histerética en la altura (FD_{EH}) en función de la demanda de distorsión máxima de entrepiso.

4.2 MODELOS ESTRUCTURALES

Los factores de distribución de la energía histerética a lo largo de la altura se proponen en esta investigación a partir del análisis de cinco marcos estructurales de acero postensados. La conexión semi-rígida se logra conectando los patines de tensión y compresión de la viga a la columna mediante ángulos atornillados. Estos ángulos son los que disipan E_H en la conexión. Para diseñar los cinco MPDE se usó el procedimiento propuesto por Garlock et al (2007), que consiste en diseñar vigas y columnas del marco considerando las conexiones rígidas, posteriormente se diseñan las conexiones y los elementos de postensado de manera que se cumplan los requerimientos de resistencia y de servicio. Los marcos fueron diseñados cumpliendo con los requisitos de diseño sísmico del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, de México (RCDF, 2004). Las edificaciones se localizan en la zona IIIb de la Ciudad de México, considerando su uso como oficinas, tienen tres crujiás y son de 4, 6, 8, 10 y 14 niveles. En lo sucesivo se identificarán como F4PT, F6PT, F8PT, F10PT y F14PT, respectivamente. Las dimensiones se indican en la Fig. 4.1. Las vigas y columnas son secciones W de acero A36, se consideró un modelo de

comportamiento bilineal con 3% de rigidez de post-fluencia, el porcentaje de amortiguamiento utilizado fue 3% del crítico ($\xi=3\%$), las secciones de vigas y columnas obtenidas del diseño de cada marco se resumen en la Tabla 4.1. En el diseño de las conexiones se usaron ángulos de acero grado 50, tornillos A490 de 25 mm de diámetro, la longitud de los ángulos se tomó igual al ancho del patín de la viga (b_f), se probaron distintos ángulos quedando los siguientes: en todas las conexiones del marco de 4 niveles los ángulos son 152x16 mm, en el resto de los marcos son de 152x13 mm. Para prevenir el aplastamiento y pandeo local de los patines, en los extremos de las vigas se soldaron placas de refuerzo de 25 mm de espesor y 1000 mm de longitud. Los cables de postensado son paralelos al eje de la viga, pasan a través de las columnas interiores y se fijan a la cara exterior de las columnas en los extremos del marco, están formados con 7 alambres con un área de 150 mm^2 y soportan una carga máxima de 279 kN. En la Tabla 4.2 se muestra el número de cables y la tensión inicial del diseño. En la Fig. 4.2 se muestra un ensamblaje típico de un marco de acero. Se pueden identificar los elementos de postensado y los elementos disipadores de energía, que en este caso son ángulos atornillados. Los periodos fundamentales (T_1) son 0.89, 1.03, 1.25, 1.37 y 2.10 segundos, para los marcos de 4, 6, 8, 10 y 14 niveles, respectivamente.

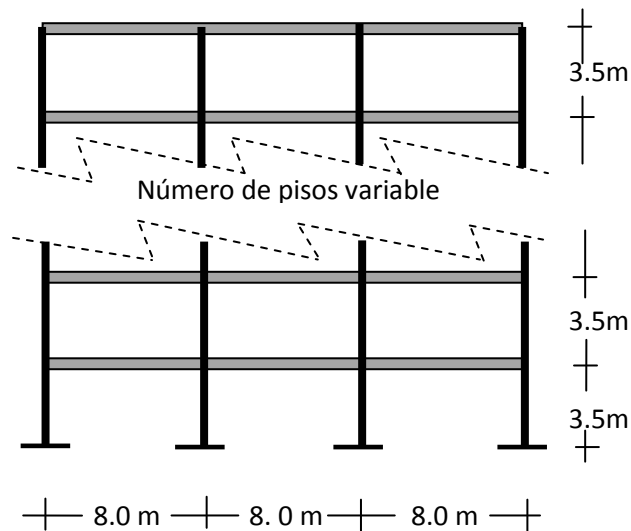


Fig. 4.1- Marco tipo

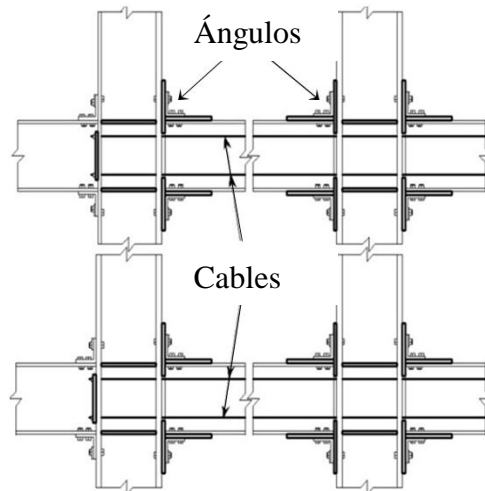


Fig. 4.2 Arreglo básico del marco postensado conectado con ángulo

Tabla 4.1 Secciones estructurales de los marcos de acero

piso	F4	F6	F8	F10
Columnas Interiores				
1	W21x122	W30x173	W36x210	W36x280
2	W21x122	W30x173	W36x210	W36x280
3	W21x111	W30x148	W36x194	W36x245
4	W21x111	W30x148	W36x194	W36x245
5		W30x124	W36x170	W36x210
6		W30x124	W36x170	W36x210
7			W36x160	W36x182
8			W36x160	W36x182
9				W36x150
10				W36x150
Columnas Exteriores				
1	W18x97	W27x146	W36x194	W36x280
2	W18x97	W27x146	W36x194	W36x280
3	W18x86	W27x129	W36x182	W36x245
4	W18x86	W27x129	W36x182	W36x245
5		W27x114	W36x160	W36x210
6		W27x114	W36x160	W36x210
7			W36x135	W36x182
8			W36x135	W36x182
9				W36x150
10				W36x150
Vigas				
1	W16x67	W18x71	W21x83	W21x68
2	W16x57	W18x76	W21x93	W21x93
3	W16x45	W18x76	W21x93	W21x101
4	W16x40	W16x67	W21x83	W21x101
5		W16x50	W18x71	W21x101
6		W16x45	W18x65	W21x93
7			W18x55	W21x73
8			W18x46	W21x68
9				W21x57
10				W21x50

Tabla4. 2 Número de cables y tensión inicial

PISO	F4PT		F6PT		F8PT		F10PT	
	NS	To kN	NS	To kN	NS	To kN	NS	To kN
1	16	1283.7	12	983.4	12	983.4	12	987.4
2	16	1256.4	16	1314.4	12	992.1	12	1002.5
3	16	1271.6	16	1311.6	14	1018.2	18	1443.9
4	16	1205.7	16	1267.7	14	1042.6	18	1457.2
5			16	1262.5	16	1182.9	18	1466.7
6			14	1150.1	16	1196.4	14	1101.7
7					16	1180.5	14	1104.6
8					14	1022.5	14	1110.1
9							14	1076.2
10							12	925.2

4.3 REGISTROS SISMICOS

Los modelos estructurales descritos antes se someten a la acción de varios registros sísmicos de banda angosta y larga duración. Los movimientos sísmicos de banda angosta tienen la característica especial de afectar considerablemente estructuras específicas en un corto intervalo de periodos (especialmente, estructuras que sufren “ablandamiento” o con periodos estructurales cercanos al periodo dominante del suelo). Este tipo de registros demandan grandes cantidades de energía a las estructuras, comparados con movimientos de banda ancha (Terán y Jirsa, 2007). Un caso especial donde se generan este tipo de movimientos corresponde a la zona del lago de la ciudad de México. En este estudio se utilizará un conjunto de 30 movimientos sísmicos registrados en el suelo blando de la ciudad de México. El intervalo de magnitudes varía de 6.9 a 8.1 (incluyendo el registro obtenido en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte durante el evento sísmico del 19 de septiembre de 1985). En la Tabla 4.3 se muestran la magnitud, aceleración, velocidad máxima y tiempo de duración de cada registro sísmico. Los registros se utilizaron previamente por Bojórquez y Rivera (2008), y corresponden a eventos sísmicos de subducción. Fueron tomados en suelo con periodo de vibrar cercano a 2 segundos, dentro de la zona donde ocurrieron los mayores daños en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

Tabla 4.3 Características de los acelerogramas utilizados

Registro	Fecha	Magnitud	Estación	A_{ms} (cm/s ²)	V_{ms} (cm/s ²)
1	19/09/1985	8.1	SCT	178.0	59.5
2	21/09/1985	7.6	Tlahuac deportivo	48.7	14.6
3	25/04/1989	6.9	Alameda	45.0	15.6
4	25/04/1989	6.9	Garibaldi	68.0	21.5
5	25/04/1989	6.9	SCT	44.9	12.8
6	25/04/1989	6.9	Sector Popular	45.1	15.3
7	25/04/1989	6.9	Tlatelolco TL08	52.9	17.3
8	25/04/1989	6.9	Tlatelolco TL55	49.5	17.3
9	14/09/1995	7.3	Alameda	39.3	12.2
10	14/09/1995	7.3	Garibaldi	39.1	10.6
11	14/09/1995	7.3	Liconsa	30.1	9.62
12	14/09/1995	7.3	Plutarco Elías Calles	33.5	9.37
13	14/09/1995	7.3	Sector Popular	34.3	12.5
14	14/09/1995	7.3	Tlatelolco TL08	27.5	7.80
15	14/09/1995	7.3	Tlatelolco TL55	27.2	7.40
16	09/10/1995	7.5	Cibeles	14.4	4.60
17	09/10/1995	7.5	CU Juárez	15.8	5.10
18	09/10/1995	7.5	Centro urbano Presidente Juárez	15.7	4.80
19	09/10/1995	7.5	Córdoba	24.9	8.60
20	09/10/1995	7.5	Liverpool	17.6	6.30
21	09/10/1995	7.5	Plutarco Elías Calles	19.2	7.90
22	09/10/1995	7.5	Sector Popular	13.7	5.30
23	09/10/1995	7.5	Valle Gómez	17.9	7.18
24	11/01/1997	6.9	CU Juárez	16.2	5.90
25	11/01/1997	6.9	Centro urbano Presidente Juárez	16.3	5.50
26	11/01/1997	6.9	García Campillo	18.7	6.90
27	11/01/1997	6.9	Plutarco Elías Calles	22.2	8.60
28	11/01/1997	6.9	Est. # 10 Roma A	21.0	7.76
29	11/01/1997	6.9	Est. # 11 Roma B	20.4	7.10
30	11/01/1997	6.9	Tlatelolco TL08	16.0	7.20

4.4 ENERGÍA HISTERÉTICA EN LOS MPDE

Uno de los objetivos que se debe cumplir al diseñar los MPDE es que las deformaciones plásticas se concentren en los ángulos de las conexiones, mientras vigas y columnas permanecen esencialmente elásticas ante la acción de sismos fuertes; esto es, que el daño se concentre en los ángulos, ya que pueden ser reemplazados fácilmente. Para determinar la E_H se efectúan análisis dinámicos incrementales de cada marco, sometiéndolos al conjunto de 30 registros sísmicos escalados para distintos valores de intensidad sísmica, en términos de la aceleración espectral, en el modo fundamental de vibración de la estructura $Sa(T_1)$. La intensidad sísmica varía de 0.1g hasta 2.0g, con incrementos de 0.1g. Para hacer los análisis dinámicos no lineales paso a paso se usó el programa RUAUMOKO (Carr A., 2011).

Con propósito de conocer el promedio de la E_H disipada en los marcos por la acción de los 30 sismos, para algún valor objetivo de γ , cada MPDE se somete al conjunto de registros sísmicos escalados. Después se grafican los valores de γ contra el correspondiente valor de $Sa(T_1)$ y se calcula la media de la distorsión máxima de entrepiso ($\bar{\gamma}$). A partir dicha curva se obtiene el valor necesario de $Sa(T_1)$ que produce el valor objetivo de la distorsión máxima de entrepiso; es decir, se obtiene la relación entre intensidad sísmica y distorsión máxima de entrepiso. En la Fig. 4.3 se muestran los resultados para el marco F10PT. Los valores discretos de γ se obtienen a partir del análisis de las estructuras sometidos a la acción de los treinta sismos escalados para $Sa(T_1)$ de 0.1 a 2.0g. La línea continua representa $\bar{\gamma}$, a partir de la cual se pueden leer los valores de $Sa(T_1)$ correspondiente a los valores de γ objetivo. En la Tabla 4.4 se muestran las magnitudes de $Sa(T_1)$ para cinco valores de distorsión de entrepiso para todos los MPDE, de donde se puede observar que para alcanzar la misma γ , los marcos más altos requieren mayores magnitudes de intensidad sísmica.

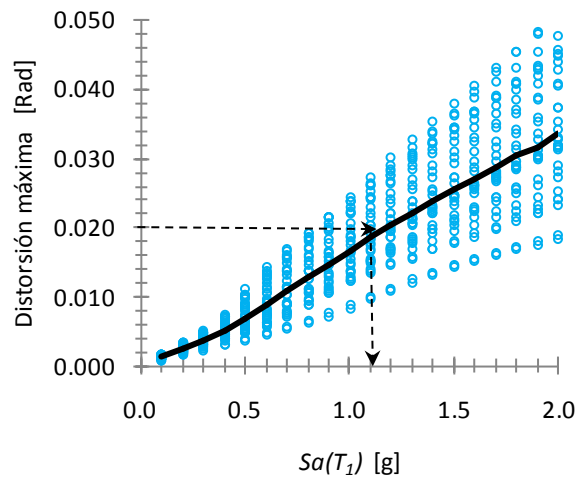


Fig 4.3 Media de la distorsión máxima de entrepiso de F10PT

Tabla 4.4. Relación entre la la media de la distorsión máxima de entrepiso y la intensidad sísmica

$\bar{\gamma}$	$Sa(T_1)$				
	<i>F4PT</i>	<i>F6PT</i>	<i>F8PT</i>	<i>F10PT</i>	<i>F14PT</i>
0.015	0.7g	0.9g	0.8g	0.9g	2.0g
0.020	0.8g	1.0g	1.0g	1.1g	-
0.030	1.0g	1.3g	1.3g	1.8g	-
0.050	1.4g	1.9g	1.9g	-	-

Cada elemento que conforma el sistema estructural tiene capacidad de disipar cierta cantidad de E_H . En la Tabla 4.5 se muestra la E_H disipada por las columnas, vigas y conexiones de los MPDE para distintas demandas de distorsión máxima. Los resultados en la Tabla 4.5 son el promedio de la E_H demandada por los 30 sismos escalados a la misma intensidad sísmica y se expresan en términos de porcentaje respecto a la E_H total del marco. La participación de las vigas es muy pequeña, en todos los casos son las conexiones y las columnas las que disipan la mayor cantidad de energía, observándose que al aumentar el número de niveles aumenta la participación relativa de las conexiones mientras disminuye la de las columnas.

Tabla 4.5 E_H en columnas, vigas y conexiones para distintas demandas de γ

Marco	Distorsión	E_H %		
		Columnas	Vigas	Conexiones
F4PT	$\gamma=0.015$	70.9	0.4	28.7
	$\gamma=0.020$	69.0	3.2	27.8
	$\gamma=0.030$	64.6	8.2	27.2
	$\gamma=0.050$	59.6	13.2	27.3
F6PT	$\gamma=0.015$	53.4	2.1	44.4
	$\gamma=0.020$	54.4	3.2	42.4
	$\gamma=0.030$	53.9	6.3	39.8
	$\gamma=0.050$	50.9	13.4	35.6
F8PT	$\gamma=0.015$	36.7	0.3	63.0
	$\gamma=0.020$	42.9	0.7	56.4
	$\gamma=0.030$	48.0	2.8	49.2
	$\gamma=0.050$			
F10PT	$\gamma=0.015$	19.0	0.4	80.6
	$\gamma=0.020$	27.7	0.3	72.0
	$\gamma=0.030$	40.2	0.2	59.6
	$\gamma=0.050$			
F14PT	$\gamma=0.015$	1.0	0.7	98.2
	$\gamma=0.020$	-	-	-
	$\gamma=0.030$	-	--	-
	$\gamma=0.050$	-		-

Para ejemplificar cómo se distribuyen las demandas de γ y de E_H en la altura, se somete el F10PT a la acción del sismo 1 escalado a $Sa(T_1)=1.3g$. Las demandas de distorsión máxima de entrepiso se muestran en la Fig. 4.4. El valor máximo es 0.020 y ocurre en el piso 4. En la Fig. 4.5(a) se muestra la E_H disipada por los elementos estructurales. Del total de la E_H , las conexiones disiparon el 72%, las columnas el 28% y las vigas no disiparon energía, lo

que comprueba que estas últimas no sufrieron deformaciones plásticas. La Fig. 4.5(b) muestra la E_H disipada por las columnas en cada entrepiso. Se observa que las columnas de la base son las únicas que disipan energía, lo anterior sucede porque el apoyo de estas columnas es empotrado, lo que ocasiona que se formen articulaciones plásticas en la base aun para demandas sísmica moderadas. Las conexiones disipan energía en todos los pisos, las mayores demandas se presentan en los pisos 3, 4 y 5 como se observa en la Fig. 4.5(c). En las Figs. 4.4 y 4.5(c) se puede observar una distribución muy similar de las demandas de γ y de E_H .

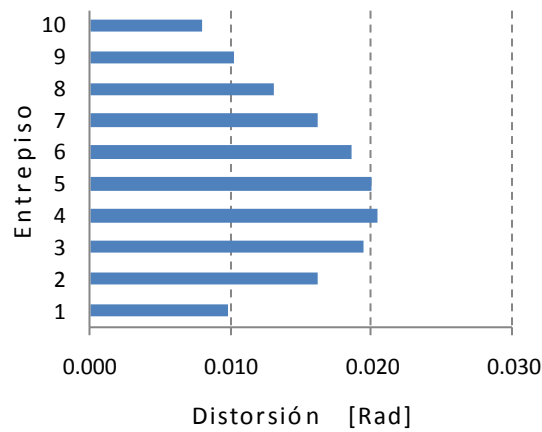


Fig. 4.4 Distorsión de entrepiso del marco F10PT para $Sa(T_1)=1.3g$

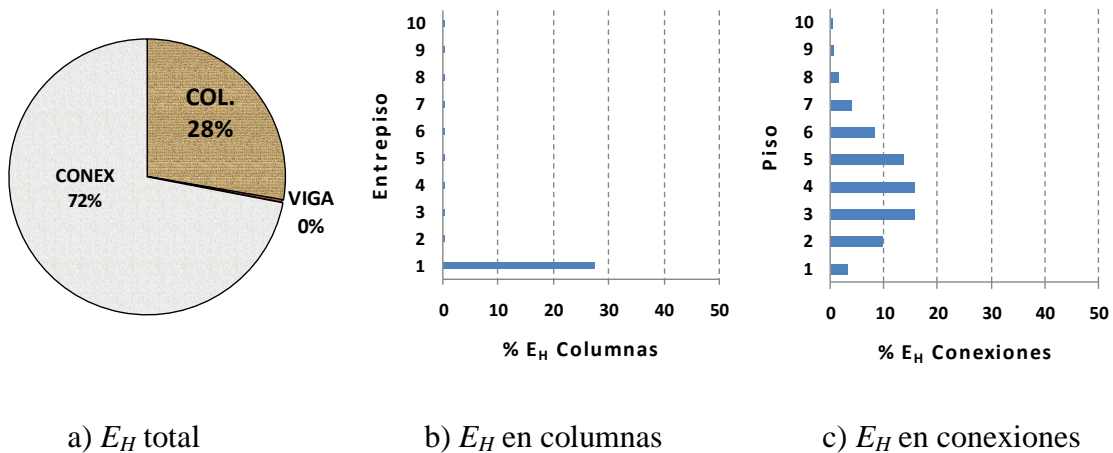


Fig. 4.5 Demandas de E_H en el marco F10PT para $Sa(T_1)=1.3g$

La distribución en la altura de demandas de E_H de las conexiones, presenta una distribución del tipo log-normal según se observa en la Fig. 4.5(c). El mismo patrón de distribución se observó en todos los marcos y distintas intensidades sísmicas. Se puede ver que la participación de las conexiones para disipar la energía histerética es mayor conforme aumenta el número de niveles en los marcos, esto es debido a que aumenta el número de conexiones.

4.5 PARTICIPACIÓN DE LAS CONEXIONES EN LA DISIPACIÓN DE E_H

Como ya se mencionó, los MPDE se diseñan para que los elementos disipadores colocados en las conexiones sean los que disipan la mayor cantidad de E_H . Cuando las columnas de la base están empotradas a la cimentación es inevitable que en este punto de unión se formen articulaciones plásticas, disipando E_H . Algo similar puede suceder en otros puntos de la estructura cuando las demandas sísmicas crecen de manera importante. Con el propósito de evaluar la cantidad de energía que disipan las conexiones respecto a la E_H total del marco, se calculan factores de participación de E_H para las conexiones (FPC). Estos factores se definen como la razón de la E_H de las conexiones entre la E_H total. En la Tabla 4.6 se muestran los valores de FPC calculados a partir de los resultados mostrados en la Tabla 4.5.

Tabla 4.6 E_H en las conexiones respecto a la E_H total

γ	MPT4	MPT6	MPT8	MPT10	MPT14
0.02	0.287	0.444	0.630	0.806	0.982
0.02	0.278	0.424	0.564	0.720	--
0.03	0.272	0.398	0.492	0.596	--
0.05	0.273	0.356	--	--	--

Para calcular la participación relativa de conexiones y barras en la disipación de la E_H en marcos similares a los aquí estudiados, se propone la Ec. (4.1a), expresada en función de la demanda de distorsión. Las ecuaciones para estimar los coeficientes a_1 y a_2 (Ecs. (4.1b) y (4.1c)) dependen del número de pisos del marco (Np), y se obtuvieron mediante análisis de regresión de los resultados mostrados en la Tabla 4.6.

$$FPC = a_1 \gamma + a_2 \quad (4.1a)$$

$$a_1 = -0.172Np^2 + 0.065Np + 2.458 \quad (4.1b)$$

$$a_2 = 0.122Np - 0.222 \quad (4.1c)$$

En la Fig. 4.6 se muestra con línea continua los valores de FPC tomados de la Tabla 4.6 y con línea discontinua los calculados con la Ec. (4.1a), se observa una buena aproximación para todos los marcos. Nótese que los MPDE aquí estudiados están empotrados, lo que permite una contribución significativa de las columnas de la base en la disipación de E_H . En el caso de apoyos articulados la participación de estas columnas es mínima.

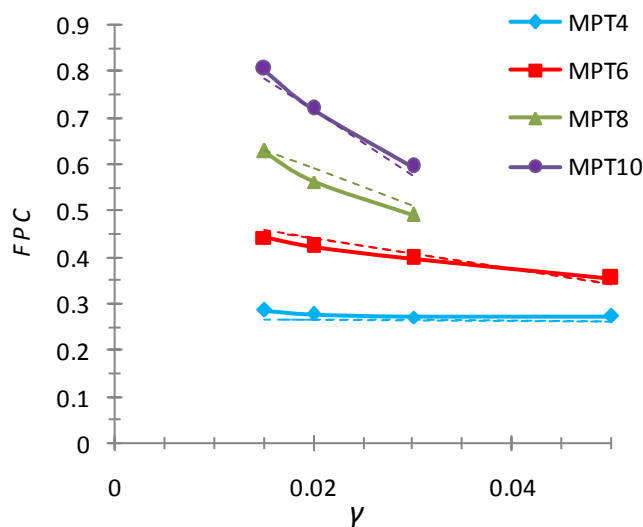


Fig. 4.6 Factores de participación de E_H de las conexiones (FPC)

4.6 FACTORES DE DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA HISTERÉTICA (FD_{EH})

4.6.1 Procedimiento para calcular FD_{EH}

Una cuestión muy importante al proponer la metodología de diseño basado en E_H es conocer como se distribuyen las demandas de energía en la estructura. Es deseable contar con una expresión para estimar las demandas de E_H como una función de γ y de la altura de cada piso del edificio (h). Con este propósito, los marcos en estudio se sometieron a la acción de todos los registros sísmicos, escalados hasta que la mediana de la distorsión máxima de entrepiso de todos los registros para una estructura en particular fuera igual al nivel de desempeño deseado. En la Tabla 4.4 se muestran los resultados para los marcos aquí estudiados.

El procedimiento para calcular los FD_{EH} es el siguiente:

Paso 1. Se efectúa análisis dinámico incremental del marco de acero sometiéndolo al conjunto de registros sísmicos escalados para distintos nivel de intensidad sísmica en términos de $Sa(T_1)$.

Paso 2. Se grafica la media de la distorsión máxima de entrepiso y mediante dicha curva se obtiene el valor necesario de $Sa(T_1)$ que produce el valor objetivo de la distorsión máxima de entrepiso (Fig. 4.3).

Paso 3. Para los niveles de intensidad sísmica que dan lugar a los valores deseados de la distorsión máxima de entrepiso, se obtiene la distribución de energía histerética de la estructura a lo largo de la altura para cada registro sísmico y para cada nivel de intensidad sísmica, a continuación se determinan los promedios de la energía histerética en cada piso. Los factores de distribución de energía histerética (FD_{EH}) se obtienen dividiendo el promedio de la energía histerética de cada piso entre el promedio de la energía histerética del piso que sufre mayor demanda de energía.

En la Fig. 4.7 se muestran los FD_{EH} para las conexiones en cada piso y varios niveles de demanda distorsión de los marcos de 6 y 10 niveles, h/H representa la altura de cada piso medida respecto al nivel del suelo normalizada por la altura total de la estructura (H).

Se observa que la distribución de la E_H en la altura es básicamente log-normal para los distintos niveles de demanda de γ , lo mismo pasa para los marcos de 4, 8 y 14 pisos. Nótese además, que un incremento en la distorsión provoca que los pisos superiores tengan una mayor participación en la disipación de energía por comportamiento plástico.

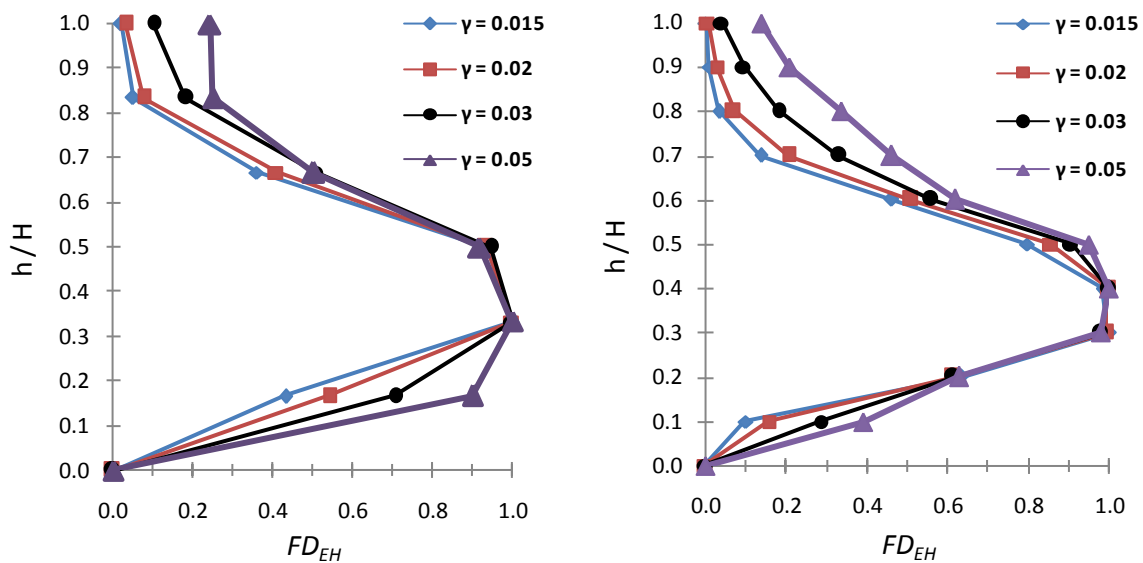


Fig. 4.7 FD_{EH} en los marcos F6PT y F10PT

4.6.2 Ecuación para los FD_{EH}

De los resultados obtenidos para los marcos regulares de acero postensados usados en este estudio, se observa para todos los casos, que la distribución de energía histerética disipada a lo largo de la altura puede representarse de manera razonable mediante una función de distribución log-normal. Por lo anterior se propone la Ec. (4.2a) para estimar FD_{EH} en función de la altura del edificio y la demanda de distorsión máxima de entrepiso:

$$FD_{EH} = \frac{1}{\frac{h}{H}f_1(\gamma)} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left[\frac{\ln\left(\frac{h}{H}\right) - \ln(f_2(\gamma))}{f_3(\gamma)} \right]^2 \right\} \quad (4.2a)$$

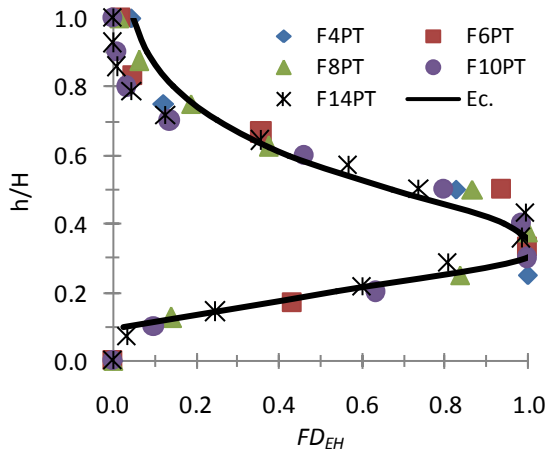
Donde los parámetros $f_1(\gamma)$, $f_2(\gamma)$ y $f_3(\gamma)$ son función de la demanda de distorsión máxima de entrepiso, y se obtienen a partir del análisis de regresión de los FD_{EH} calculados para todos los marcos analizados y sus respectivos niveles de demanda de distorsión. Las Ecs. (4.2b), (4.2c) y (4.2d), definen los parámetros de la Ec. (4.2a).

$$f_1(\gamma) = 2.07\gamma + 2.499 \quad (4.2b)$$

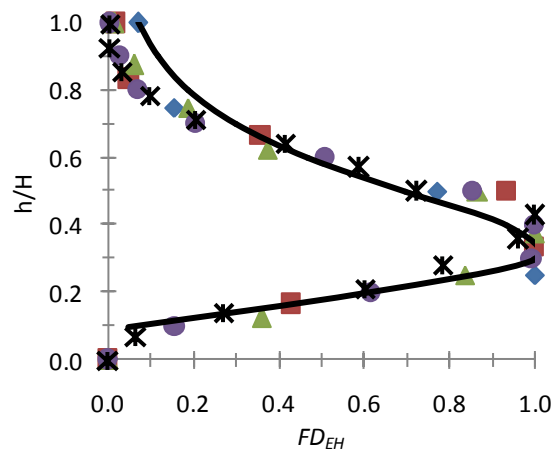
$$f_2(\gamma) = 2.06\gamma + 0.374 \quad (4.2c)$$

$$f_3(\gamma) = 7.642\gamma + 0.331 \quad (4.2d)$$

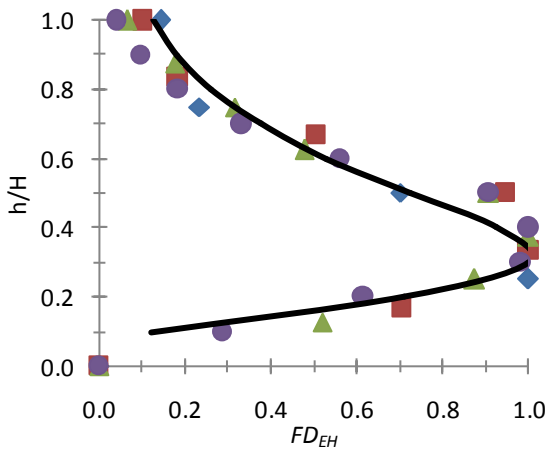
En la Fig. 4.8 se muestra con línea continua la gráfica de la Ec. (4.2a) junto con los valores discretos de FD_{EH} obtenidos de los análisis de todos los marcos y distorsiones máximas de 0.015, 0.020, 0.030 y 0.050. Se observa que el número de niveles de los marcos no influye en la forma de distribución de la E_H en la altura. Las mayores demandas se dan para $0.25 \leq h/H \leq 0.5$. La Ec. (4.2a) se ajusta muy bien a los valores calculados de FD_{EH} , aunque los sobreestima ligeramente en los pisos superiores. En la Tabla 4.7 se muestran los valores de FD_{EH} calculados con la Ec. (4.2a) para distintas demandas de distorsión de entrepiso. Se puede ver que la demanda máxima de E_H se da para $h/H=0.3$ para todos los valores de γ . También se observa que se incrementan los valores de FD_{EH} en los otros niveles de los marcos cuando se incrementa el valor de γ . La Ec. (4.2a) se ajusta con buena aproximación a la distribución de E_H obtenida de los análisis dinámicos paso a paso, lo que indica que dicha expresión puede utilizarse para estimar de manera razonable la distribución de energía de las conexiones a lo largo de la altura en marcos de acero regulares. Además, se pudo observar que en todos los casos las vigas disipan muy poca E_H y que las columnas solo disipan en la base (esto es debido al empotramiento del apoyo).



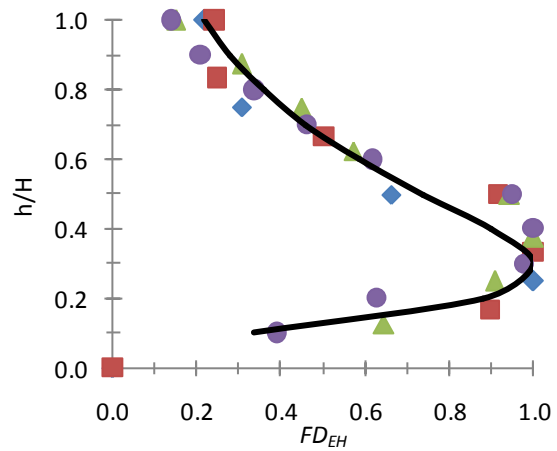
a) $\gamma=0.015$



b) $\gamma=0.020$



c) $\gamma=0.030$



d) $\gamma=0.050$

Fig. 4.8 FD_{EH} para todos los marcos y distintos valores de γ

Tabla 4.7 FD_{EH} calculados con la Ec. (4.2).

h/H	$\gamma = 0.015$	$\gamma = 0.02$	$\gamma = 0.03$	$\gamma = 0.05$
0.1	0.027	0.050	0.119	0.336
0.2	0.538	0.601	0.713	0.882
0.3	1.000	1.000	1.000	1.000
0.4	0.940	0.937	0.926	0.899
0.5	0.673	0.698	0.727	0.740
0.6	0.425	0.469	0.531	0.587
0.7	0.253	0.300	0.374	0.458
0.8	0.146	0.188	0.260	0.356
0.9	0.084	0.116	0.180	0.277
1.0	0.048	0.072	0.125	0.216

5 DISTORSIONES Y DEMANDAS DE DUCTILIDAD EN MPDE

5.1 INTRODUCCIÓN

Los MPDE son una alternativa viable a los marcos de acero con conexiones soldadas convencionales. Son eficaces para controlar los daños estructurales y para mejorar el desempeño de las estructuras de acero en zonas sísmicas. El sistema es diseñado para prevenir las fracturas frágiles en las áreas de nodos de los marcos de acero. Tal fractura frágil puede causar una reducción en la capacidad de ductilidad del marco (como ocurrió en muchos casos durante el terremoto de Northridge 1994). En cada piso, las vigas se postensan a las columnas mediante cables de alta resistencia anclados a la cara exterior de las columnas en ambos extremos del marco, los cables se colocan de manera simétrica y están orientados paralelamente al eje de la viga, esto proporciona la capacidad de auto-centrado del marco y una reducción en las distorsiones de entrepiso y residuales. Al mismo tiempo, proporciona capacidad para disipar energía a través de dispositivos especiales colocados en las conexiones. El control de la distorsión máxima de entrepiso es importante ya que es uno de los principales parámetros limitados por los códigos de diseño sísmico, asociados al desempeño de las estructuras.

El daño estructural se relaciona con la distorsión de entrepiso, distorsión residual y las deformaciones plásticas. Por otra parte, la distorsión residual es un indicador importante para tomar la decisión de si la estructura se repara o se demuele después de la ocurrencia de un terremoto severo. MacRae y Kawashima (1997) estudiaron los desplazamientos residuales de sistemas inelásticos con un solo grado de libertad e ilustran la importante dependencia de la relación entre rigidez inicial y de post-fluencia. Christopoulos et al. (2003) estudiaron los desplazamientos residuales de cinco sistemas de un grado de libertad utilizando diferentes reglas de histéresis y sugieren que los desplazamientos residuales disminuyen al aumentar la relación de rigidez post-fluencia. Ruiz-García y Miranda (2006) mostraron que los desplazamientos residuales son más sensibles a los cambios en las condiciones locales, la magnitud del terremoto y el comportamiento de histéresis de los desplazamientos máximos. Pampanin et al. (2003) estudiaron la respuesta sísmica de los sistemas de varios grados de libertad (MDOF) y destacaron que la regla de histéresis usada, relación de rigidez post-fluencia y el mecanismo plástico global, tienen influencia significativa en las distorsiones residuales. McCormick et al. (2008) abordaron el tema de la incomodidad de los ocupantes del edificio debido a las deformaciones residuales; se informó que los ocupantes de edificios con inclinación residual por encima de 0.8 % experimentan un malestar significativo. Sobre la base de experiencias pasadas en construcciones que han sufrido asentamientos diferenciales, se ha propuesto un límite de distorsión residual de 0.5 % en el diseño sísmico basado en el desempeño. También reportaron que la reparación de las estructuras dañadas después del sismo Hyogoken-Nanbu en 1995, con distorsión residual mayor de 0.5 % no era viable financieramente. En este capítulo se presentan ecuaciones para calcular: a) la distorsión máxima de entrepiso, b) las

distorsiones de cada entrepiso, c) la distorsión global, d) la distorsión residual, e) la rotación de las conexiones, f) la demanda de ductilidad en las conexiones. Estas ecuaciones son una herramienta indispensable en el método de diseño propuesto en esta tesis para trasladar las respuestas de sistemas de un grado de libertad a la estructura real.

5.2 DISTORSIÓN DE ENTREPISO

Puesto que la distorsión máxima (γ) es uno de los principales parámetros usados por los códigos de diseño para medir el desempeño de edificios ante la acción sísmica, es necesario entonces, proponer un procedimiento sencillo para determinar la distorsión de MPDE en función de su periodo fundamental y la demanda de intensidad sísmica. En la Fig. 5.1 se muestran con línea continua los promedios de distorsiones máximas de los marcos de 4, 6, 8, 10 y 14 niveles. Se observa que, excepto para el marco de 4 niveles, existe una variación prácticamente lineal de γ con $S_a(T_1)$. Mediante un análisis de regresión se obtiene la siguiente ecuación

$$\gamma_D = (0.102e^{-1.245T_1})S_a + 0.005T_1 - 0.009 \quad (5.1)$$

donde: γ_D es la distorsión calculada expresada en radianes, S_a es la pseudo-aceleración expresada en términos de g , y T_1 es el periodo fundamental de la estructura.

En la Fig. 5.1 se muestran con líneas discontinuas los valores de γ_D obtenidos con la Ec. (5.1) para cada uno de los marcos estudiados. Se observa una buena aproximación en todos los casos, aunque mejor en los marcos de mayor periodo (mayor altura), debido a que los marcos de menor altura experimentan comportamiento no lineal para intensidades sísmicas menores, como sucedió en los marcos de 4 y 6 niveles que fallaron para algunos sismos, antes de alcanzar la intensidad máxima de 2.0g.

La Fig. 5.2 muestra la variación con la altura de las distorsiones de entrepiso de los marcos de 6 y 10 niveles para una intensidad sísmica de 1.0g. Resultados similares son obtenidos en todos los marcos y todos los niveles de intensidades sísmicas. Se observa una variación log-normal con la altura, muy similar a la distribución de E_H ya comentada. También en este caso, la distorsión máxima se encuentra en el segundo cuarto de la altura. Conocida la variación de la distorsión y la ubicación de su valor máximo, se puede calcular la distorsión de cada entrepiso en función de γ_D calculado con la Ec. (5.1). Para lograr lo anterior, se define un factor de distribución de distorsión de entrepiso ($F\gamma_i$), el cual es obtenido del cociente de la distorsión del entrepiso i (γ_i), entre γ_D .

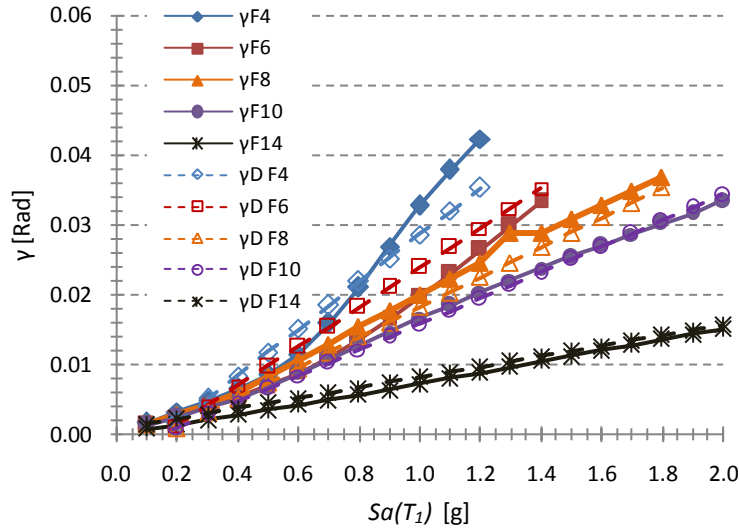


Fig. 5.1. Distorsión máxima calculada de los MPDE

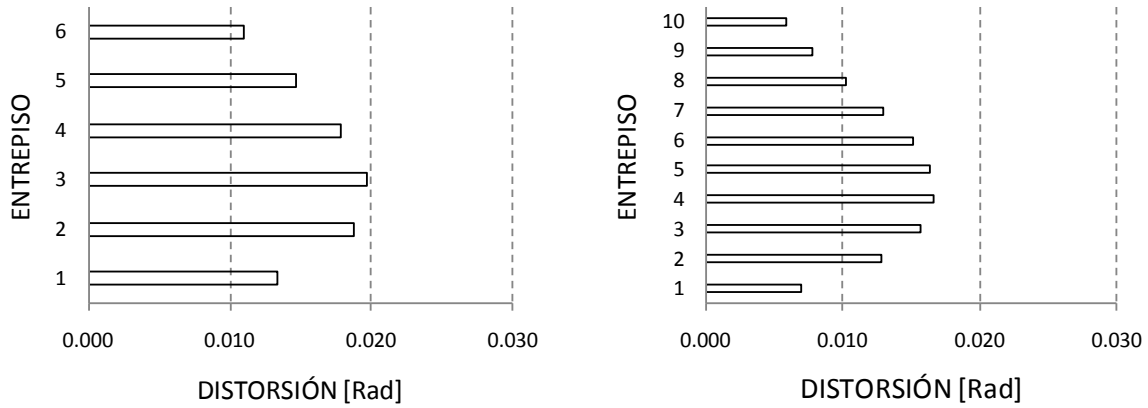


Fig. 5.2 Distorsión de entrepiso en los marcos de 6 y 10 niveles para $Sa(T_1)=1.0g$

Dado que los resultados obtenidos de los marcos regulares de acero postensados muestran, en todos los casos, que la demanda de distorsión a lo largo de la altura puede representarse de manera razonable mediante una función de distribución log-normal, se propone la Ec. (5.2a) para estimar $F\gamma_i$ en función de la altura del edificio y la intensidad sísmica.

$$F\gamma_i = \frac{1}{\frac{h_i}{H}f_1(Sa)} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left[\frac{\ln\left(\frac{h_i}{H}\right) - \ln(f_2(Sa))}{f_3(Sa)} \right]^2 \right\} \quad (5.2a)$$

donde H es la altura total, h_i es la altura del piso i medido desde el nivel 0, los parámetros $f_1(Sa)$, $f_2(Sa)$ y $f_3(Sa)$ son función de la demanda de intensidad sísmica, y se obtienen a

partir del análisis de regresión de los $F\gamma_i$ calculados para el conjunto de marcos analizados con intensidades sísmicas de 0.1 hasta 2.0g. Con la Ec. (5.2a) junto con las ecuaciones (5.2b), (5.2c) y (5.2d) que la complementan, se calculan los $F\gamma_i$ para marcos con periodos menores o iguales a 1.25 s (en este estudio son los marcos de 4, 6 y 8 niveles). Para periodos mayores a 1.25 s (marcos de 10 y 14 niveles), se usa la Ec. (5.2a) junto con las ecuaciones (5.2e), (5.2f) y (5.2g).

$$T_l \leq 1.25 \text{ s} \begin{cases} f_1(Sa) = -0.440 Sa + 1.798 & (5.2b) \\ f_2(Sa) = 1.289 Sa + 0.191 & (5.2c) \\ f_3(Sa) = -0.416 Sa + 0.643 & (5.2d) \end{cases}$$

$$T_l > 1.25 \text{ s} \begin{cases} f_1(Sa) = 0.094 Sa + 1.824 & (5.2e) \\ f_2(Sa) = -0.088 Sa + 0.804 & (5.2f) \\ f_3(Sa) = 0.095 Sa - 0.914 & (5.2g) \end{cases}$$

En la Fig. 5.3 se muestran los valores discretos de $F\gamma_i$ obtenidos de los análisis de todos los marcos con intensidades sísmicas de 0.3, 0.6, 0.9, 1.2, 1.5 y 1.8g. En la misma figura, se muestra con línea discontinua la gráfica de la Ec. (5.2), válida para los marcos de 4, 6 y 8 niveles; y con línea continua la gráfica para los marcos de 10 y 14 niveles. Se observa que el número de niveles de los marcos no influye en la forma de distribución de los $F\gamma_i$ en la altura. Las mayores demandas se presentan para $0.25 \leq h/H \leq 0.5$.

Una vez que se han obtenido los $F\gamma_i$, la distorsión en cada entrepiso se calcula con la Ec. (5.3)

$$\gamma_i = F\gamma_i\gamma_D \quad (5.3)$$

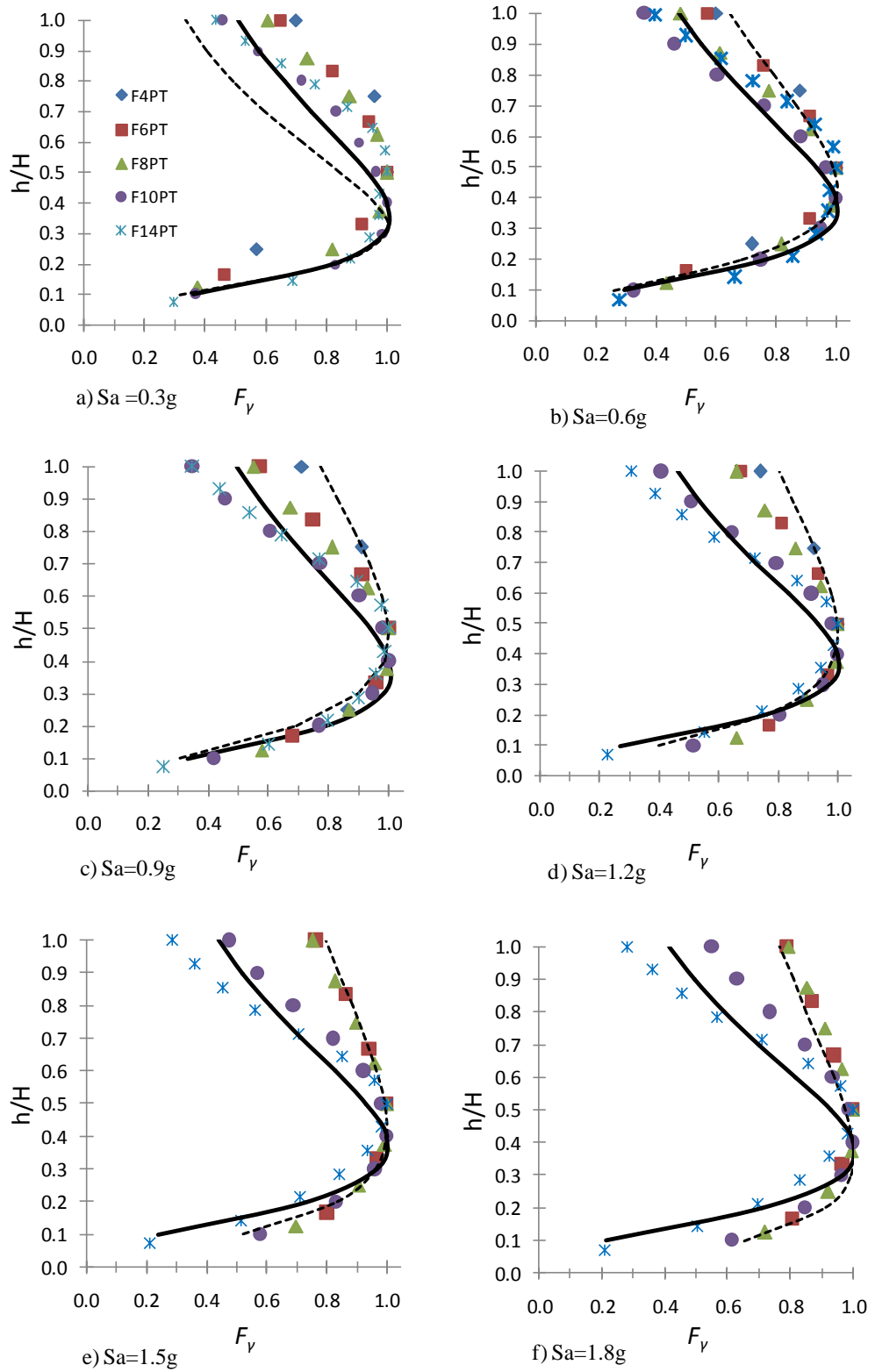


Fig. 5.3 Variación de F_γ en la altura para intensidades sísmicas de 0.3, 0.6, 0.9, 1.2, 1.5 y 1.8g

5.3 DISTORSION GLOBAL

A partir de los resultados de los análisis paso a paso de los MPDE aquí estudiados, se puede observar una relación prácticamente lineal entre la distorsión máxima de azotea (γ_a) y la distorsión máxima de entrepiso. En la Fig. 5.4 se muestran los valores de todos los cocientes de γ_a entre γ para todos los MPDE sujetos a demandas sísmicas entre 0.1g y 1.8g. Se observa que la variación es lineal. Mediante un análisis de regresión se obtiene la Ec. (5.4) para calcular γ_a en función de la distorsión máxima de entrepiso. La gráfica de la Ec. (5.4) se muestra con línea discontinua en la Fig. 5.4.

$$\gamma_a = 0.8 \gamma \quad (5.4)$$

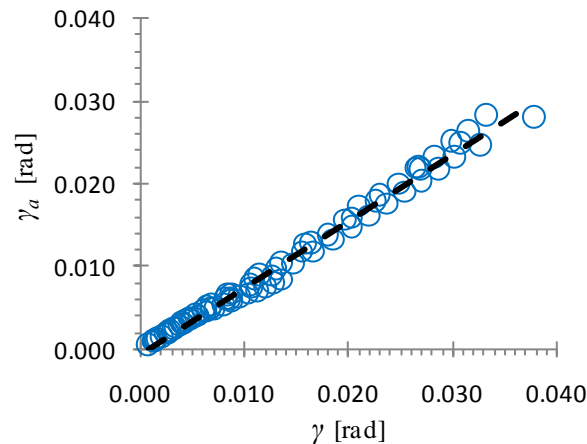


Fig. 5.4 Relación entre γ_a y γ

5.4 DISTORSIÓN RESIDUAL

Los promedios de las máximas distorsiones de cada entrepiso (γ_i), y de las distorsiones residuales (γ_R), del MPDE de 10 niveles, se presentan en la Figs. 5.5a, b, c y d, para intensidades sísmicas de 0.8g, 1.0g, 1.2g y 1.5g, respectivamente. Tal y como se espera, las magnitudes de γ_i crecen cuando $Sa(T_1)$ se incrementa. Se observa que la magnitud de γ_R es proporcional a la magnitud de γ_i . Se encuentra el mismo comportamiento para los otros marcos, por lo que es posible calcular las γ_R en términos de γ_i y el periodo fundamental de cada marco.

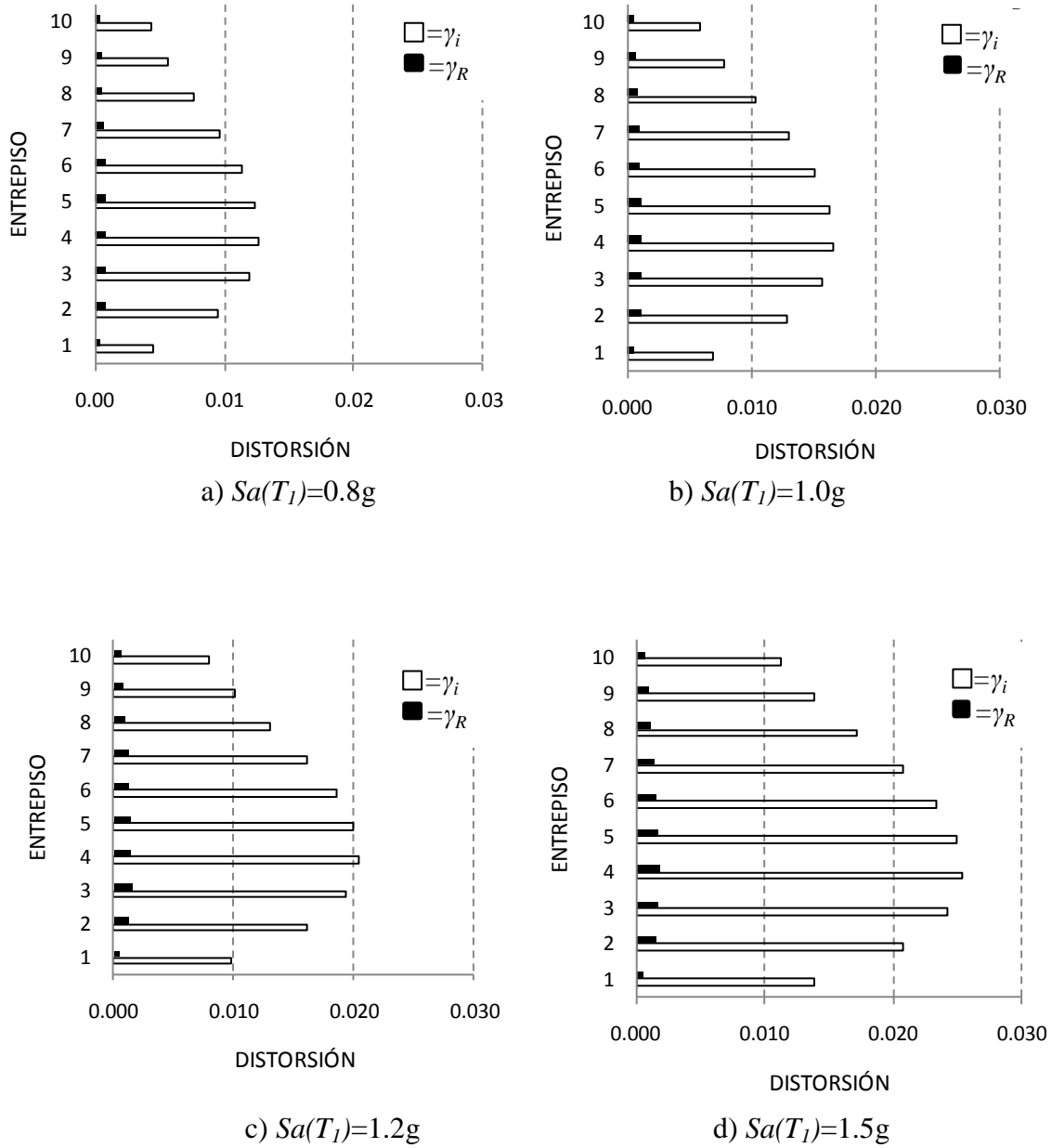
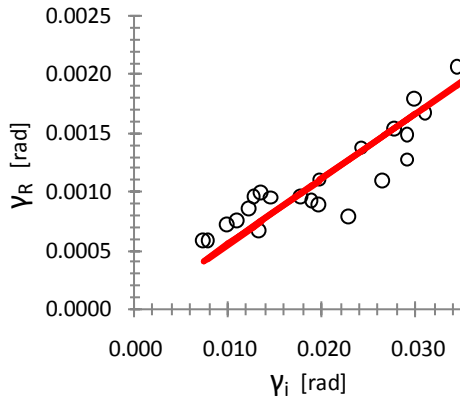


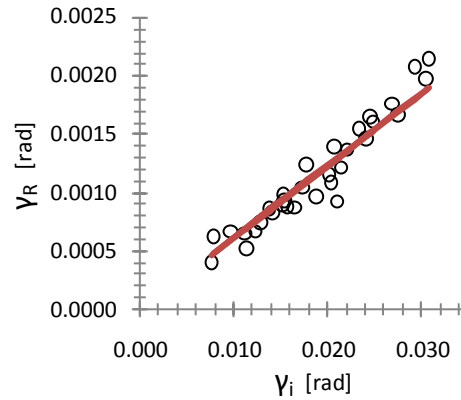
Fig. 5.5 Demandas máximas de γ_i y γ_R en el F10PT para $Sa(T_1)$ de 0.8g, 1.0g, 1.2g y 1.5g

Los pequeños círculos en las Figs. 5.6a, b, c y d representan los valores de γ_i y su correspondiente γ_R de los MPDE de 6, 8, 10 y 14 niveles, para intensidades sísmicas de 0.8g, 1.0g, 1.2g y 1.5g, respectivamente. En cada figura, se observa una relación lineal entre γ_R y γ_i independiente de $Sa(T_1)$. Mediante un análisis de regresión se obtiene la Ec. (5.5) con la cual se puede calcular la γ_R en cualquier entrepiso en función del periodo fundamental del MPDE y de γ_i .

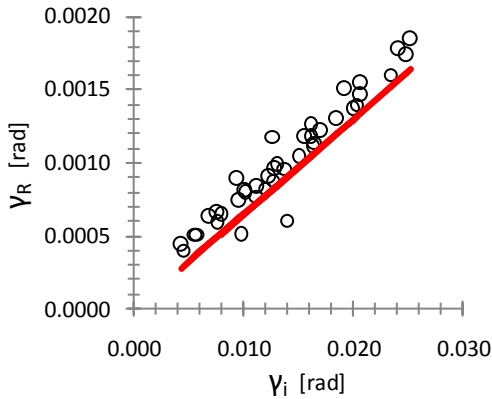
$$\gamma_R = (0.026 T_I + 0.029) \gamma_i \quad (5.5)$$



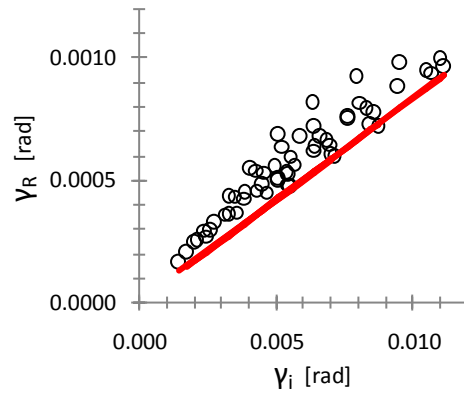
a) F6PT, T=1.03 s



b) F8PT, T=1.25 s



c) F10PT, T=1.37 s



d) F14PT, T=2.10 s

Fig.5.6 Relación entre distorsiones y distorsiones residuales de entrepiso

De las Figuras 5.5 y 5.6 se puede observar que para todos los MPDE y todas las $Sa(T_I)$ aquí estudiadas, las γ_R son menores a 0.005 rad, valor propuesto como límite de confort para los ocupantes del edificio y para que su reparación sea costeable en términos económicos (McCormick et al. 2008).

5.5 ROTACIÓN EN LAS CONEXIONES DE LOS MPDE

Las deformaciones en los elementos disipadores dependen fundamentalmente de la rotación de la conexión. La rotación en la conexión semi-rígida postensada (θ_r), es debido principalmente a la rotación relativa de la columna y el extremo de la viga que conecta. En los MPDE aquí estudiados, se observa que los valores máximos de θ_r se presentan en los pisos superior o inferior que corresponden al entrepiso donde la distorsión es máxima, independientemente del valor de $Sa(T_1)$. La Fig. 5.7 muestra los valores máximos de las rotaciones de conexión y distorsión de entrepiso obtenidos ambos de los análisis paso a paso de los MPDE para distintas intensidades sísmicas. Nótese la clara dependencia lineal entre estos parámetros de respuesta. Mediante un análisis de regresión se determina la Ec. (5.5) para calcular θ_r en función de γ_D .

$$\theta_r = 0.946 \gamma_D - 0.002 \quad (5.5)$$

La Ec. (5.5) es válida para valores $\gamma_D \geq 0.0031$, justo cuando los elementos disipadores en la conexión (en este caso ángulos) inician la fluencia. En el intervalo de valores $0 \leq \gamma < 0.0031$ los ángulos muestran comportamiento lineal y aplica la ecuación: $\theta_r = 0.311\gamma_D$.

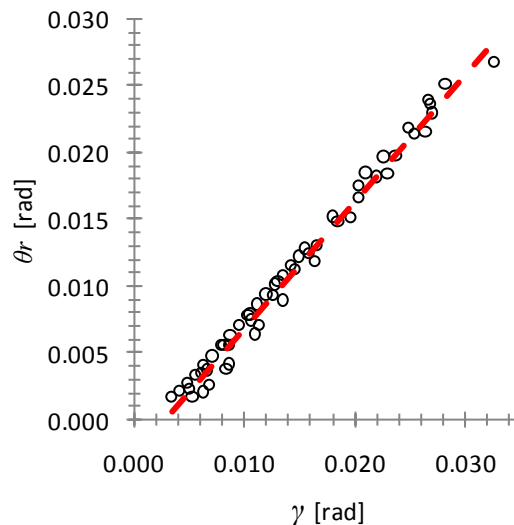


Fig. 5.7 Relación entre los máximos valores de θ_r y de γ en los MPDE

5.6 DUCTILIDAD

Los MPDE poseen una capacidad de ductilidad global elevada, debido a su concepción misma del diseño. Se establece que vigas y columnas permanecerán esencialmente elásticos ante la acción del sismo de diseño, y que las deformaciones plásticas quedarán confinadas a los elementos disipadores colocados en la conexión (Garlock et al 2007). Lo anterior es cierto, excepto en el apoyo de las columnas de planta baja cuando se encuentran

empotradas. En este caso, la sección fluye a intensidades sísmicas menores. La demanda de ductilidad en tales columnas influye de manera significativa en la distorsión residual, esta última crece cuando crece la demanda de ductilidad. Los MPDE en este estudio están empotrados en la base. De los análisis paso a paso se observa que en dichas columnas se inicia la fluencia para valores máximos de distorsión de entrepiso entre 0.0082 y 0.0087 rad, con intensidades sísmicas de 0.5g hasta 1.5g, para los marcos de 4 a 14 niveles.

La ductilidad del marco depende fundamentalmente de la ductilidad de las conexiones. Estas a su vez, dependen exclusivamente de la ductilidad de los ángulos. En el capítulo 3 ésta y otras capacidades de los ángulos se discutieron en términos de fuerza y desplazamiento ($V-\Delta$), recuérdese que Δ es la abertura de la conexión, que a su vez es igual a la elongación del ángulo. Con la relación $\Delta = d_1 \theta_r$, planteada a partir de la Fig. 3.13c, con Δ correspondiente a la fluencia (Δ_y), se puede calcular la rotación de fluencia de la conexión (θ_{ry}) (Ec. (5.6)). Con lo anterior y la demanda de rotación máxima se calcula la demanda de ductilidad de la conexión (μ_c) (Ec. (5.7)). Es importante señalar que con valores de gramil en los ángulos, similares a los propuesto en el Manual de Construcción en Acero del Instituto Mexicano de Construcciones de Acero (IMCA, 1987), el límite en la capacidad de rotación de la conexión semi-rígida postensada, lo impone la capacidad de deformación axial de los cables de postensado que deben permanecer elásticos y no las deformaciones plásticas de los ángulos.

$$\theta_{ry} = d_1 / \Delta_y \quad (5.6)$$

$$\mu_c = \theta_r / \theta_{ry} \quad (5.7)$$

5.7 COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO DE MPDE vs. MRM

Con el propósito de demostrar el mejor desempeño de los MPDE, se realizó un estudio comparativo entre MPDE y sus equivalentes marcos resistentes a momento (MRM) diseñados convencionalmente con conexiones soldadas (López-Barraza et al. 2013a) y se muestra en el Anexo A de esta tesis. Los resultados numéricos demuestran en todos los casos que las distorsiones máximas son menores en los MPDE que en los MRM. Tal reducción es del orden del 47%. En las distorsiones residuales sucede algo similar, en este caso la reducción es de 51%. Los resultados demuestran que los MPDE controlan de manera eficiente el desempeño sísmico en términos de distorsiones máximas y distorsiones residuales en marcos sujetos a sismos de banda angosta y de larga duración.

6 FACTORES DE TRANSFORMACIÓN (MODIFICACIÓN) ENTRE LA E_H DEL MPDE Y SU SISTEMA EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD

6.1 INTRODUCCIÓN

Una forma de tomar en cuenta el daño acumulado explícitamente, es mediante el concepto de energía histerética. Para incorporar la E_H al diseño, es necesario contar con herramientas que faciliten su cálculo. Una opción es usar sistemas de un grado de libertad equivalente (SUGLE) y con ellos construir espectros de energía histerética. Es importante reconocer que para obtener la respuesta real de sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL), se requiere de factores que transformen la respuesta del SUGLE a la respuesta del SMGL. Esto es particularmente necesario en el caso de E_H , ya que esto solo aplica cuando el comportamiento de la estructura es inelástico, lo que hace difícil un modelo simplificado sencillo. Por lo anterior, para calcular la E_H , en este trabajo se propone un SUGLE que toma en cuenta por separado la no linealidad de barras y de conexiones del marco original. Con las E_H calculadas de los SMGL en el capítulo 4, y las calculadas con los correspondientes SUGLE en este capítulo, se obtienen factores de transformación de E_H (FT_{EH}) que relacionan la E_H del SUGLE y la del SMGL. Mediante un análisis de regresión con estos FT_{EH} , se propone una ecuación para calcular factores de transformación en función de la demanda sísmica. En capítulos anteriores ya se propusieron ecuaciones para determinar γ_D , en función de la demanda sísmica, para calcular el factor de participación relativa de las conexiones en la E_H , y una ecuación en función de γ_D para calcular los factores de distribución de E_H en la altura. Con todo lo anterior, se tiene la herramienta necesaria para determinar la demanda y distribución de E_H en marcos de acero postensados con disipadores de energía, a partir de un SUGLE.

6.2 MODELO DEL SUGLE

El modelo utilizado para representar a la estructura está formado por el oscilador con dos resortes que trabajan en paralelo, uno representa la participación de vigas y columnas, el cual se referirá como sistema principal, y el otro representa a las conexiones postensadas con disipadores de energía (PTDE). El uso de dos resortes se debe a que vigas y columnas tienen un modelo histerético distinto al de las conexiones. Lo anterior se ilustra en la Fig. 6.1.

La ecuación de movimiento del SUGLE con conexión PTDE bajo carga sísmica está dada por:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + (k_{est} + k_c)x = -m\ddot{x}_g \quad (6.1)$$

donde \ddot{x} , \dot{x} y x son la aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente; m es la masa, c es el amortiguamiento, k_{est} y k_c son las rigideces del sistema principal (vigas y columnas) y de la conexión, respectivamente. La suma de las rigideces anteriores es la rigidez del sistema estructural completo.

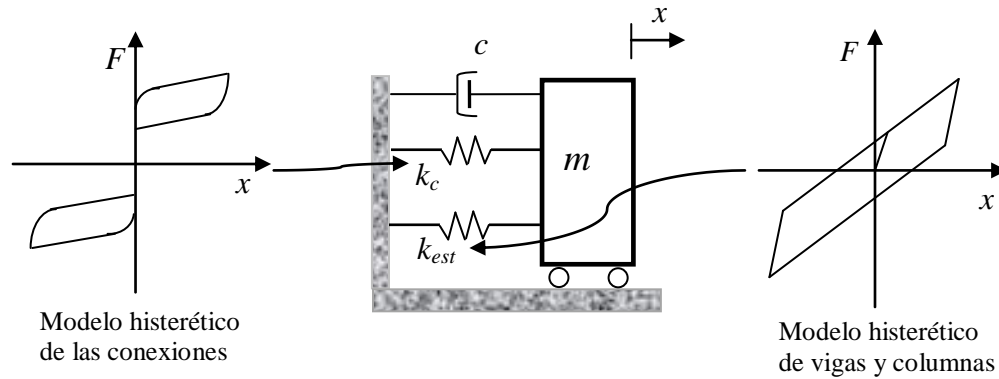


Fig. 6.1 Modelo del sistema principal con PTDE

La ecuación no lineal correspondiente al sistema combinado es:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + k_{est}\alpha_2x + (1 - \alpha_2)k_{est}z + F = -m\ddot{x}_g \quad (6.2)$$

Los términos $k_{est}\alpha_2x + (1 - \alpha_2)k_{est}z$ (Wen, 1976), representan la fuerza restauradora en un sistema no lineal histerético. El primer término depende del desplazamiento x y el segundo de su componente histerética z . El término F describe el comportamiento histerético con forma de bandera de la conexión en términos de fuerza versus desplazamientos (Richard and Abbott (1975), López-Barraza et al, 2013b); y está dado por las ecuaciones (6.3) y (6.4) para los ciclos de carga y descarga respectivamente:

$$F = F_d + \frac{(k_c + k_{cp})x}{\left[1 + \left|\frac{(k_c - k_{cp})x}{F_0}\right|^N\right]^{\frac{1}{N}}} + k_{cp}x \quad (6.3)$$

$$F = F_a - \frac{(k_c + k_{cp})(x_a - x)}{\left[1 + \left|\frac{(k_c - k_{cp})(x_a - x)}{\beta F_0}\right|^N\right]^{\frac{1}{N}}} - k_{cp}(x_a - x) \quad (6.4)$$

donde: x es el desplazamiento en la conexión (que es el mismo del sistema principal ya que se supone que trabajan en paralelo); k_c y k_{cp} son la rigideces inicial y de post-fluencia de la conexión; N define la zona de transición de comportamiento elástico a inelástico; β define el ancho de la bandera; F_d es la fuerza de descompresión (justo cuando abre la conexión); $F_0 = F_y - F_d$, en la que F_y es la fuerza de fluencia; x_a y F_a son el desplazamiento y fuerza máximos alcanzado en cada ciclo de carga. La Ec. (6.3) se utiliza para los ciclos de carga positiva o negativa; la Ec. (6.4) es para descarga. En la Fig. 6.2 se muestra un ciclo histerético de la conexión semi-rígida postensada, donde se interpreta la definición de los parámetros antes mencionados. También se identifica a F_c , que es la fuerza cuando cierra la conexión. Las Ecs. (6.3) y (6.4) se basan en resultados de pruebas experimentales (López Barraza et al (2013a); Garlock et al (2003)).

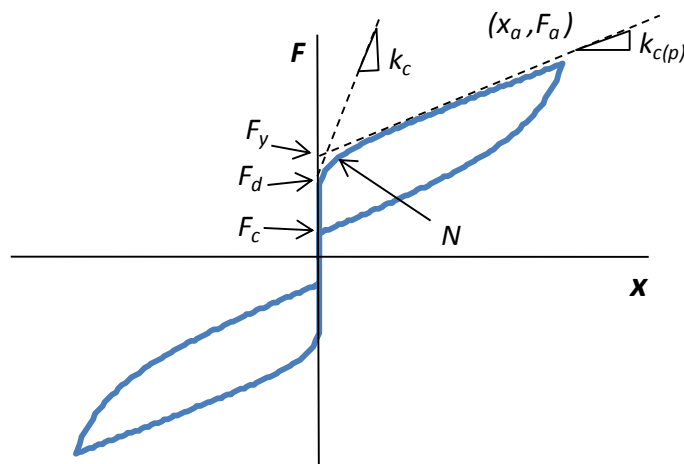


Fig. 6.2 Modelo histerético de la conexión

Dividiendo la ecuación (6.2) entre m y expresándola mediante el siguiente sistema de ecuaciones diferenciales, se tiene lo siguiente:

$$\ddot{x} = -\frac{c}{m}\dot{x} - \frac{k_{est}}{m}\alpha_2 x - (1-\alpha_2)\frac{k_{est}}{m}z - \frac{M}{m} - \ddot{x}_g$$

$$\dot{z} = \frac{\alpha_3\dot{x} - \nu(\alpha_4 z|\dot{x}|z|^{\alpha_6-1} + \alpha_5\dot{x}|z|^{\alpha_6})}{\eta}$$
(6.5)

donde $\alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ y α_6 son parámetros del modelo propuesto por Bouc (1967) y modificado por Baber y Wen (1981) que controlan la amplitud, la forma del ciclo histérico y la suavidad de la transición entre la parte elástica e inelástica; η y ν son parámetros que controlan el deterioro de la rigidez y resistencia. Para estructuras de acero, Casciati y Faravelli (1991) sugieren tomar:

$$\alpha_4 = \alpha_5 = \frac{1}{2\nu} \left(\frac{k_{est}}{F_{est}} \right)^{\alpha_6}$$

El sistema de ecuaciones (6.5) se puede escribir como un sistema de ecuaciones diferenciales de primer orden, haciendo el siguiente cambio de variable $y_1 = x$, $y_2 = \dot{x}$, $y_3 = z$, quedando de la siguiente forma (Rivera y Ruiz, 2007):

$$\dot{y}_1 = y_2$$

$$\dot{y}_2 = -\frac{c}{m}y_2 - \frac{k_{est}}{m}\alpha_2 y_1 - (1-\alpha_2)\frac{k_{est}}{m}y_3 - \frac{M}{m} - \ddot{x}_g$$

$$\dot{y}_3 = \frac{\alpha_3 y_2 - \nu(\alpha_4 y_3|y_2||y_3|^{\alpha_6-1} + \alpha_5 y_2|y_3|^{\alpha_6})}{\eta}$$
(6.6)

Resolviendo el sistema de ecuaciones (6.6) se pueden obtener el desplazamiento, velocidad y aceleración, así como los ciclos de histéresis tanto del sistema principal como de las conexiones PTDE. Calculando el área de dichos ciclos se obtienen las E_H correspondientes. Sumando ambos valores obtendremos la energía total que disipa el sistema combinado.

6.3 ALGORITMO PARA OBTENER LA RESPUESTA DEL SUGLE CON CONEXIONES PTDE

El algoritmo que aquí se propone es como sigue:

- 1) Se asignan las características dinámicas del SMGL al SUGLE por estudiar; esto es, el mismo periodo fundamental (T) y amortiguamiento (c), además de la fuerza de fluencia del sistema principal (F_{est}), las rigideces elásticas y plásticas del sistema principal (k_{est} , k_{estp}) y las correspondientes a las conexiones (k_c , y k_{cp}). Los valores de F_{est} y de las rigideces, se obtienen a partir de análisis estáticos incrementales (“push-over”) del SMGL con conexiones PTDE y alternativamente con conexiones articuladas.

- 2) Se calcula la masa del SUGL equivalente $m = \frac{k_T T^2}{(2\pi)^2}$, donde $k_T = k_{est} + k_c$

- 3) Se obtiene el desplazamiento de fluencia de sistema estructural mediante la relación

$$d_{est} = \frac{F_{est}}{k_{est}}.$$

- 4) Se establecen los parámetros de los modelos histeréticos del sistema principal

(Baber-Wen (1981)), $\alpha_2 = k_{estp}/k_{est}$, $\alpha_4 = \alpha_5 = \frac{1}{2\nu} \left(\frac{k_{est}}{F_{est}} \right)^{\alpha_6}$ y de las conexiones

(Ecs. (6.3) y (6.4)).

- 5) Se escalan los sismos registrados en el terreno en la zona blanda del D.F de manera que cubran la intensidad de interés (S_a) correspondiente al periodo estructural fundamental (Shome y Cornell, 1999).

- 6) Se calcula la respuesta del SUGL combinado empleando un método “paso a paso” en el tiempo (aquí se utilizó el método Runge-Kutta de cuarto orden). Resolviendo el sistema de ecuaciones (6.6), se obtienen la energía histerética disipada, fuerza restauradora máxima y desplazamiento máximo

- 7) Una vez que se han calculado las repuestas del SMGL y de su SUGLE se pueden obtener factores que relacionan las respuestas de ambos sistemas estructurales de la siguiente manera:

$$FT_{EH} = \frac{R_{SMGL}}{R_{SUGL}} \quad (6.7)$$

Donde, FT_{EH} es el factor de transformación del parámetro de respuesta del SUGLE para obtener el del SMGL. R es el parámetro de respuesta, que en este estudio es la

energía histerética, pero podría ser cortante basal, distorsión máxima o demanda de ductilidad.

6.4 FACTORES DE TRANSFORMACIÓN DE E_H

En este estudio se determinan factores de transformación de energía histerética (FT_{EH}). Cada uno de los marcos descritos en la Tabla 4.1, se somete a la acción de los 30 sismos que se listan en la Tabla 4.3. En el Capítulo 4 se calculó la E_H de los SMGL. Siguiendo el procedimiento descrito en la sección anterior, se analizan los SUGLE correspondientes a cada MPDE sujetos a la acción de los sismos escalados. A partir de la respuesta en términos de E_H se procede a determinar los FT_{EH} , sustituyendo en la Ec. (6.7). En las Fig. 6.3 a, b, c, d y e, se muestran los factores de transformación obtenidos para los marcos de 4, 6, 8, 10 y 14 niveles, respectivamente. Nótese que para los primeros valores de $Sa(T_1)$ no existen valores de los factores de transformación ya que no hay disipación de E_H . En el otro extremo, algunas gráficas están truncadas para valores grandes de $Sa(T_1)$, debido a que los modelos experimentaron desplazamientos muy grandes que indican la falla de la estructura, provocando la suspensión del análisis dinámico. A partir de las figuras 6.3a a la 6.3e se pueden hacer las siguientes observaciones: 1) la magnitud de FT_{EH} depende de la intensidad sísmica $Sa(T_1)$. Para $Sa(T_1)$ pequeñas, FT_{EH} tiende a cero. Cuando $Sa(T_1)$ se incrementa, también lo hace FT_{EH} . 2) La dispersión aumenta cuando $Sa(T_1)$ también aumenta. 3) No es clara la influencia del periodo fundamental de los marcos (en este caso, la altura) con los valores máximo de la media de FT_{EH} .

En las Figs. 6.3a a la e, se observa que el promedio de los FT_{EH} de cada marco, (μFT_{EH}), puede ajustarse de manera razonable mediante una función lineal, por lo que se propone la siguiente ecuación:

$$FT_{EH}^* = b_1 Sa + b_2 \quad (6.8a)$$

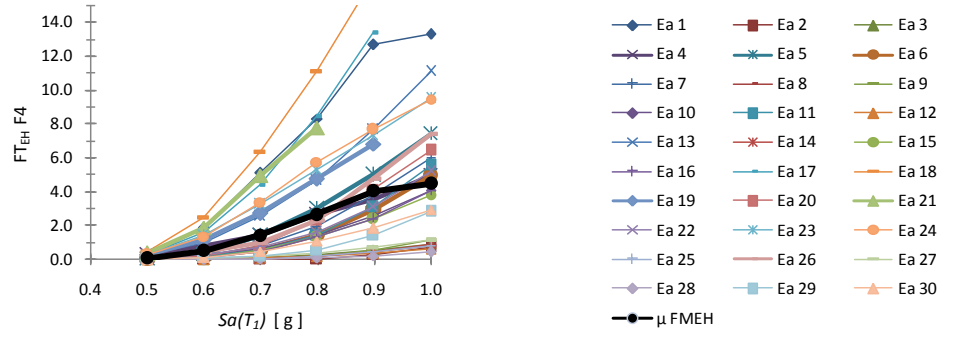
donde Sa está dada como fracción de la aceleración de la gravedad, b_1 y b_2 se calculan en términos del periodo fundamental del marco en estudio con las siguientes ecuaciones:

$$b_1 = 4.45T^2 - 17.31T + 20.24 \quad (6.8b)$$

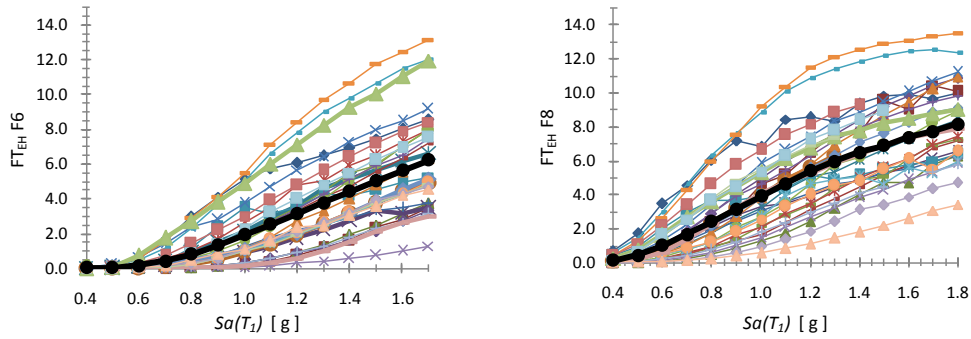
$$b_2 = -3.343T^2 + 12.14T - 12.65 \quad (6.8c)$$

En la Fig. 6.4, con línea continua se muestran las gráficas de los promedios de FT_{EH} obtenidos a partir de los resultados de los análisis dinámicos, y con línea discontinua los

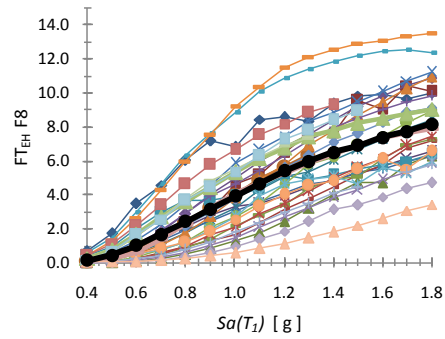
valores FT_{EH}^* obtenidos con la Ec. (6.8a), para cada modelo de este estudio. Se observa que el ajuste obtenido con la Ec. (6.8a) es adecuado, siendo mejor para los marcos F10 y F14, debido a que en estos últimos, las demandas de no linealidad son menores para las intensidades sísmicas consideradas.



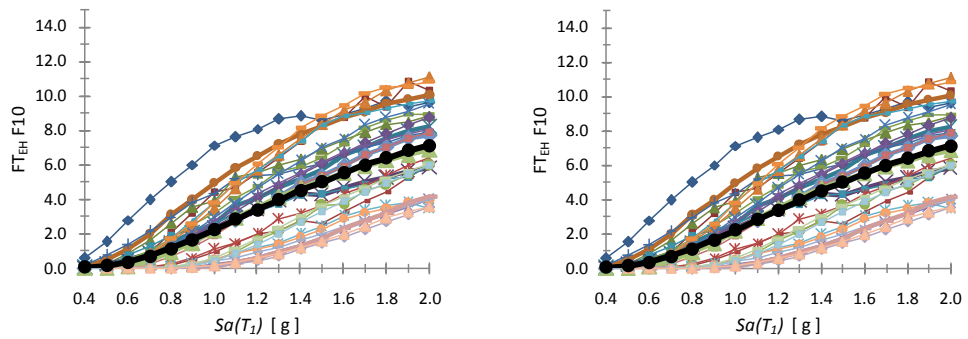
a) F4PT



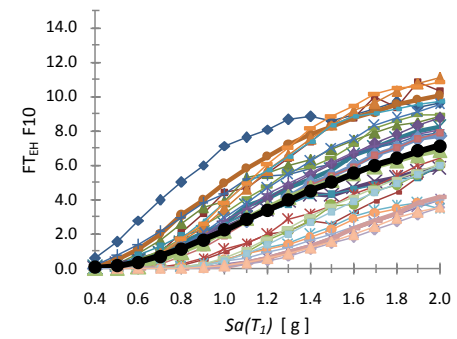
b) F6PT



c) F8PT



d) F10PT



e) F14PT

Fig.6.3. Factores de transformación de E_H de los marcos F4 a F14

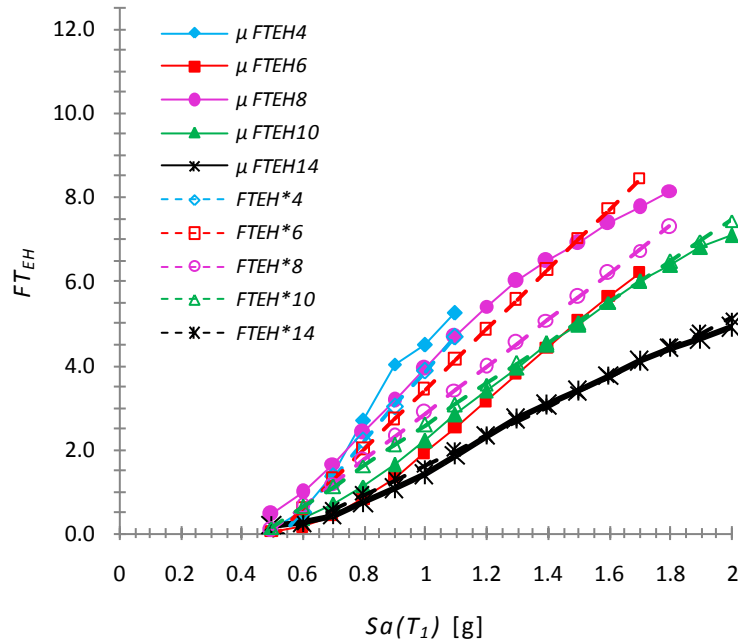


Figura 6.4. FT_{EH} de los SUGLE

6.5 ESPECTROS DE ENERGIA HISTERÉTICA

Con el uso exclusivo de la E_H se pueden determinar distintas combinaciones del número y magnitud promedio de los ciclos histeréticos en la estructura, por lo que resulta insuficiente para estimar el daño acumulado por deformaciones plásticas, tan importantes en el desempeño sísmico de la estructura. Se pueden tener valores similares de energía histerética, correspondientes a sistemas que tienen grandes deformaciones plásticas y pocos ciclos de carga, y sistemas que tienen pequeñas deformaciones plásticas con muchos ciclos de carga. Sin embargo, el daño que se presenta en ambos sistemas es completamente diferente. Un parámetro que se correlaciona bien con las demandas acumuladas y con el daño que estas pueden causar, es la energía histerética normalizada respecto al desplazamiento (D_y) y fuerza de fluencia (F_y). Varios investigadores han utilizado la energía histerética normalizada (E_{HN}) para desarrollar recomendaciones para el diseño y detallado de elementos de concreto reforzado (Gosain et al., 1977; Scribner y Wight, 1980; Darwin y Nmai, 1985); además, se han formulado algunas metodologías de diseño que consideran explícitamente el efecto de los ciclos plásticos a través de la energía histerética (Krawinkler y Nassar, 1992; Terán-Gilmore y Simon, 2006). En base a ello el uso de la E_{HN} se ha considerado y se asume en esta investigación.

La E_{HN} se calcula con la Ec. (6.9). D_y y F_y se obtienen mediante un análisis incremental no lineal (“pushover”) de la estructura. La tabla 6.1 muestra los valores de D_y y F_y calculados para los MPDE de 4, 6, 8, 10 y 14 niveles.

$$E_{EN} = \frac{E_H}{D_y F_y} \quad (6.9)$$

Tabla 6.1 Desplazamiento y fuerza de fluencia

	F4	F6	F8	F10	F14
D_y (m)	0.050	0.072	0.073	0.082	0.100
F_y (kN)	1030	1570	1570	1766	1373

En la Fig. 6.5 se muestran los espectros promedio de E_{HN} para distintas demandas de intensidad sísmica, los valores graficados son de la energía demandada por los 30 sismos a los SUGLE con periodo fundamental igual al del correspondiente MPDE ($T_I=0.89, 1.03, 1.25, 1.37$ y 2.1 s).

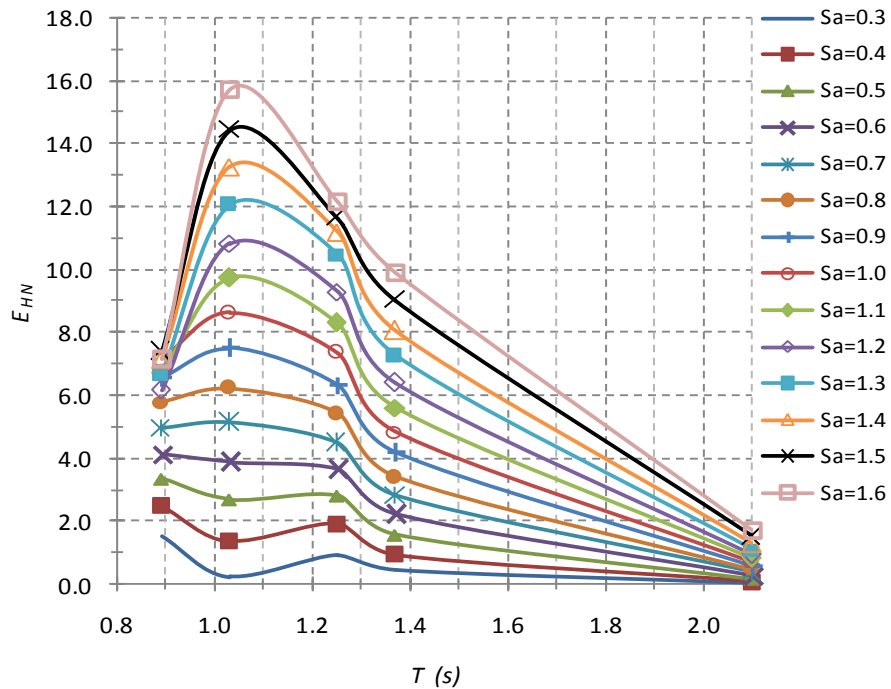


Fig. 6.5 Espectro de energía histerética normalizada, $\xi=3\%$

6.6 SECUENCIA DEL CÁLCULO DE E_H DE UN MPDE A PARTIR DEL SUGLE

Se ha propuesto un conjunto de ecuaciones para estimar la E_H en MPDE a partir de SUGLE. A continuación se resumen los pasos a seguir.

1. Calcular la E_{HN} total del SUGLE (E_{HS}). A partir de un espectro como el de la Fig. 6.5 o resolviendo las Ecs. (6.5).
2. Con $Sa = Sa(T_1)$ en la Ec. (6.8a), junto con las Ecs. (6.8b) y (6.8c), calcular FT_{EH} .
3. Calcular la E_{HN} total del MPDE multiplicando FT_{EH} por E_{HS} .
4. Con la Ec. (5.1), calcular la γ_D (distorsión máxima) correspondiente a $Sa(T_1)$.
5. Con γ_D en la Ec. (4.1a), junto con las Ecs. (4.1b) y (4.1c), calcular el FPC (factor de participación de las conexiones).
6. Calcular la E_H que disipan las conexiones, (E_{HU}), multiplicando FPC por E_{HN} .
7. Con $\gamma = \gamma_D$ y las Ecs. (4.2a) a (4.2d), calcular los FD_{EH} correspondiente a cada piso del MPDE, (FD_{EHi}).
8. Calcular la demanda de E_H en cada piso, (E_{HUi}) multiplicando E_{HC} por cada FD_{EHi} .
9. La diferencia entre E_{HN} y E_{HU} es la E_H que disipan las columnas, (E_{HC}), principalmente las de la base cuando están empotradas.

7 MÉTODO DISEÑO SÍSMICO DE MPDE BASADO EN ENERGÍA

7.1 INTRODUCCIÓN

Los resultados catastróficos ocasionados por eventos sísmicos severos como los de México 1985, Northridge 1994, Kobe 1995 y Chile 2010, han dejado de manifiesto la necesidad de mejorar las metodologías de diseño sísmico de estructuras, ya que una cantidad importante de estructuras diseñadas bajo códigos sísmicos actuales no exhibieron un comportamiento satisfactorio durante dichos eventos. La mayoría de los reglamentos de diseño sísmico de estructuras se basan en el uso de espectros de diseño derivados de sistemas de un grado de libertad equivalente para garantizar los requerimientos de resistencia lateral de las estructuras, y en el control de las distorsiones máximas de entrepiso como parámetro principal para medir el desempeño estructural. Sin embargo, tanto los espectros de diseño, como las distorsiones máximas de entrepiso representan demandas máximas sobre las estructuras, y pueden resultar insuficientes al no considerar las demandas acumuladas por deformaciones plásticas. Las demandas acumuladas son muy importantes en estructuras con baja capacidad de disipación de energía, o en estructuras con alta capacidad de disipación de energía sujetas a sismos de larga duración, como los que ocurren en el valle de México, especialmente en aquellas con periodos cercanos al periodo dominante del suelo (Terán-Gilmore, 2001; Bojórquez y Ruiz, 2004). Una mejor predicción de las demandas acumuladas y el daño que estas pueden causar, la proporciona la energía histerética normalizada respecto al producto del desplazamiento y fuerza de fluencia. Se han formulado metodologías de diseño que toman en cuenta de manera explícita el efecto de los ciclos plásticos a través de la energía histerética (Krawinkler y Nassar, 1992; Terán-Gilmore y Simon, 2006).

El uso de modelos simplificados como sistemas de un grado de libertad, son una buena alternativa para lograr esta condición. En este capítulo, mediante factores de transformación, se estiman las respuestas de los MPDE, a partir de la respuesta del SUGLE. Es importante mencionar que para el caso de sistemas con disipadores de energía, donde esta se disipa por deformación del material, comúnmente se expresa el sistema equivalente de un grado de libertad como un sistema de una masa con dos resortes en paralelo, para considerar la contribución de la estructura y los disipadores los cuales exhiben un comportamiento histerético distinto. Los procedimientos descritos para obtener el sistema equivalente de un grado de libertad se plantearon en términos de las propiedades dinámicas del MPDE. La práctica actual del diseño sísmico, indica que los ingenieros utilizan las propiedades dinámicas obtenidas de una estructura con conexiones rígidas en el intervalo elástico. Bajo cargas gravitacionales y al inicio de las demandas sísmicas, los MPDE permanecen en el rango elástico, sus conexiones permanecen cerradas y se desempeñan como conexiones soldadas. Es por ello que las propiedades dinámicas elásticas son prácticamente iguales en ambos tipos de marcos. La Tabla 7.1 muestra los periodos fundamentales (T_1) de marcos con conexiones soldadas y sus equivalentes MPDE usados en este estudio. La pequeña diferencia en T_1 entre los marcos con el mismo número de niveles es debido a las placas de refuerzo en los patines de los extremos de las vigas en los MPDE, que los hace inicialmente más rígidos.

En este capítulo, se propone un método basado en energía para el diseño sísmico de marcos de acero postensados con disipadores histeréticos.

Tabla 7.1 Período fundamental de los marcos

No. de pisos	T ₁ (s)	
	M. rígido	MPDE
4	0.90	0.89
6	1.07	1.03
8	1.20	1.25
10	1.37	1.37
14	1.91	2.10

7.2 MÉTODO DE DISEÑO

Las metodologías de diseño sísmico basadas en energía consisten en suministrar a las estructuras capacidad de disipación de energía mayor o igual a las demandas de energía sísmica (Akiyama, 1985; Uang y Bertero, 1990). Los requerimientos de diseño de una estructura sísmo-resistente en estos términos se pueden formular mediante la siguiente expresión:

$$\text{Capacidad de Energía} \geq \text{Demanda de Energía} \quad (7.1)$$

De todos los tipos de energía introducidos y disipados por una estructura, la energía histerética es la que más se relaciona con el daño estructural, en particular, si la energía histerética se normaliza con respecto al producto de la fuerza y desplazamiento de fluencia. Por esta razón, es importante expresar la ecuación anterior en términos de la energía histerética normalizada. Entonces la Ec. (7.1) toma la forma de la Ec. (7.2):

$$E_{HNC} \geq E_{HND} \quad (7.2)$$

Donde: E_{HNC} y E_{HND} son la capacidad y demanda de E_H normalizada de la estructura, respectivamente. En este estudio se propone un criterio de diseño sísmico de MPDE utilizando SUGLE basado en la Ec. (7.2), lo que implica el uso de tres herramientas: 1) análisis de empuje lateral estático no-lineal (“push-over”), 2) sistemas de un grado de libertad equivalentes, y 3) espectros de energía histerética normalizada.

El criterio de diseño propuesto se basa en garantizar cuatro condiciones de diseño: 1) resistencia lateral (a través del coeficiente sísmico); 2) control de distorsión máxima de entrepiso; 3) control de E_H en conexiones, vigas y columnas, y 4) revisión de la ductilidad de los elementos disipadores y fuerza en los cables de postensado. El algoritmo de diseño sísmico propuesto en este estudio se muestra en la Fig. 7.1 y se describe a continuación:

Paso 1. Propuesta inicial, pre-dimensionamiento de vigas y columnas considerando conexiones rígidas en la edificación (e.g. mediante algún código o procedimiento simplificado. Aquí se parte de considerar un coeficiente sísmico c).

Paso 2. Se diseñan las conexiones semi-rígidas postensadas usando el procedimiento propuesto por Garlock y colaboradores para detallar las dimensiones de ángulos, tornillos, placas de refuerzo, cables y tensado inicial (Garlock et al. 2007).

Paso 3. Los elementos estructurales y las conexiones obtenidas en los pasos 1 y 2, respectivamente, constituyen el MPDE. Mediante un análisis de valores característicos se determina el periodo fundamental (T_{PT}), y con un análisis estático incremental no lineal se calculan el desplazamiento de fluencia (D_y) y la fuerza de fluencia (F_y). Con esta última y el peso de la estructura se calcula el coeficiente sísmico real (c_{yPT}).

Paso 4. *Primer control*: se verifica que $c_{yPT} \leq c$, si se cumple, se sigue con el paso 5; de lo contrario se regresa al paso 1.

Paso 5. Calcular la demanda de distorsión máxima de entrepiso (γ_D) con la Ec. (5.1), el valor S_a necesario se determina a partir de c . *Segundo control*: si se cumple que $\gamma_D \leq \gamma_{perm}$, se continúa en el paso 6; de lo contrario se regresa al paso 1.

Paso 6. Se calcula la demanda de E_{HN} en el SUGLE, al cual se le asignan la misma rigidez, periodo fundamental y nivel de amortiguamiento del MPDE, sometido a una intensidad sísmica $S_a(T_1) = c$ (se pueden usar espectros de E_{HN} construidos para tal propósito).

Paso 7. Calcular la demanda de E_{HN} en el MPDE (E_{HND}), usando el factor de transformación de energía (FT_{EH}), para pasar del SUGLE a la estructura real. El FT_{EH} se calcula con la Ec. (6.8a).

Paso 8. Calcular la E_H que disipan las conexiones, ($E_{H DU}$), y las columnas, ($E_{H DC}$), del MPDE, usando el factor de participación de las conexiones, (FPC), Ec. (4.1a).

Paso 9. Calcular la demanda de E_H en cada piso, ($E_{H DU i}$), mediante los factores de distribución de energía histerética ($FD_{EH i}$), Ec(4.2a).

Paso 10. Calcular la capacidad de E_H de cada piso, ($E_{H NC i}$), Ec(3.4).

Paso 11. *Tercer control*: verificar que $E_{H CU i} \geq E_{H DU i}$. Si se cumple, se continúa con el paso 12; de lo contrario se regresa al paso 1.

Paso 12. Calcular la capacidad de E_H de las columnas de la base, ($E_{H CC}$), Ec. (3.26).

Paso 13. *Cuarto control*: verificar que $E_{H CC} \geq E_{H DC}$. Si se cumple, se continúa con el paso 12; de lo contrario se regresa al paso 1.

Paso 14. *Quinto control*: verificar la ductilidad en los disipadores y que no fluyan los cables de postensado. Si cumple, el diseño es adecuado, de lo contrario se regresa al paso 1.

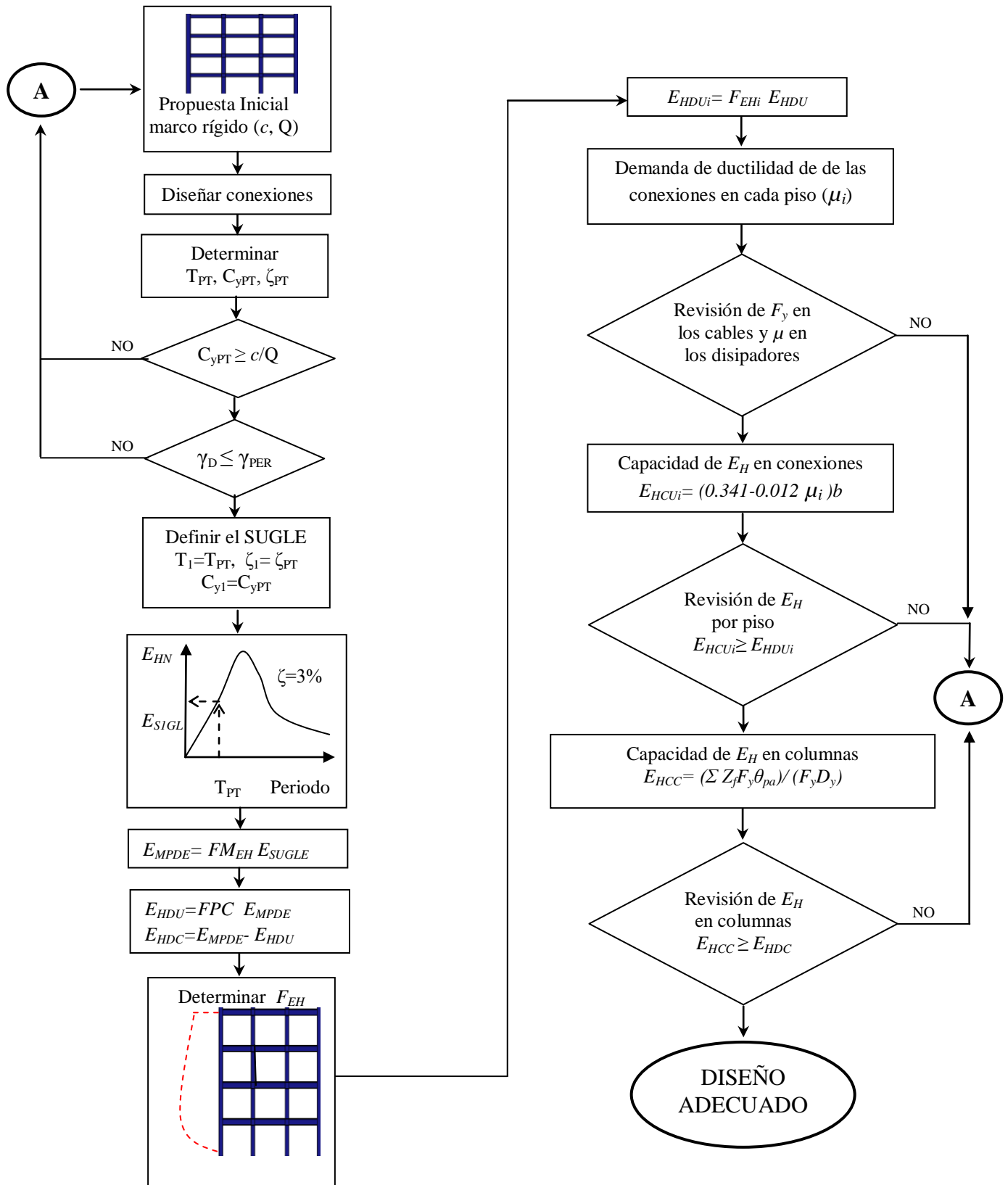


Fig. 7.1 Algoritmo de diseño sísmico basado en energía

7.3 EJEMPLO DE APLICACIÓN

Para ilustrar el procedimiento de diseño propuesto, se muestra su aplicación con un marco estructural de acero de 6 niveles y tres crujías ubicado en la zona IIIb del valle de México. El uso y condiciones de carga son las mismas que las de los MPDE definidos en el capítulo 4. La geometría del marco se muestra en la Fig. 7.1. A continuación se muestra método propuesto paso a paso.

1. Propuesta inicial como marco rígido.

Aquí se sigue un procedimiento convencional de diseño considerando las conexiones soldadas, con el criterio de columna fuerte y viga débil. En este paso, las secciones de vigas y columnas pueden quedar un poco escasas y aprovechar el mejor desempeño que el marco tendrá cuando sea equipado con las conexiones semi-rígidas postensadas (ya se realizó un estudio comparativo del desempeño, ver Anexo A). Para el pre-diseño se usó el cuerpo principal del RCDF-2004, con un coeficiente sísmico $c=1.2$, $Q=4$, $\beta=1$ y $k=0.35$ se tiene que $Q'=6$. En la tabla 7.1 se muestran las secciones obtenidas en la propuesta inicial.

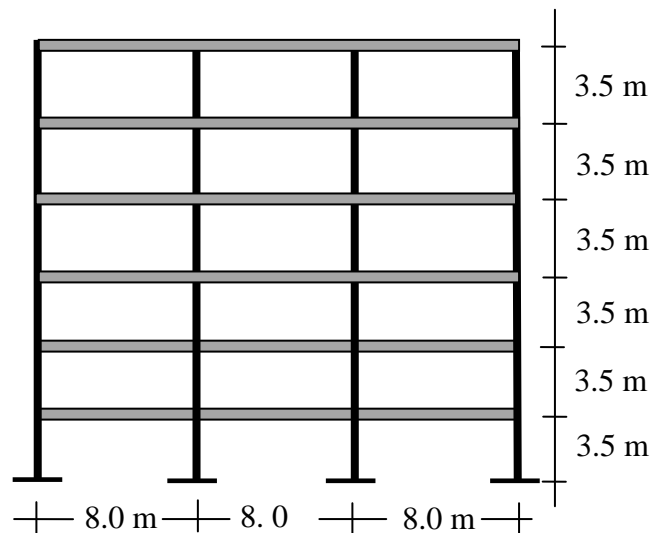


Fig. 7.1 Geometría del marco estructural.

Tabla 7.1 Secciones propuestas para el marco estructural

Nivel	Vigas	Columnas Internas	Columnas Externas
1	W16x45	W24x131	W24x131
2	W16x57	W24x117	W24x117
3	W16x57	W24x94	w24x84
4	W16x50	W24x94	w24x84
5	W16x40	W24x76	W24x76
6	W16x40	W24X76	W24x76

2. Diseño de las conexiones.

A partir de la geometría de las vigas y con los momentos obtenidos en condiciones de servicio (carga muerta más viva) y de diseño (carga muerta más viva más sismo factorizadas), se diseñan las conexiones siguiendo el procedimiento propuesto por Garlock et al. (2007). Se usaron ángulos de lados iguales de 152 mm, y espesor de 10 mm, de acero G50 y cables de acero de alta resistencia de 15.7 mm de diámetro, con una capacidad máxima de 279 kN (28440 kgf). Los patines en los extremos de las vigas se reforzaron con placas exteriores de 25 mm de espesor, ancho igual al patín de la viga y longitud de 1000 mm. La tabla 7.2 muestra los resultados obtenidos. El parámetro α en la tabla es para controlar la capacidad de momento de fluencia de las conexiones en cada nivel. Con valores mayores de α se incrementa la capacidad relativa de la conexión. Obsérvese que se proponen valores mayores en los pisos altos, con el fin de reducir la influencia de los modos de vibrar superiores. M_d es el momento de descompresión justo cuando la conexión se abre, y To_i es la tensión inicial en cada cable.

Tabla 7.2 Diseño de las conexiones

Nivel	Mserv. (kgf-m)	Mdiseño (kgf-m)	α	Md (kgf-m)	Ángulos		Cables		To_i (kgf)	d_2 mm
					tamaño	long. (mm)	Diámetro	Cantidad		
N1	12390	27840	0.8	19220	152 x 10	180	15.7	8	11044	218
N2	12810	36400	0.9	19220	152 x 10	180	15.7	8	10854	221
N3	13240	37040	0.9	19862	152 x 10	180	15.7	8	11216	221
N4	13440	31910	1	20153	152 x 10	180	15.7	10	9194	219
N5	13460	25970	1.1	20183	152 x 10	180	15.7	8	11679	216
N6	10630	19650	1.2	15948	152 x 10	180	15.7	6	12304	216

3. Ensamble del MPDE.

Con los elementos obtenidos en los pasos 1 y 2 se integra el MPDE, se determina el periodo fundamental de vibración (T_{PT}), y mediante un análisis estático incremental no lineal se determinan la fuerza de fluencia, (F_y) (cortante basal) y desplazamiento de fluencia, (D_y). El coeficiente sísmico real (c_{yPT}) se calcula con F_y y el peso de la estructura (W) que es de 495600 kgf. Los valores calculados para este ejemplo son:

$$T_{PT} = 1.34 \text{ seg.}$$

$$F_y = 109000 \text{ kgf}$$

$$D_y = 0.082 \text{ m}$$

$$c_{yPT} = F_y/W = 0.220$$

4. Control de resistencia

$c_{yPT} = 0.220 > c/Q' = 0.200$; la condición se satisface, por lo que se continúa con el paso 5.

5. Control de distorsión máxima de entrepiso.

De la Ec. (5.1), con $S_a=1.2$ y $T=1.34$ seg., se tiene que:

$$\gamma_D=0.017$$

$\gamma_D < 0.030$: La condición se satisface, por lo que se continúa con el paso 6.

6. Cálculo de la E_{HNS} en el SUGLE.

Para la zona IIIb, se cuenta con el espectro de E_{HN} para los SUGLE, el cual se muestra en la Fig. 6.5. Con $S_a=1.2g$, $T=1.34$ seg. y $\xi=3\%$, del espectro se obtiene:

$$E_{HNS}=7.1$$

7. Cálculo la demanda de E_{HN} en el MPDE (E_{HND}).

Con $T=1.34$ seg. en las Ecs. (6.8b), (6.8c) y (6.8a) se calcula el factor de modificación de E_H , resultando:

$$b_1=5.035$$

$$b_2= -2.385$$

$$FM_{EH}=3.657$$

La E_{HND} se calcula multiplicando E_{HNS} por FM_{EH} y se obtiene:

$$E_{HND} = 25.96$$

8. Cálculo de la E_{HN} que disipan las conexiones ($E_{H DU}$) y las columnas ($E_{H DC}$) del MPDE.

El factor de participación de E_H de las conexiones se obtiene con la Ecs. (4.1a), (4.1b) y (4.1c), en función del número de pisos del marco (N_p) y la demanda de distorsión. Con $N_p=6$ y $\gamma_D=0.017$ se obtiene:

$$a_1 = -3.337$$

$$a_2 = 0.509$$

$$FPC = 0.452$$

$$E_{H DU} = FPC E_{HND} = 11.734$$

$$E_{H DC} = E_{HND} - E_{H DU} = 14.226$$

9. Cálculo de la demanda de E_{HN} en cada piso ($E_{H DUi}$).

De las Ecs. (4.2a) a la (4.2d) se calculan los factores de distribución de E_H (FD_{EH}) correspondiente a cada piso. Con $\gamma=0.017$ se tiene:

$$f_1(\gamma) = 2.534$$

$$f_2(\gamma) = 0.409$$

$$f_3(\gamma) = 0.459$$

Sustituyendo los valores anteriores en la Ec. (4.2a) y la relación h/H correspondiente a cada piso, se obtienen los valores de FD_{EH} para cada piso normalizados respecto al mayor valor de FD_{EH} . El factor FD_{EHi} necesario para calcular $E_{H DUi}$ se obtiene dividiendo cada FD_{EH} entre la suma de todos los FD_{EH} . La $E_{H DUi}$ se calcula multiplicando $E_{H DU}$ por el FD_{EHi} correspondiente. Los valores calculados de los factores de distribución y de demanda de energía histerética en cada piso se muestran en la Tabla 7.3.

Tabla 7.3 Demanda de E_H en cada piso.

Nivel	h/H	FD_{EH}	FD_{EHi}	$E_{H DUi}$
1	0.167	0.328	0.131	1.533
2	0.333	1.000	0.401	4.677
3	0.500	0.668	0.268	3.122
4	0.667	0.312	0.125	1.461
5	0.833	0.132	0.053	0.618
6	1.000	0.055	0.022	0.257

10. Cálculo de la capacidad de E_H de cada piso (E_{HNCi})

Dada la demanda de ductilidad μ , la capacidad de E_H por cada mm de longitud de ángulos de 10 mm de espesor de acero grado 50, se calcula con la Ec. (3.4). La longitud de todos los ángulos usados es de 180 mm. μ se define como la razón de δ entre δ_y (en la Fig. 3.8 está definido δ y representa la abertura de la conexión). De los resultados experimentales se obtuvo que $\delta_y=1.0$ mm El valor de δ en cada piso se calcula en función de θ_r de las conexiones, θ_r a su vez, se calcula en función de la distorsión de entrepiso con la Ec. (5.5). Por último, la distorsión del entrepiso i (γ_i) se calcula en función de γ_D y con los factores $F\gamma_i$ con la Ec. (5.3). Los factores $F\gamma_i$ se obtuvieron en función de Sa con la Ec. (5.2) y las Ecs. (5.2a) a (5.2c) si $T \leq 1.25$ seg. o con las Ecs. (5.2d) a (5.2f) si $T > 1.25$ seg. En la Tabla 7.4 se resumen los valores calculados, donde d_l se define en la Fig. 3.13 y se obtiene al diseñar las conexiones. E_{Hi} es la capacidad de energía en el piso i en kgf-m, en este caso es la suma de la proporcionada por los 12 ángulos del piso i . E_{HNCi} se obtiene al normalizar E_{Hi} respecto a $F_y=109000$ kgf y $D_y=0.082$ m.

Tabla 7.4 Capacidad de E_H en cada piso

Nivel	h/H	$F\gamma_i$	γ_i	d_l	θ_r	δ	μ	E_{Hi}	E_{HNCi}
1	0.167	0.617	0.010	470	0.008	3.657	3.66	65421	7.319
2	0.333	1.000	0.017	477	0.014	6.610	6.61	57617	6.446
3	0.500	0.937	0.016	477	0.013	6.132	6.13	58881	6.588
4	0.667	0.765	0.013	473	0.010	4.795	4.79	62414	6.983
5	0.833	0.599	0.010	467	0.007	3.499	3.50	65839	7.366
6	1.000	0.462	0.008	467	0.005	2.488	2.49	68508	7.665

11. Verificar que la capacidad de E_H en las conexiones es mayor que la demanda.

Comparando la última columna de las Tablas 7.3 y 7.4 se observa que se cumple en todos los pisos la condición $E_{HNCi} \geq E_{HDCi}$, por lo que se continúa con el paso 12.

12. Cálculo de la capacidad de E_H de las columnas de la base (E_{HCC}).

Para evaluar la capacidad de disipación de energía histerética en las columnas de la base, se usa la Ec. (3.26). Esta se normaliza respecto a F_y y D_y . Las columnas en la base son perfiles W24x131, con $Z_f = 6063.2$ cm³, $F_y = 2833$ kgf/cm². Considerando $\theta_{pa} = 0.05$ y sustituyendo en la Ec.(3.26), se obtiene

$$E_{HNe} = 2Z_f F_y \theta_{pa} / F_y D_y = 192.18$$

Dado que son 4 columnas, la capacidad total es:

$$E_{HCC} = 768.72$$

13. Verificar que la capacidad de E_H de las columnas en la base es mayor que la demanda.

$E_{HCC} = 768.72 > E_{HDC} = 14.293$. Se cumple esta condición, por lo que se continúa con el paso 14.

14. Verificar la demanda de ductilidad en los ángulos de la conexión y la fuerza de fluencia de los cables de postensado.

El valor máximo de μ para los ángulos en cada nivel se muestra en la Tabla 7.4. La mayor demanda se presenta en el nivel 2, con un valor de 6.61. Respecto a la capacidad de ductilidad de los ángulos, en los estudios experimentales discutidos en el capítulo 3 se tienen pruebas satisfactorias con demandas de ductilidad de 18; entonces, para este tipo de ángulos se puede tomar una capacidad de ductilidad (μ_c) igual a 18. Comparando la $\mu_c=18$ con los valores de μ de la Tabla 7.4 se concluye que en ningún piso la demanda excede a la capacidad.

En la Tabla 7.2 se tienen las tensiones iniciales (T_{0i}) de los cables de postensado en cada nivel, y en la Tabla 7.4 se tienen las rotaciones de las conexiones en cada nivel. Con esta información se calcula la tensión máxima que experimentan los cables. En este ejemplo todas las vigas tienen el mismo peralte, por lo que el mayor incremento en la tensión adicional en los cables se presenta en el piso con mayor rotación en las conexiones. Por lo tanto, primero se verifica la tensión de los cables del nivel 2.

Las siguientes ecuaciones fueron desarrolladas en el capítulo 3:

$$T_s = T_0 + k_s \Delta_s \quad (3.16 \text{ repetida})$$

$$\Delta_s = 2d_2 \theta_r \quad (3.17 \text{ repetida})$$

De la Tabla 7.2 se tiene que $d_2=221$ mm, y de la Tabla 7.4, $\theta_r = 0.014$. Sustituyendo en la Ec. (3.17) se obtiene: $\Delta_s=3.094$ mm.

k_s es la rigidez axial del cable y se calcula con la siguiente ecuación:

$$k_s = \frac{EA_s}{L_s}$$

donde A_s es el área y L_s la longitud del cable. E es el módulo de elasticidad del acero. Se tiene que: $A_s = 150 \text{ mm}^2$, $E = 20000 \text{ kgf/mm}^2$, y debido a que en el cálculo de Δ_s se

consideró una sola crujía se toman $L_s = 8000$ mm. Sustituyendo estos valores en la ecuación anterior se obtiene:

$$k_s = 382.26 \text{ kgf/mm.}$$

Sustituyendo k_s y con $T_0 = 10854$ kgf obtenido de la Tabla 7.2, en la Ec. (3.16) se obtiene:

$$T_s = 10854 + (382.26)(3.094) = 12037 \text{ kgf}$$

La tensión máxima que el cable soporta es de $T_u = 28440$ kgf y es mucho mayor que la demanda máxima. En los otros niveles el incremento en la tensión de los cables es menor, garantizando que no excederán la capacidad de tensión. Se concluye entonces que el diseño de los cables es adecuado, y con esto termina el proceso de diseño del MPDE.

7.4 COMPARACIÓN CON EL DISEÑO CONVENCIONAL

Se comparan los resultados en términos de energía histerética, distorsiones de entrepiso, distorsiones residuales y fuerzas en la barras, para tres propuestas de diseño de un marco de 6 niveles. Todos los diseños fueron realizados usando el RCDF-2004 y se emplearon secciones W de acero A36 para vigas y columnas. La propuesta 1 (MCR1), fue desarrollada en un prestigiado despacho de cálculo de la Ciudad de México (García Jarque Ingenieros), y consiste en un marco con conexiones soldadas, las secciones W resultantes se muestran en la Tabla 4.1. La propuesta 2 (MCR2), consiste también en un marco con conexiones soldadas pero se consideran secciones más ligeras, las secciones W resultantes se muestran en la Tabla 7.1. En la propuesta 3 (MPDE) (corresponde al ejemplo desarrollado en la sección 7.3 de este capítulo). Se usan las vigas y columnas de la propuesta 2, sustituyendo las conexiones soldadas por conexiones semi-rígidas postensadas, el diseño de las conexiones se resume en la Tabla 7.2. Los tres marcos fueron sujetos a la acción de los 30 sismos que se muestran en la Tabla 4.3, escalados para una intensidad sísmica de 1.2g.

Los resultados que se analizan a continuación son el promedio correspondiente a los 30 sismos. Se observa que la E_H disipada es muy diferente en los tres marcos, el que mayor cantidad de energía disipa es el MCR2 ($1.4E6$ kgf-m), seguido por MCR1 y MPDE. En la Fig. 7.2 se muestran la E_H de los tres marcos normalizada respecto a la de MCR2. Se puede observar que MCR1 y MPDE disipan respectivamente 48% y 16% de la E_H que disipa MCR2.

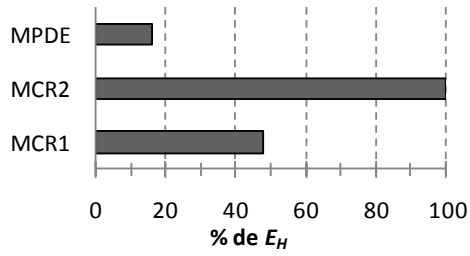


Fig. 7.2 E_H total disipada normalizada respecto a MCR2

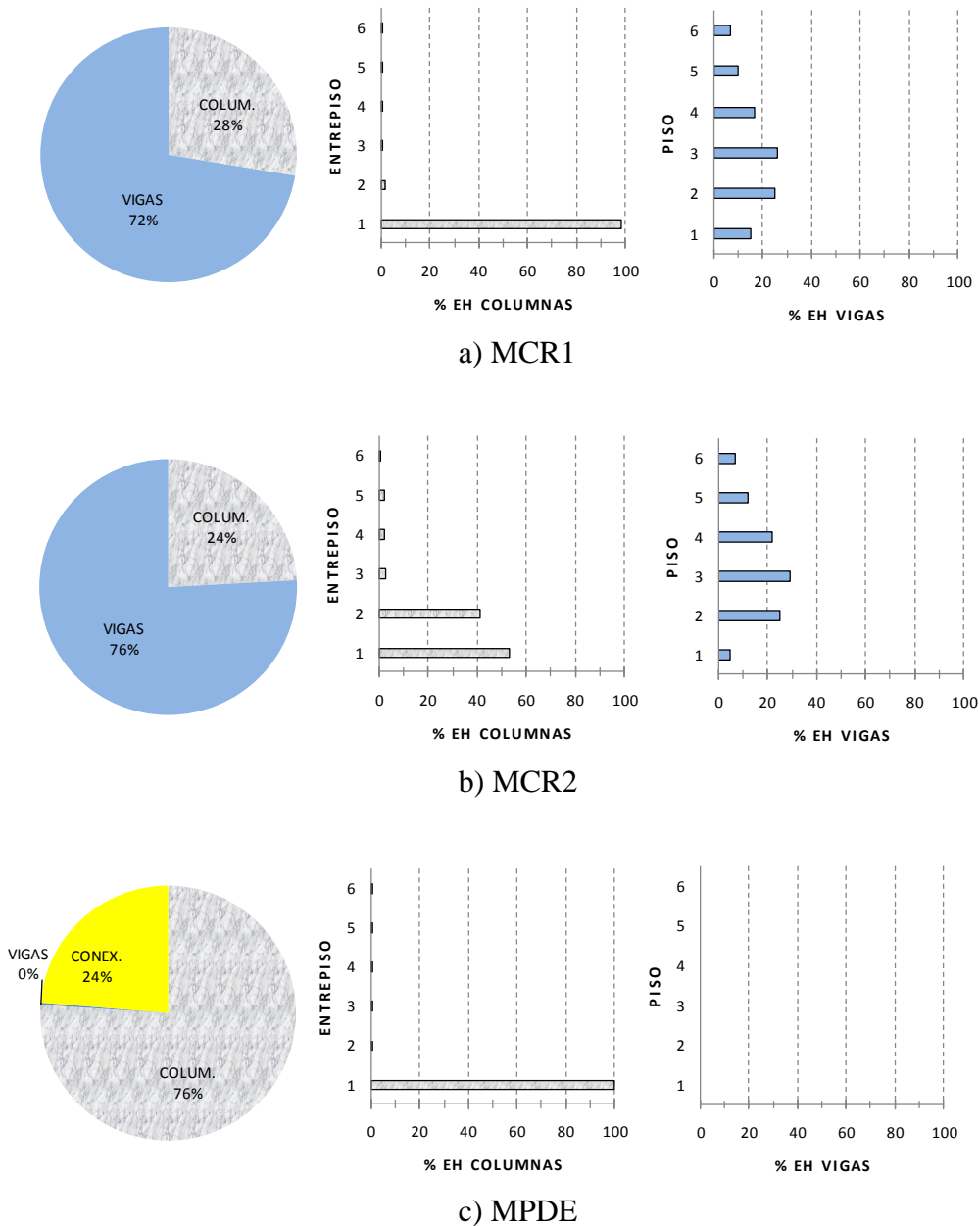


Fig. 7.3 Demandas de E_H en los marcos de 6 niveles; a) MPDE, b) MCR1, c) MCR2

La Fig. 7.3 muestra la manera en que se distribuyen las demandas de E_H . Las gráficas circulares muestran la contribución de columnas, vigas y conexiones a la disipación de la E_H total de cada marco. Los marcos MCR1 y MCR2 (Fig. 7.3a y 7.3b) tienen distribuciones similares, aun cuando los elementos del MCR1 son más robustos. Solo disipan E_H las columnas en la base, excepto en el marco MCR2 que también disipa en el entrepiso 2. Nótese que el marco MPDE (Fig. 7.3c), aun cuando tiene las mismas vigas y columnas que MCR2, solo disipa E_H en el extremo apoyado en la cimentación de las columnas de la base. Por lo anterior se puede concluir que el MPDE es más eficiente en términos de demandas E_H .

El desempeño del MPDE en términos de distorsión de entrepiso, distorsión residual y desplazamiento máximo de azotea, es superior a la de los marcos con conexiones soldadas (MCR1 y MCR2). En la Tabla 7.5 se muestran los valores de las distorsiones para cada entrepiso y el desplazamiento de azotea de los tres marcos aquí estudiados, en todos los casos, las menores demandas se tienen para el MPDE. Nótese también que solo el marco MPDE experimenta distorsiones menores que 0.005, que es un límite propuesto para que sea viable reparar el edificio (McCormick et al, 2008).

Tabla 7.5 Distorsiones de entrepiso, distorsiones residuales y desplazamiento de azotea

ENTREPISO	1	2	3	4	5	6	D_{azotea} (m)
Distorsión de entrepiso (rad.)							
MCR1	0.024	0.031	0.034	0.035	0.034	0.033	0.659
MCR2	0.021	0.047	0.053	0.054	0.050	0.045	0.909
MPDE	0.021	0.029	0.032	0.031	0.028	0.024	0.557
Distorsión residual de entrepiso (rad.)							
MCR1	0.004	0.005	0.006	0.006	0.006	0.005	
MCR2	0.003	0.007	0.009	0.009	0.008	0.007	
MPDE	0.001	0.002	0.002	0.002	0.001	0.001	

Con el propósito de comparar el desempeño de los marcos en términos de demanda de resistencia, la fuerza axial (P), momento flexionante en el extremo inicial (M_i) y el cortante en columnas de la base (V_b), se muestran en la Tabla 7.6. Las unidades usadas son toneladas y metros. Los valores tabulados son los de mayor magnitud de las envolventes positiva o negativa. Con excepción de la fuerza axial en las columnas interiores, se observa que la demanda de resistencia, es menor en las columnas del MPDE que en las correspondientes en MCR1 y MCR2, esto es más evidente en la columna exterior. Adicionalmente, nótese la gran diferencia entre los cortantes en la base de las columnas inferiores entre MCR1 y MPDE. En el caso de la fuerza axial en las vigas no se observa

ninguna tendencia, aunque con excepción de la viga exterior del nivel 1 en el MCR1, los valores son mayores en el MPDE. Los momentos flexionantes en todos los casos son menores en MPDE. En general se puede concluir que los MPDE experimentan menores demandas de resistencia que sus equivalentes con conexiones soldadas, por lo que podrán usarse secciones más ligeras con el consecuente ahorro en peso y económico.

Tabla 7.6 Fuerzas y momentos flexionantes en columnas y vigas (Ton, m)

COLUMNAS										
	Nivel/Entrepiso 1				Nivel/Entrepiso 4				Cortante en la base	
	Exterior		Interior		Exterior		Interior		Exterior	Interior
	P	Mi	P	Mi	P	Mi	P	Mi	V _b	V _b
MCR1	-169.8	-226.9	-166.0	-269.2	-74.9	-44.7	-81.9	-108.7	-176.1	-117.9
MCR2	-144.1	-215.5	-167.0	-200.0	-68.9	-45.1	-82.3	-79.6	49.0	50.0
MPDE	-126.1	-176.9	-170.2	-153.6	-64.3	34.6	-85.5	-46.6	39.5	34.6
VIGAS										
MCR1	-28.0	-63.7	-8.9	-63.6	-2.5	61.3	1.0	61.3		
MCR2	-16.5	-36.6	-5.9	-36.5	-5.7	-44.9	-1.1	-44.8		
MPDE	-25.8	28.5	-16.0	28.4	-7.4	32.4	-7.7	32.3		

Cabe resaltar que en el MPDE se demandó menos E_H ; aun así, su desempeño en términos de desplazamientos y fuerzas fue mejor. Las conclusiones más importantes surgen de la comparación de los modelos MCR2 y MPDE, ya que la única diferencia entre ellos es el tipo de conexión entre vigas y columnas. Es muy evidente el mejor desempeño del MPDE. Cabe mencionar que al usar ángulos de mayor espesor se mejora el desempeño, ya que se incrementa la capacidad de disipar energía en cada ciclo. El hecho de haber usado ángulos de 10 mm de espesor en este ejemplo, se debe a que las ecuaciones para calcular la capacidad de E_H , se obtuvieron a partir de estudios experimentales usando este tipo de ángulos. El espesor del ángulo es una de las variables más significativas en el cálculo de E_H , por lo que es difícil extrapolar los resultados a otros espesores.

CONCLUSIONES

Los MPDE tienen múltiples ventajas respecto a los marcos tradicionales, entre las que destacan: a) no se requiere soldadura de campo, b) para construirlos se usa material y mano de obra convencional, c) la rigidez inicial es similar a la del marco con conexiones soldadas (ligeramente mayor), d) las vigas y columnas permanecen esencialmente en el rango elástico, e) las deformaciones plásticas se concentran en los elementos disipadores colocados en las conexiones, f) las conexiones se auto centran sin deformaciones residuales importantes, y g) en caso de que los elementos disipadores se dañen son fácilmente reemplazables de manera que el marco recupere su capacidad original para soportar nuevos sismos.

Con el propósito de hacer viable en la práctica profesional el uso de los marcos de acero postensados con disipadores, se desarrolló un método de diseño sísmico basado en energía. El método toma en cuenta los aspectos particulares que contribuyen al mejor desempeño de este tipo de estructuras. Para lograr aplicarlo, fue necesario construir nuevas ecuaciones para calcular algunos parámetros de respuesta de la estructura. Cada una de estas ecuaciones representa una contribución y se presentan a continuación:

- Con base en resultados experimentales se propone un modelo histerético para las conexiones, con el cual se pueden calcular con buena aproximación las demandas de energía histerética (E_H). Este modelo histerético fue incorporado en 2013 al programa RUAUMOKO con la designación IHYST=71.
- Con base en resultados experimentales se propone una ecuación en función de la demanda de ductilidad para calcular la capacidad de E_H de los ángulos usados en la conexión. En la ecuación se encuentra implícito el número máximo de ciclos de carga que soporta el ángulo.
- Se propone una ecuación para calcular la rigidez inicial en los ángulos de la conexión. La ecuación fue validada con los resultados experimentales.
- Se propone una ecuación para calcular la distorsión máxima de entrepiso en los MPDE, en función de la demanda de intensidad sísmica y el número de pisos del marco.
- Se proponen ecuaciones para calcular la distorsión en todos los entrepisos en función de la distorsión máxima, demanda de intensidad sísmica y altura de cada piso.
- Se propone una ecuación para calcular las distorsiones residuales en función de la distorsión de entrepiso y el periodo fundamental del marco.
- Se propone una ecuación para calcular la distorsión global en función de la distorsión máxima de entrepiso (en la ecuación está implícito el desplazamiento de azotea).
- Se propone una ecuación para calcular la rotación relativa de las conexiones en función de la distorsión de entrepiso.
- Se construye un modelo de un grado de libertad equivalente a los MPDE, el cual consiste en una masa, un amortiguador y dos resortes. Cada resorte tiene diferente

comportamiento histerético, con uno se modelan las conexiones y con el otro se modelan las vigas y las columnas.

- Se propone la metodología para construir espectros de energía histerética normalizada respecto al producto de la fuerza y desplazamiento de fluencia. La metodología se aplica para construir un espectro correspondiente a la zona IIIb de la Ciudad de México.
- Se proponen ecuaciones para calcular factores de transformación de E_H en función de la intensidad sísmica y el periodo fundamental. Con estos factores se calcula la E_H en el MPDE a partir de de la E_H obtenida del sistema de un grado de libertad equivalente.
- Se propone una ecuación para calcular un factor que al multiplicarlo por la E_H total del MPDE se obtiene la E_H que disipan las conexiones.

A partir de los resultados obtenidos del estudio experimental con los ángulos que se usan en la conexión, se concluye que los ángulos tienen una gran capacidad de ductilidad (por lo menos igual a 18); que los ciclos histeréticos son estables sin pérdida apreciable de resistencia y rigidez; que la rigidez después de la fluencia es en promedio 12% de la rigidez en el rango elástico; que el mecanismo de falla en los ángulos se forma con tres articulaciones plásticas; y que la capacidad de E_H depende principalmente de la demanda de ductilidad.

Respecto al desempeño de las estructuras se puede concluir que la demanda de E_H disipada en los MPDE es menor que en los correspondientes marcos con conexiones soldadas cuando están sujetos a la misma acción sísmica. Lo anterior se explica en parte por el hecho que los MPDE comienzan a disipar E_H en las conexiones ante intensidades sísmicas menores, previniendo que se acumule toda la energía de entrada; además, las demandas se distribuyen en todas las conexiones, evitando la concentración de deformaciones plásticas y la pérdida brusca de rigidez y resistencias de la estructura. Esta reducción en la demanda de E_H también explica el mejor desempeño de los MPDE en todos los demás parámetros de respuesta, como las distorsiones de entrepiso, cortante basal y fuerzas en las barras. Adicionalmente se observa que las vigas no disipan E_H ; que la distribución en la altura de la E_H en las conexiones es básicamente del tipo lognormal; que las demandas máximas se presentan entre 0.25 y 0.5 de la altura; que la participación de las conexiones de los pisos superiores crece cuando se incrementa la demanda de intensidad sísmica; y que únicamente las columnas de la base disipan E_H y esto es sólo cuando están empotradas.

En términos de distorsiones de entrepiso y distorsiones residuales, el desempeño de los MPDE es mejor que el de los marcos con conexiones soldadas. Se obtuvieron reducciones promedio de 47 % en distorsiones de entrepiso y de 51% en distorsiones residuales. La distribución en la altura de las distorsiones y distorsiones residuales de entrepiso siguen el mismo patrón (ya comentado para la E_H). En todos los casos estudiados, la distorsión residual máxima fue menor que 0.005 el cual es el límite para garantizar el confort de los ocupantes del edificio y la viabilidad de reparación en términos de costos.

Las demandas de resistencia en vigas y columnas es menor en los MPDE que en los marcos soldados, la reducción de fuerza axial, cortante y momento flexionante es más significativa en las columnas que en las vigas; además el cortante basal también se reduce. Lo anterior implica que podrán usarse secciones más ligeras disminuyendo el peso de la estructura

REFERENCIAS

- Akbas, B., Shen, J. and Hao, H. (2001). "Energy approach in performance-based design of steel moment resisting frames for basic safety objective", *The Structural Design of Tall Buildings*, **10**, 193-217.
- Akiyama, H. (1985). "Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings", *University of Tokyo Press*, Tokyo.
- Baber, T.T. and Wen, Y.K. (1981). "Random vibration of hysteretic, degrading systems", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 107, p. 1069-1087.
- Bojórquez, E. and Ruiz, S. E. (2004). "Strength reduction factors for the valley of Mexico taking into account low cycle fatigue effects", *13^o World Conference on Earthquake Engineering*, paper 516, Vancouver, Canada 2004 (CD-ROM).
- Bojórquez, E. and Rivera, J.L. (2008), "Effects of degrading models for ductility and dissipated hysteretic energy in uniform annual failure rate spectra", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China .
- Bojórquez, E., Ruiz S. E. and Terán-Gilmore A. (2008). "Reliability-based evaluation of steel structures using energy concepts", *Engineering Structures*. **30**(6), 1745-1759.
- Bojórquez, E., Reyes-Salazar A., Terán-Gilmore A. and Ruiz S.E. (2010), "Energy-based damage index for steel structures", *Journal Steel and Composite Structures*. **10**(4), 343-360.
- Bouc, R. (1967). "Forced vibration of mechanical system with hysteresis", *proceedings 4th. International Conference Nonlinear Oscillations*, Praha, Czech Republic.
- Carr A. (2011) "RUAUMOKO" *Inelastic Dynamic Analysis Program*, University of Canterbury, Department of Civil Engineering.
- Casciati F. y Faravelli L. (1991), "Fragility analysis of complex structural systems", *Research Studies Press*, Taunton, UK.
- Choi, H. and Kim, J. (2006). "Energy-based seismic design of buckling-restrained braced frames using hysteretic energy spectrum", *Engineering Structures*, **28**, 304-311.
- Chou, C.-C., Chen, J.-H., Chen, Y.-C. and Tsai, K.-C. (2006). "Evaluating performance of post-tensioned steel connections with strands and reduced flange plates", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, p. 1167-1185.
- Chou C-C, Chen JH. (2011). "Analytical model validation and influence of column bases for seismic responses of steel post-tensioned self-centering MRF system", *Engineering Structures*, Vol.33, p. 2628–2643.
- Christopoulos, C., Filiatrault, A. and Uang, C.M. (2002). "Self-centering post-tensioned energy dissipating (PTED) steel frames for seismic regions", *University of California*, Report No. SSRP-2002/06.
- Christopoulos, C. and Filiatrault, A. (2002). "Seismic response of posttensioned energy dissipating moment resisting steel frames", *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, UK, paper No. 61.
- Christopoulos, C., Filiatrault, A., and Uang, C.-M. (2003). "Seismic demands on post-tensioned energy dissipating moment-resisting steel frames." *Proc., Steel Structures in Seismic Areas (STESSA)*, Naples, Italy.
- Cosenza E, Manfredi G. (1996), "Seismic design based on low cycle fatigue criteria". XI *World Conference on Earthquake Engineering (CD)*, paper 1141, Acapulco, México.

- Darwin D, Nmai CK. (1985) “Energy dissipation in RC beams under cyclic loading”. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 112, No. 8, 1829-1846.
- Garlock, M., Ricles, J., and Sause, R. (2003). Cyclic load tests and analysis of bolted top-and-seat angle connections. *J. Struct. Eng.*, **129**(12), 1615–1625.
- Garlock, M, Ricles, J., and Sause, R. (2005) “Experimental Studies on Full-Scale Post Tensioned Steel Connections”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **131**(3), 438-448.
- Garlock, M, Sause, R. and Ricles, J., (2007). “Behavior and Design of Posttensioned Steel Frames System” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **133**(3), 389-399.
- Garlock, M, Sause, R. and Ricles, J., (2008). “Influence of design parameter on seismic response of post-tensioned steel MRF systems ”, *Engineering Structures*, **30**, 1037-1047.
- Gosain NK, Brown RH, Jirsa JO. (1977) “Shear requirements for load reversals on RC members”. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 103, No. ST7, 1461-1476.
- Krawinkler H, Nassar A. “Seismic design based on ductility and cumulative damaged demands and capacities”. *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings 1992* (Editors: H. Krawinkler and P. Fajfar), Elsevier Applied Science, U.K., pp. 95-104.
- López-Barraza A., Ruiz S.E., Bojórquez E., Reyes-Salazar A., (2012). “Seismic performance of steel frames with post-tensioned connections”, *15 World Conference on Earthquake Engineering*.
- López-Barraza A, Edén Bojórquez, Sonia E. Ruiz and Reyes-Salazar A. (2013a) "Reduction of Maximum and Residual Drifts on Posttensioned Steel Frames with Semirigid Connections," *Advances in Materials Science and Engineering*, vol. 2013, Article ID 192484, 11 pages,. <http://dx.doi.org/10.1155/2013/192484>.
- López-Barraza A, Ruiz S.E., Reyes-Salazar A., Bojórquez E. (2013b) “Experimental hysteretic model of angle connections for self-centering steel frames” *Steel and Composite Structures An International Journal* (en revision).
- McCormick, J., Aburano, H., Ikenaga, M. and Nakashima, M. (2008). “Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements”, *14th Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China, 12-17 October.
- MacRae, G.A. and Kawashima, K. (1997). “Post-earthquake residual displacements of bilinear oscillators”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, p. 701-716.
- Nakaki S.D., Stanton J.F. and Sritharan S. (1999). “An overview of the PRESSSS five-story precast test building”, *PCI Journal*, Vol. 44, No. 2, p. 26-39.
- Pampanin, S., Christopoulos, C. and Priestley, M.J.N. (2003). “Performance-based seismic response of frame structures including residual deformations. Part II: Multi-degree of freedom systems”. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 7, No. 1, p. 119-147.
- Priestley, M.J.N. and Tao, J.R. (1993). “Seismic response of precast prestressed concrete frames with partially debonded tendons”, *PCI Journal*, Vol. 38, No. 1, p. 58-69.
- RCDF (2004). “Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”.
- Reyes-Salazar A. and Haldar, A (2001). “Seismic Response and Energy Dissipation in Partially Restrained and Fully Restrained Steel Frames: an Analytical Study, *Steel and Composite Structures an International Journal*, **1**(4), 459-480.
- Richard, R.M. and Abbott, B.J. (1975). “Versatile elastic-plastic stress-strain formula”, *J. Eng. Mech. Div.*, **101**(4), 511-515.

- Richard R.M., PRCONN (1993), “Moment-rotation curves for partially restrained connections”, *RMR Design Group*, Tucson, Arizona.
- Ricles, J.M., Sause, R., Garlock, M.M. and Zhao, C. (2001). “Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **127**(2), 113-121.
- Ricles, J.M., Sause, R., Peng, S.W. and Lu, L.W. (2002). “Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **128**(7), 850-859.
- Ricles, J.M., Sause, R., Lin, Y. C. and Seo, C. Y. (2010). “Self-Centering Moment Connections for Damage-Free Seismic Response of steel MRFs”, *2010 structures congress ASCE*, 955-966.
- Rivera J.L. y Ruiz S:E. (2007) “Design Approach Based on UAFR Spectra for Structures with Displacement-Dependent Dissipating Elements”, *Earthquake Spectra*, Vol. 23, No. 2, pp. 417-439
- Rojas, P., Ricles, J.M. and Sause, R. (2005). “Seismic performance of posttensioned steel moment resisting frames with friction devices”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, No. 4, p. 529-540.
- Ruiz-García, J. y Miranda, A. (2006). “Residual displacement ratios for assessment of existing structures”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, p. 315-336.
- SAC/BD-97/02 “Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam-Column Connection Tests and Other Experimental Specimens”, by P. Clark, K. Frank, H. Krawinkler, and R. Shaw. Appendix E “Loading Protocol For Stepwise Increasing Cyclic Test”.
- Scribner CF, Wight JK. (1980) “Strength decay in R/C beams under load reversals”. *Journal of Structural Division*, Proc. ASCE; 106, No. ST4, 861-876.
- Shen, J., and Astaneh-Asl, A. (2000). Hysteretic model of bolted-angle connections. *J. Constr. Steel Res.*, Vol 54, p. 317–343.
- Shen, J., and Astaneh-Asl, A. (1999). “Hysteretic behavior of bolted angle connections.” *J. Constr. Steel Res.*, **51**, 201–218.
- Shome N. and Cornell C.A. (1998). “Simulation of nonstationary random process”, *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, Vol. 93, p. 11-40.
- Stanton, J., Stone, W.C. and Cheok, G.S. (1997). “A hybrid reinforced precast frame for seismic regions”, *PCI Journal*, Vol. 42, No. 2, p. 20-32.
- Terán-Gilmore A. (1996), “Performance-Based Earthquake-Resistant Design of Framed Buildings Using Energy Concepts”. Tesis (PhD in Civil Engineering) University of California, Berkeley.
- Terán-Gilmore, A. (2001). “Consideraciones del uso de la energía plástica en el diseño sísmico”, *Revista de ingeniería Sísmica*, SMIS, **65**, 81-110.
- Teran-Gilmore A, Simon R. “Use of constant cumulative ductility spectra for performance-based seismic design of ductile frames”. *8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering (CD)*, Paper 1781, 2006.
- Terán-Gilmore, A. and Jirsa, J.O. (2007), “Energy demands for seismic design against low-cycle fatigue”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **36**, 383-404.
- Tsai, K.-C., Chou, C.-C., Lin, C.-L., Chen, P.-C. and Jhang, S.-J. (2007). “Seismic self-centering steel beam-to-column moment connections using bolted friction devices”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, doi: 10.1002/eqe.779.

- Uang C. M. and Bertero, V. V. (1990). "Evaluation of seismic energy in structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **19**, 77-89.
- Weaver W. and Gere J.M. (1980). "Matrix Analysis of Framed Structures (Second Edition)". *Van Nostran Reinhold Company*.
- Wen, Y. K. (1976). "Method for random vibration of hysteretic systems", *Journal of the Engineering Mechanics Division (ASCE)*, Vol. 102, p. 249-263.
- Wolski, M., Ricles, J.M. and Sause, R. (2006). "Seismic resistant selfcentering steel moment resisting frames with bottom flange friction devices", *Proceedings of the 5th International Conference on the Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA 2006)*, Yokohama, Japan, p. 481-487.
- Yang J.G and Jeon S.S. (2009). "Analytical Model for the Initial Stiffness and Plastic Moment Capacity of an Unstiffened Top and Seat Connection under a Shear Load", *International Journal Steel Structures*, Vol. 9, No. 3, p.195-205

APENDICES