

# Evaluación Sísmica del Desempeño de Pórticos de Acero Resistentes a Momento Auto-Centrantes

Diana Suárez Cruz <sup>(1)</sup>, Pedro Rojas Cruz <sup>(2)</sup>, James M. Ricles <sup>(3)</sup> y Richard Sause <sup>(4)</sup>  
Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra <sup>(1)(2)</sup>. Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL)  
Campus Gustavo Galindo, Km 30.5 vía Perimetral.  
Apartado 09-01-5863. Guayaquil-Ecuador  
Director de Tesis, Ingeniero Civil, UCSG; M.Sc., Suny at Buffalo, EEUU; Ph.D., Lehigh University, EEUU <sup>(2)</sup>  
Lehigh University, Bethlehem-PA, USA. <sup>(3)</sup>  
[dianasuarezc@hotmail.com](mailto:dianasuarezc@hotmail.com) <sup>(1)</sup>, [per2@live.com](mailto:per2@live.com) <sup>(2)</sup>

## Resumen

*Durante la última década, se ha realizado una amplia investigación sobre pórticos de acero resistentes de momento (PARM) auto-centrantes (AC). Investigaciones previas de PARM-AC con conexiones viga-columna postensadas y elementos de fricción en alas (PT-EFA) se han realizado utilizando un pórtico de seis pisos con cuatro tramos de 9.15 metros. Sin embargo, existe la necesidad de investigar este sistema para edificios más altos con diferentes longitudes y número de tramos. Por lo tanto, el enfoque de esta investigación es evaluar el desempeño sísmico de un edificio de PARM-AC de ocho pisos con tres tramos de 7.60 metros con conexiones de PT-EFA. Estos sistemas AC utilizan el comportamiento de apertura y cierre de una abertura en juntas seleccionadas entre miembros estructurales principales, junto con dispositivos asociados de fricción, para proporcionar adecuada resistencia, ductilidad y disipación de energía sin deformaciones inelásticas y daños relacionados a los principales miembros estructurales. Fuerzas de restauradoras elásticas proporcionadas por torones postensados (PT) retornan la estructura a su posición original.*

**Palabras Claves:** Evaluación sísmica, auto-centrante; pórticos resistentes a momento; dispositivos de fricción.

## Abstract

*During the last decade, extensive research has been carried out on self-centering (SC) steel moment resisting frames (MRFs). Previous research of SC-MRFs with post-tensioned flange friction devices (PT-FFD) beam-to-column connections has been carried out using a four-30 feet bays six story frame. Therefore, there is a need to investigate this system for taller framed buildings with different length and number of bays. Thus, the focus of this research is to evaluate the seismic performance of a three-25 feet bays eight story SC steel MRF building with PT-FFD connections. These SC systems use gap-opening behavior at selected joints between main structural members, along with associated friction devices, to provide nonlinear softening behavior, ductility, and energy dissipation without significant inelastic deformation and related damage to the main structural members. Elastic restoring forces provided by post-tensioning (PT) at these joints return the structure to its original position, eliminating residual drift. Beam flanges friction devices (FFD) are included at each PT connection as energy dissipation elements.*

**Keywords:** Seismic Evaluation; self-centering; moment resisting frame building; friction devices.

## 1. Introducción

Extensivas investigaciones se han desarrollado en pórticos de acero resistentes a momento (PARM) con sistemas auto-centrantes (AC) en varios países como una alternativa a la construcción tradicional de PARM en zonas sísmicas. Un tipo de estos sistemas combina conexiones viga-columna postensadas con disipadores pasivos. Los disipadores pasivos son usualmente amortiguadores histeréticos los cuales disipan energía ya sea a través de la fluencia del acero o mecanismos de deslizamiento por fricción. Esta investigación se enfoca en PARM-AC que utilizan conexiones viga-columna que incluyen dispositivos pasivos de fricción. Los dispositivos están ubicados en las alas de las vigas. Por estas razones, las conexiones

viga-columna de esta investigación se denominan conexiones postensadas con elementos de fricción en las alas (PT-EFA).

Estudios experimentales y analíticos en PARM-AC con conexiones viga-columna PT y dispositivos pasivos de fricción (Rojas 2003, Caballero 2005, Wolski et al. 2006, Iyama et al. 2008, and Lin et al. 2008) sujeto a varios registros de aceleraciones muestran que estos sistemas presentan adecuada resistencia, rigidez, ductilidad, y especialmente capacidades auto-centrantes. Este sistema esencialmente no tiene daño estructural, por lo tanto la deriva residual es casi despreciable si no ocurre una deformación residual significativa en la base de las columnas de planta baja. Estas características son deseables especialmente en comunidades donde los

edificios están previstos que resistan sismos severos y moderados, y sus réplicas, sin perturbación de las operaciones de negocios y evitar la necesidad de largos periodos de inactividad y los costos asociados con reparaciones.

Investigaciones previas de PARM-AC con conexiones viga-columna postensadas y elementos de fricción (PT-EFA) se han realizado utilizando un pórtico de seis pisos con cuatro tramos usando la metodología de diseño presentada por Rojas (2003). Sin embargo, existe la necesidad de investigar el desempeño sísmico de estos sistemas para edificios más altos con diferentes longitudes y números de tramos. Por lo tanto, el objetivo de esta investigación es evaluar el desempeño sísmico de un edificio de ocho pisos, tres tramos y luces de 7.60 m. con PARM-AC y conexiones viga-columna PT-EFA. La evaluación sísmica es analizada presentando los resultados de análisis no-lineales laterales estáticos y dinámicos. Los análisis dinámicos se llevan a cabo a niveles de Sismo de Diseño (DBE) y Sismo Considerado Máximo (MCE) usando cuatro registros de aceleraciones.

## 2. Descripción de un PARM-AC con conexiones PT-EFA

### 2.1. Detalles del sistema y de la conexión

Un pórtico con conexiones PT-EFA consiste de vigas, columnas, torones postensados de alta resistencia y dispositivos pasivos de fricción como se muestra en la Figura 1. Los torones postensados son colocados en forma paralela a la viga cruzando múltiples tramos a través de las columnas, y son anclados fuera de la región de la conexión como se puede observar en la Figura 2. Los torones de alta resistencia son postensados después que los dispositivos de fricción son instalados en las alas de las vigas. Debido a la fuerza de postensado inicial aplicado a los torones, las alas de la viga se comprimen contra las alas de la columna. Las placas de refuerzo son colocadas en las alas de la viga para limitar la fluencia a la compresión de la viga. Entre las alas de la columna y las alas de la viga se colocan placas de relleno de tal forma que solamente las alas de la viga y las placas de refuerzo estén en contacto con la columna. De esta forma, el alma de la viga queda protegida de alcanzar fluencia bajo esfuerzos de aplastamiento.

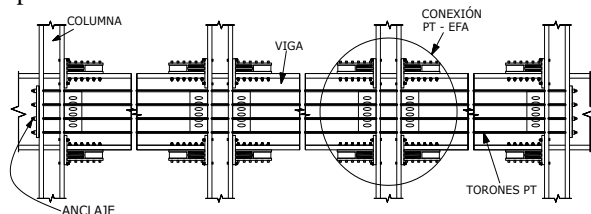


Figura 1. Elevación esquemática de un piso de un PARM-AC con conexiones PT-EFA

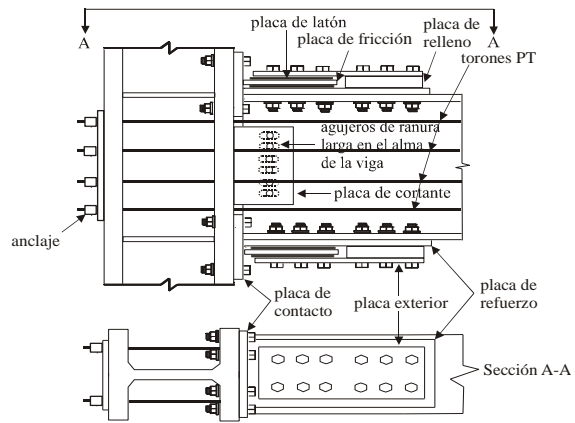


Figura 2. Detalles de la conexión.

Los elementos (disipadores) de fricción están colocados en las alas de la viga. Estos elementos constan de una placa de fricción estacionaria intercalada entre dos placas de relleno de latón, las que a su vez se insertan entre una placa de refuerzo y una exterior. Todas las placas están empernadas a las alas de la viga. Agujeros de ranura larga son taladrados en la placa de fricción. La placa de fricción está adherida al ala de una Te estructural que también sirve como placa de relleno. La fricción se genera cuando las alas de las vigas se deslizan contra la placa de fricción estacionaria al rotar la viga alrededor del centro de rotación situado en el centroide de las placas de refuerzo (ver Figura 3). Las placas de relleno de latón son usadas para producir una fuerza de fricción estable y para controlar la capacidad de disipación de energía de una conexión PT-EFA. Una placa de cortante está empernada al alma de la viga (con agujeros de ranura larga) y soldada al ala de la columna para transmitir las fuerzas cortantes gravitacionales de la viga. El cortante vertical de la viga en exceso del cortante gravitacional es resistido por las fuerzas de fricción desarrolladas en la entrecara viga-columna debido a la presencia de la fuerza de compresión de la viga, la cual produce la fuerza normal requerida para desarrollar las fuerzas de fricción.

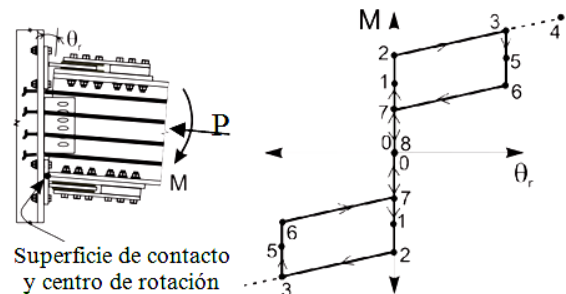


Figura 3. Momento - rotación relativa de la conexión.

## 2.2. Comportamiento Momento–Rotación relativa

El comportamiento momento-rotación relativa ( $M-\theta_r$ ) de una conexión PT-EFA cuando está sujeta a carga cíclica es mostrada en la Figura 3. El comportamiento es caracterizado por una apertura y cierre de una abertura en la entrecara viga-columna. La resistencia a momento total de la conexión es proporcionada por la contribución de la fuerza de postensado inicial de los torones, la fuerza de fricción y una fuerza adicional desarrollada debido a la elongación de los torones.

Ante la aplicación de un momento, la conexión inicialmente se comporta como una conexión totalmente restringida (TR), en donde la rigidez inicial es similar a aquella de una conexión a momento soldada totalmente restringida cuando  $\theta_r$  es igual a cero (eventos 0 a 2 en la Figura 3). Una vez que la magnitud del momento aplicado alcanza el momento debido a la fuerza de postensado inicial en los torones, ocurre la descompresión de la viga de la cara de la columna. El momento en el cual esto ocurre (evento 1) es denominado momento de descompresión. En el evento 1 la fuerza de fricción es mínima e incrementa gradualmente hasta un máximo valor en el punto 2, el cual es el punto de rotación inminente. El máximo valor de la fuerza de fricción es calculado usando la clásica teoría de fricción de Coulomb.

La rigidez de la conexión después de la abertura está asociada con la rigidez elástica axial de los torones postensados. A medida que la carga continúa aumentando, los torones se elongan produciendo una fuerza adicional, la cual contribuye a resistir el momento total aplicado. La fluencia de los torones eventualmente puede ocurrir en el evento 4.

Al descargar,  $\theta_r$  permanece constante entre los eventos 3 y 6. En el evento 5, la fuerza de fricción es cero. Entre los eventos 5 y 6, la fuerza de fricción cambia de dirección y comienza a incrementarse hasta que alcanza su máximo valor en el evento 6. Entre los eventos 6 y 7, la viga rota hasta que el ala a tensión de la viga entra nuevamente en contacto con la placa de relleno ( $\theta_r$  es cero). Entre los eventos 7 y 8 el valor de la fuerza de fricción decrece a medida que la viga es comprimida nuevamente contra las placas de relleno.  $M$  es igual a cero en el evento 8.

Una inversión completa del momento aplicado resultará en un comportamiento similar de la conexión, pero en la dirección opuesta de la carga, tal como se observa en la Figura 3.

Si los torones permanecen elásticos y siempre que no ocurra una fluencia apreciable en la viga, la fuerza de postensado se conserva y la conexión se auto-centra al ser descargada. La capacidad de disipación de energía de la conexión está relacionada a la fuerza de fricción entre las superficies acero-latón.

## 2.3. Capacidad a Momento de la conexión

Después de la abertura, la capacidad a momento  $M$  de la conexión es controlada por la fuerza axial y la fuerza de fricción desarrollada en los EFA como se muestra a continuación:

$$M = d_1 F_f + P d_2 \quad (2.1)$$

Donde  $F_f$  es la máxima fuerza de fricción asumida que actúa en el centroide de la placa de fricción en el ala a tensión de la viga,  $P$  es la fuerza axial en la viga, y  $d_1$  y  $d_2$  son las distancia de la línea de acción de  $F_f$  y  $P$  al centro de rotación (CR) localizado en el centroide de las placas de refuerzo, respectivamente. Los valores de  $F_f$ , y  $P$  son calculados utilizando las siguientes ecuaciones:

$$F_f = 2\mu N \quad (2.2)$$

$$P = T + F_{fd} \quad (2.3)$$

donde  $\mu$  es el coeficiente de fricción,  $N$  es la fuerza normal generada por el apriete de los pernos colocados a través de los agujeros de ranura larga de la placas de fricción; el factor 2 es debido a la presencia de dos superficies de deslizamiento en cada placa de fricción. En la ecuación (2.3),  $T$  es la fuerza de postensado,  $F_{fd}$  es la fuerza axial adicional de la viga, producida por la interacción de los PARM-AC con el diafragma de piso (más detalles acerca de la interacción en Rojas 2003). El valor de  $T$  está dado por la ecuación (2.4):

$$T = T_o + 2d_2 \left( \frac{k_b k_s}{k_b + k_s} \right) \theta_r \quad (2.4)$$

Donde  $T_o$  es la suma de la fuerza inicial de postensado en todos los torones,  $k_s$  y  $k_b$  son la rigidez total de los torones y la rigidez axial de la viga, respectivamente, y  $d_2$  y  $\theta_r$  fueron definidos anteriormente.

## 3. Procedimiento de Diseño Basado en desempeño

El procedimiento de diseño basado en desempeño (PBD) es utilizado para los PARM estudiados en esta investigación. El PBD considera dos niveles sísmicos esperados relacionados a dos niveles de desempeño sísmico del edificio. Los dos niveles sísmicos esperados definidos en FEMA 450 (FEMA 2003) son: (1) sismo de diseño (DBE); y (2) sismo considerado máximo (MCE). El MCE tiene un 2% de probabilidad de excedencia en 50 años mientras el DBE es definido como 2/3 de la intensidad del MCE, con aproximadamente 10% de probabilidad de excedencia en 50 años. Los dos niveles de desempeño sísmico son: (1) nivel de desempeño de “Ocupación Inmediata”, el cual describe el estado de daño después del sismo en el cual solamente se limitan los daños estructurales y no-estructurales ocurridos; (2) nivel de desempeño “prevención del colapso”, está definido como el estado de daño, en el cual la estructura se

encuentra al límite de experimentar colapso total o parcial.

El enfoque de diseño propuesto desarrollado para PARM-AC con conexiones PT-EFA tiene dos objetivos de diseño: (1) alcanzar el nivel de desempeño sísmico de ocupación inmediata a nivel DBE; y (2) alcanzar el nivel de prevención del colapso a nivel MCE. A nivel DBE, los componentes estructurales del sistema no deberían desarrollar comportamiento inelástico, excepto fluencia mínima en las alas de la viga al final de las placas de refuerzo. Como resultado, el edificio está listo para ser ocupado después del sismo DBE. Los torones postensados y los dispositivos de fricción en las alas son diseñados para mantenerse elásticos bajo el nivel MCE. Así, a nivel MCE, se espera que el pórtico pierda parte de su capacidad auto-centrante, pero no colapsa.

#### 4. Descripción y diseño del PARM-AC prototipo

Como se mencionó anteriormente, Rojas (2003) estudió el desempeño sísmico de un PARM perimetral de seis pisos con cuatro tramos donde cada tramo tiene una longitud de 9150 mm (30'). Este pórtico fue diseñado con el procedimiento de fuerzas laterales equivalente (FLE) del IBC 2000. Como continuación de este trabajo, un PARM-AC perimetral de ocho pisos con tres tramos de 7622 mm (25') cada uno se ha diseñado como PRM con conexiones viga-columna PT-EFA. El objetivo de este estudio es evaluar el desempeño sísmico de estos sistemas para edificios más altos con longitudes y números de tramos diferentes que los usados en Rojas (2003).

El pórtico se ha diseñado utilizando las disposiciones sísmicas del ASCE/SEI 7-10. Las hipótesis realizadas son las siguientes: (1) procedimiento de fuerzas laterales equivalentes; (2) la estructura es un edificio de oficinas ubicado en suelo rígido en Los Angeles; (3) las aceleraciones de diseño fueron determinadas utilizando el límite determinístico del procedimiento específico de sitio del ASCE/SEI 7-10; (4) secciones de acero A992; y (5) se desarrolla un modelo estructural elástico con ayuda del programa SAP 2000.

La planta del edificio, incluidos los pórticos gravitacionales y los PARM-AC se muestran en la Figura 4.1. Una elevación del pórtico prototipo, incluido los miembros del pórtico son mostrados en la Figura 4.2.

Aplicando las recomendaciones de Rojas (2003), se desarrolló un análisis elástico del edificio usando un coeficiente de modificación de respuesta (R) y un factor de amplificación ( $C_d$ ) de 8 y 5.5, respectivamente. El cortante de diseño fue  $0.046W$ . las fuerzas y las derivas fueron escaladas de acuerdo a la sección 12.9 del ASCE/SEI 7-10. Los resultados de las derivas de entrepiso se encuentran en un rango de 1.21% a 1.94%

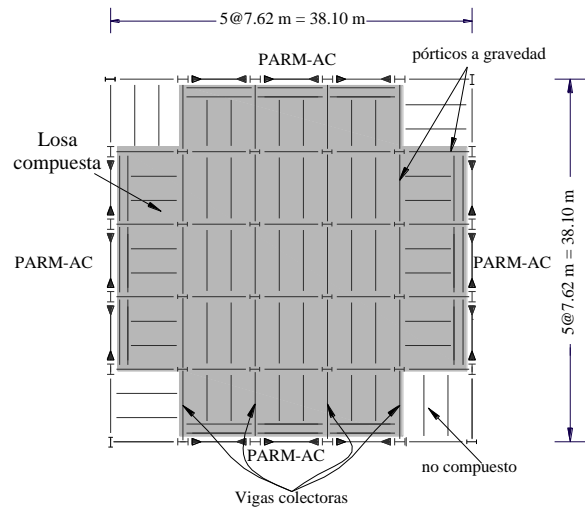


Figura 4.1. Planta del Edificio Prototipo

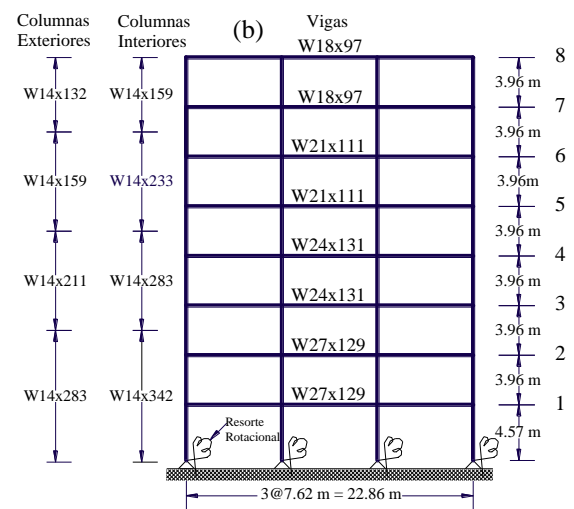


Figura 4.2. Elevación del Edificio Prototipo

Siguiendo la metodología de diseño presentada por Rojas (2003), el diseño de la conexión PT-EFA resulta en una capacidad a flexión de la conexión de  $0.59 M_{p,n}$  ( $M_{p,n}$  es la capacidad plástica nominal de la viga). Las placas de refuerzo que fueron requeridas son de 1524 mm (60'') de longitud con un espesor de 25 mm y 19 mm en los pisos inferiores y superiores, respectivamente. Las fuerzas de postensado inicial ( $T_o$ ) y las máximas fuerzas de fricción ( $F_f$ ) requeridas para la conexión se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1. Postensado inicial y fuerzas máximas de fricción

Piso	$T_o$ (kN)	$F_f$ (kN)
8	1644	370
7	1644	370
6	2004	441
5	2004	441
4	2443	501
3	2443	501
2	2819	634
1	2819	634

## 5. Modelo analítico de PARM-AC con conexiones PT-EFA

Un modelo analítico de una conexión PT-EFA con vigas y columnas fue desarrollado usando el programa de computación DRAIN-2DX (Prakash *et al.* 1993, Herrera *et al.* 2001) como se describe en Rojas (2003). La Figura 5 muestra el modelo analítico.

Las vigas y columnas se modelan mediante elementos de fibra. Los elementos fibra de la viga adyacentes a la columna se usan para modelar la abertura. Las fibras de la sección transversal de la viga inicialmente en contacto con las placas de apoyo se les asigna una relación esfuerzo-deformación que tiene rigidez en compresión, pero no en tensión. Para representar adecuadamente el peralte de la viga y el tamaño de la zona de panel en la región de conexión, es necesario utilizar un conjunto de nodos maestro-esclavo como se muestra en la figura. 5. La región de la zona del panel se modela mediante la colocación de dos resortes rotacionales. Los torones y los elementos de fricción se modelaron usando elementos barra y elementos resorte que tienen una relación fuerza-deformación plástica rígida, respectivamente.

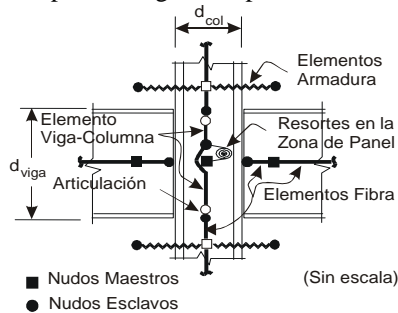


Figura 5. Análisis del modelo de la conexión PT-EFA

Un modelo del pórtico fue creado en Drain-2DX. Los efectos P-delta de los pórticos interiores del edificio fueron incorporados al modelo utilizando una columna ficticia. Las cargas gravitacionales (no factoradas) fueron aplicadas al PRM y a la columna ficticia. La masa de cada piso del pórtico fue asignada a la columna ficticia. La interacción entre el diafragma de piso y el PARM-AC fue modelada con resortes que modela la resistencia y rigidez de cuatro vigas colectoras (ver Figura 4.1) las cuales son conectadas a las columnas del PARM-AC. Detalles adicionales del modelo analítico no-lineal del pórtico pueden encontrarse en Rojas (2003).

## 6. Desempeño sísmico de PARM-AC

### 6.1. Análisis estático lateral no-lineal

Un análisis estático lateral no-lineal del pórtico se llevó a cabo en el programa DRAIN-2DX. Las fuerzas laterales fueron distribuidas por toda la altura del pórtico de acuerdo al ASCE/SEI 7-10.

La Figura 6 muestra la relación entre el cortante basal normalizado y la deriva de total del pórtico. El

cortante basal normalizado es el cortante basal dividido para el peso sísmico del edificio,  $W$ , mientras la deriva total es el desplazamiento total dividido para la altura total del pórtico. En esta figura se observa cada estado límite y la rotación relativa de diseño a nivel DBE Y MCE.

A partir de esta gráfica, se puede observar que la descompresión en el pórtico PT-EFA se inició para un cortante basal de  $0.03W$  ( $\theta_{total} = 0.24\%$ ), mientras que la primera fluencia en el pórtico prototipo ocurre en la base de las columnas de la planta baja cuando el cortante basal es  $0.075W$  y  $\theta_{total}$  es  $1.6\%$ .

El comienzo de una reducción importante en la rigidez lateral del pórtico PT-EFA ocurre aproximadamente cuando el cortante basal es de  $0.052W$  ( $\theta_{total} = 0.6\%$ ) debido al desarrollo de abertura en algunas conexiones. La primera fluencia a compresión de la viga al final de la placa de refuerzo para el pórtico PT-EFA comienza cuando  $\theta_{total}$  es del  $2.27\%$  en el segundo piso. La primera fluencia de las zonas de panel comienza cuando  $\theta_{total}$  es de  $2.7\%$  en el segundo piso, mientras que los torones no experimentan comportamiento inelástico.

La máxima sobrerresistencia del pórtico es de  $2.04$  ( $0.094W$ ) cuando la deriva total es  $3.33\%$  mientras que la sobrerresistencia del pórtico es de  $1.94$  ( $0.087W$ ) cuando la deriva total es del  $5\%$ . Las sobrerresistencias a nivel DBE y MCE son  $1.96$  ( $0.090W$ ) y  $2.02$  ( $0.093W$ ) correspondiente a las derivas totales de  $2.7\%$  y  $4.0\%$ , respectivamente. La máxima deriva de entrepiso fue de  $6.39\%$  y ocurrió en el segundo piso

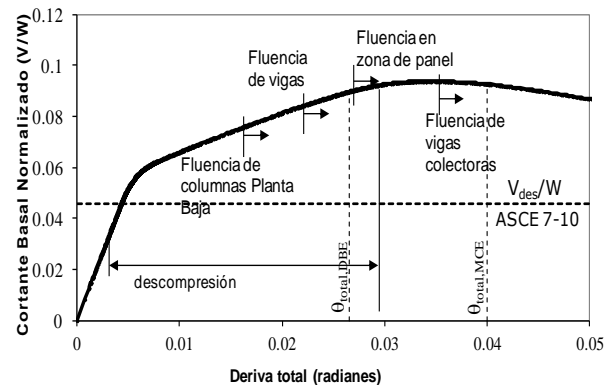


Figura 6. Resultados del análisis lateral estático

### 6.2. Análisis no-lineal en la historia del tiempo

Los análisis no-lineales en la historia en el tiempo se llevaron a cabo utilizando cuatro acelerogramas para investigar el comportamiento sísmico del PARM-AC con conexiones PT-EFA. Estos acelerogramas incluyen dos registros de EE.UU. tomados de la base de datos del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) y dos registros japoneses tomados de la base de datos del SAC. Estos acelerogramas fueron escogidos de los registros que tuvieron más demanda en el estudio de Rojas (2003). Se realizaron

dos conjuntos de análisis. Para el primer conjunto de análisis, los cuatro registros fueron escalados a nivel DBE. Para el segundo conjunto, los cuatro registros fueron escalados a nivel MCE.

La respuesta espectral a nivel MCE del ASCE/SEI 2010 es comparada con la respuesta espectral de los cuatro registros escalados a nivel MCE en la Figura 7.

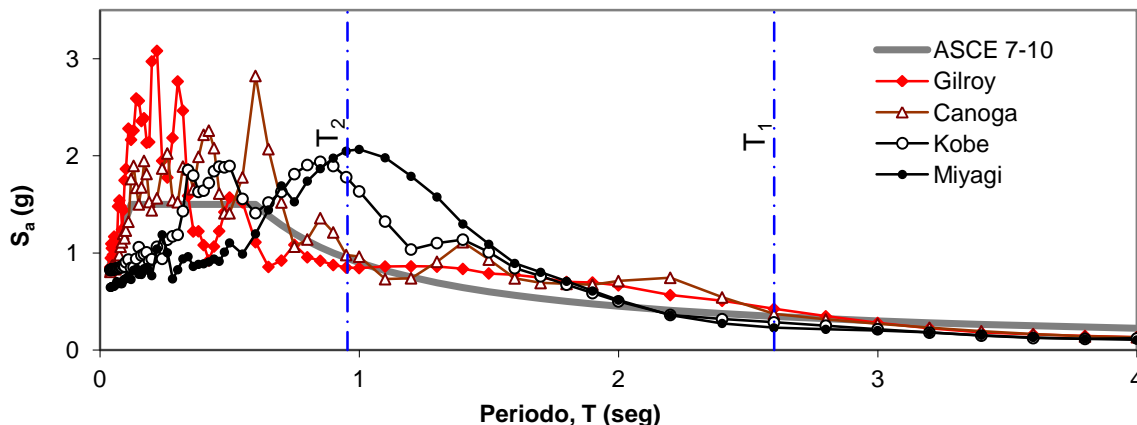


Figure 7. Resposta Espectral (MCE)

El primer y segundo periodo ( $T_1$  y  $T_2$ ) son 2.65 y 0.98 segundos, respectivamente. Puede observarse de la Figura 7 que los registros de Gilroy y de Canoga tienen aceleraciones espectrales mayores en  $T_1$  mientras los registros de Kobe y Miyagi tienen aceleraciones espectrales mayores en  $T_2$ .

La Tabla 2 presenta un resumen de la respuesta sísmica del PARM-AC en términos de magnitudes máximas de deriva total ( $\theta_{total,max}$ ), deriva de entrepiso ( $\theta_{max}$ ), deriva de entrepiso residual ( $\theta_{res,max}$ ), rotación relativa ( $\theta_{r,max}$ ), y el cortante basal ( $V_{max}$ ) a nivel DBE Y MCE.

Se puede observar que los registros de Kobe y Miyagi producen los valores más altos de derivas de entrepiso, rotaciones relativas y cortantes basales para ambos niveles.

Los valores de derivas más altos ocurren en los pisos superiores para ambos niveles de los registros de Kobe y Miyagi. Esto se debe a que las conexiones de los pisos superiores son más débiles que las conexiones de los pisos inferiores. Como resultado, las conexiones de los pisos superiores desarrollan rotaciones relativas mayores,  $\theta_r$ . Adicionalmente, en la Figura 7 se puede observar que entre los periodos de 0.75 y 1.5 segundos los registros Japoneses, escalados a nivel MCE, tienen aceleraciones mayores que la respuesta espectral del ASCE/SEI 7-10 MCE. Por lo tanto, se puede concluir que los pisos superiores son sensibles a los efectos del segundo modo de vibración de estos registros.

En general, las máximas derivas residuales son despreciables a nivel DBE y MCE para los registros de EE.UU. como se muestra en la Tabla 2. Sin embargo, el registro de Miyagi en ambos niveles produce los valores más altos de deriva residual (0.47% y 0.87%) lo cual ocurre en el primer piso.

Sin embargo, estos valores pueden considerarse satisfactorios si se comparan estos valores con los

valores indicados en FEMA 350 para ocupación inmediata (limitado a 1%) y nivel de prevención del colapso (mayor). La Figura 8 presenta la media ( $m$ ) y la media más una desviación estándar ( $m+\sigma$ ) para la deriva de entrepiso residual. Se observa que la deriva de entrepiso residual es despreciable a nivel DBE mientras que a nivel MCE no son tan insignificantes debido a la severidad de los registros japoneses.

La historia de los desplazamientos en el tiempo bajo los registros de Gilroy y Miyagi para ambos niveles se muestran en la Figura 9. Se puede observar en la Figura 9, que el PARM muestra una respuesta reducida y auto-centrante para el registro de Gilroy en ambos niveles mientras que para el registro de Miyagi a nivel DBE y MCE muestra un pequeño desplazamiento residual (75 y 126mm, respectivamente).

Los valores estimados de 0.04 y 0.06 radianes para la rotación relativa de la conexión ( $\theta_r$ ), están de acuerdo razonablemente con los valores picos de los registros de Gilroy y Canoga a nivel DBE y MCE como se muestra en la Tabla 2. Por el contrario, los valores estimados para la rotación relativa de la conexión ( $\theta_r$ ), subestima los valores picos de los registros de Kobe y de Miyagi a nivel DBE y MCE como se presenta en la Tabla 2. Los valores picos para los registros usualmente ocurren ya sea en el último piso o en el séptimo nivel.

La respuesta  $M/M_{p,n}$  – rotación relativa ( $\theta_r$ ) del PARM-AC sujeto a los registros de Miyagi y Gilroy DBE y MCE se presenta en la Figura 10 en el tramo central del quinto piso. En la gráfica puede observarse que el registro de Miyagi tiene mayor demanda que el registro de Gilroy.

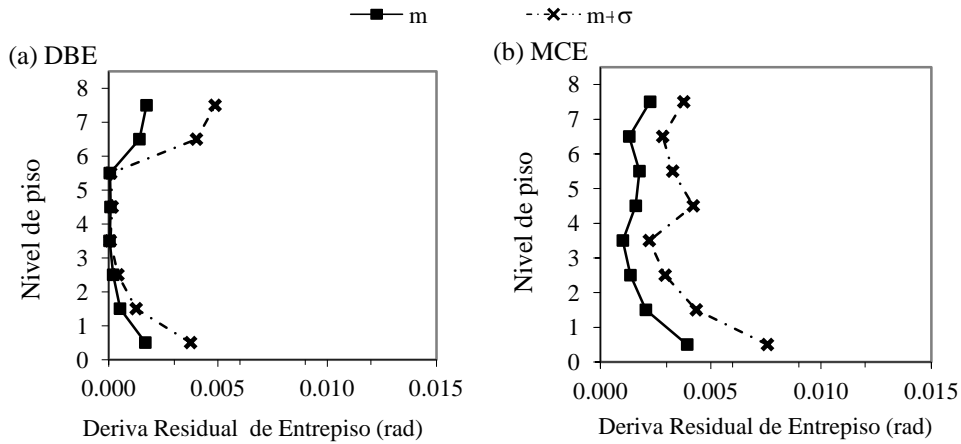
Los máximos cortantes basales se muestran en la Tabla 2 para ambos niveles. Los valores de la media a nivel DBE y MCE son 12% y 14%W, respectivamente. Si los valores de la media se dividen

para el cortante basal de diseño (4.6%W de acuerdo al ASCE/SEI 7-10), los “factores de sobrerresistencia dinámica” a nivel DBE y MCE son 2.61 y 3.04,

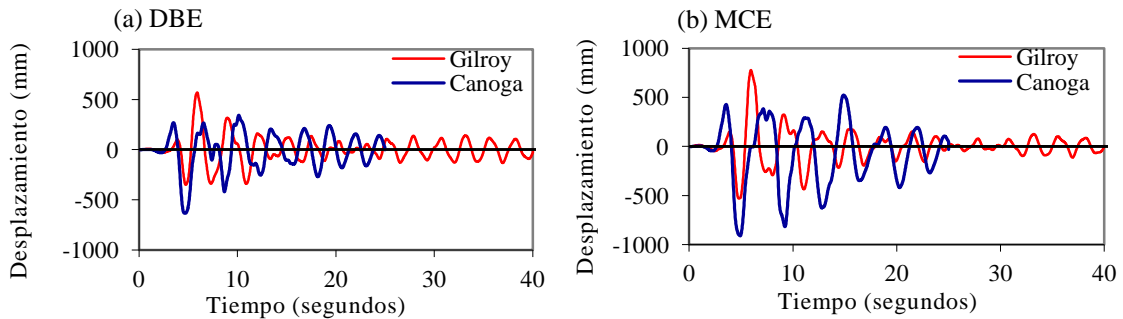
respectivamente. Estos valores son significativamente mayores que los valores obtenidos (1.96 y 2.02) del análisis lateral no-lineal.

**Tabla 2.** Respuesta del PARM-AC con conexiones PT-EFA

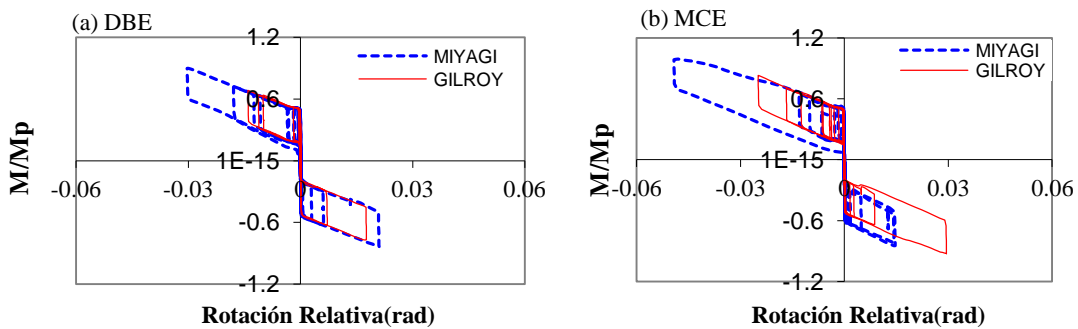
Registro	$\theta_{total,max}$ (%)		$\theta_{max}$ (%)		$\theta_{res,max}$ (%)		$\theta_{r,max}$ (rads)		$V_{max}$ (%W)	
	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE
Canoga	1.97	2.82	3.30	5.13	0.036	0.02	0.026	0.044	11.0	15.0
Gilroy	1.76	2.41	3.05	4.59	0.030	0.05	0.024	0.037	9.0	11.0
Kobe	1.67	2.24	4.25	6.74	0.14	0.48	0.037	0.065	15.0	18.0
Miyagi	2.19	3.28	6.63	6.80	0.47	0.87	0.066	0.078	15.0	16.0



**Figura 8.** Derivas de entrepiso residuales del análisis dinámico no-lineal para los niveles DBE Y MCE



**Figura 9.** Desplazamientos del último piso bajo los registros de Gilroy y Miyagi



**Figura 10.** Comportamiento de la conexión bajo los registros de Gilroy y Miyagi; Tramo central del quinto piso

## 7. Conclusiones

Se presento una evaluación sísmica de un PARM-AC con PT-EFA. El edificio de ocho pisos tiene tres tramos de 7.60m. Para el diseño del pórtico se utilizó el procedimiento de diseño basado en desempeño y las recomendaciones sísmicas del ASCE/SEI 7-10 utilizando un análisis de fuerzas laterales. Se realizaron análisis no lineales, lateral estático y dinámicos en la historia del tiempo. Se utilizaron cuatro registros de aceleraciones, escalados a nivel DBE y MCE. La conexión tiene capacidad auto-centrante, por lo que un edificio con conexiones PT-EFA tendrá derivas de entrepiso permanentes despreciables ante la acción de un sismo severo. Los resultados de los análisis muestran que el desempeño sísmico del pórtico PT-EFA es satisfactorio en términos de resistencia, disipación de energía, deformación y capacidad auto-centrante para niveles sísmicos DBE y MCE. Comparando investigaciones, Rojas (2003), Caballero (2005) y la presente, podemos concluir que mientras más alto es el edificio, el segundo modo es más crítico en el desempeño del sistema, por lo tanto, las dimensiones de los perfiles deben ser mayores.

## 8. Agradecimientos

Al Ing. Pedro Rojas Cruz, M. Sc., Ph.D. por el apoyo, dedicación, motivación y conocimientos invaluable para el desarrollo de esta investigación, a la Dra. María Garlock y Gordana Herning Universidad de Princeton por sus valiosos comentarios, a la ESPOL y la Universidad de Lehigh.

## 9. Referencias

- [1] American Society of Civil Engineers, (2010). Minimum Design Loads for Building and Other Structures. ASCE/SEI 7-10. Reston VA, 608 p.
- [2] Caballero, M. (2005). Rehabilitación Sísmica de Pórticos de Acero Resistentes a Momento con Conexiones Postensadas y Elementos de Fricción. Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra, Escuela Superior Politécnica del Litoral, Guayaquil-Ecuador.
- [3] FEMA (2003). NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Part 1-Provisions and Part 2-Commentary, FEMA 450, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- [4] Habibullah, A. and Wilson, E. (2009). SAP 2000: Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Advanced version 14.0. Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.
- [5] Herrera, R., Sause, R., and Ricles, J. (2001). Refined Connection Element (Type 05) for DRAIN-2DX, Element Description and User Guide, ATLSS Report No. 01-07.
- [6] Iyama, J., Seo, C-Y., Ricles, J.M., and Sause, R. (2008). Self-Centering MRFs with Bottom Flange Friction Devices under earthquake Loading. Journal of Constructional Steel Research, pp.314-325.
- [7] Lin, Y.C, Ricles, J.M. and Sause, R. (2008). Earthquake Simulations On A Self-Centering Steel Moment Resisting Frame with Web Friction Devices. Proceedings, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [8] Prakash, V., Powell, G., and Campbell, S. (1993). DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide, Version 1.0, Report No. UCB/SEMM-93/17 & 18. Structural Engineering Mechanics and Materials, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA, December.
- [9] Rojas, P. (2003). Seismic Analysis, Design, and Evaluation of Post-Tensioned Friction Damped Connections for Steel Moment Resisting Frames. Ph.D. Dissertation, Civil and Environmental Engineering Dept., Lehigh University, Bethlehem, PA.
- [10] SAC (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington D.C.
- [11] Wolski, M., Ricles, J.M., and Sause, R. (2006). Seismic Resistant Self-Centering Steel Moment Resisting Frames With Bottom Flange Friction Devices. Proceedings, 5th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas – STESSA 2006 Proceedings, Yokohama, Japan.