

Comportamiento De Marcos De Acero Con Arriostramientos Excéntricos Sometidos A Secuencias Sísmicas

Behavior of Steel Frames with Eccentric Bracing Subjected to Seismic Sequences

Autores

Jaime Patricio García Freire¹, Marcos Geovanny Zevallos Loor²

¹Ing. Maestría en Ingeniería Civil mención Estructuras, Facultad de Posgrado, Universidad Técnica de Manabí, Avenida Universitaria Portoviejo-Manabí- Ecuador, e-mail: jgarcia5167@utm.edu.ec

²M.Sc. Departamento de Construcciones Civiles y Arquitectura, Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas, Universidad Técnica de Manabí, Avenida Universitaria Portoviejo-Manabí- Ecuador, e-mail: marcos.zevallos@utm.edu.ec

RESUMEN

En zonas de alta sismicidad las estructuras a más de resistir eventos sísmicos principales, pueden estar sometidas a réplicas y eventos posteriores; por esta razón es importante analizar el comportamiento de las estructuras sometidas a secuencias sísmicas. En este trabajo se presentan resultados de análisis estáticos y dinámicos no lineales de diferentes marcos de acero con arriostramiento excéntrico modelados en dos dimensiones; se analizaron pórticos de dos a cinco niveles regulares en elevación con entrepisos de losas Deck. Se realizaron los diferentes análisis con espectros y sismos escalados considerando la normativa vigente en el Ecuador con periodos de retorno de 475 años en suelos característicos de la ciudad Portoviejo tipo D y E, se consideró además el espectro de la microzonificación sísmica local. La simulación de las réplicas o secuencias sísmicas en el análisis estático no lineal Pushover consistió en la adición de desplazamientos y en el análisis dinámico no lineal tiempo historia la réplica se separa varios segundos después del sismo principal. Se determinó el comportamiento en el rango elástico de los miembros estructurales de los marcos, pero los enlaces presentaron variaciones en el rango inelástico ante las réplicas sísmicas; variando lo indicado en la normativa de construcciones de acero vigente en Estados Unidos (ANSI/AISC 341); en cuanto al funcionamiento de este tipo de sistema estructural.

Palabras claves: análisis pushover, análisis tiempo historia, marcos excéntricos, secuencias sísmicas.

ABSTRACT

In areas of high seismicity, the structures in addition to resisting major seismic events, may be subjected to aftershocks and subsequent events; for this reason, it is important to analyze the behavior of structures subjected to seismic sequences. In this paper presents the results of static and dynamic nonlinear analyses of different steel frames with eccentric bracing two-dimensional modeling; were analysed porticoes of two to five regular levels in elevation with mezzanines slabs deck. The different analyses were carried out with spectra and scaled earthquakes considering the regulations in force in Ecuador with return periods of 475 years in soils characteristic of Portoviejo city type D and E, the spectrum of local seismic microzonation was also considered. The simulation of seismic aftershocks or sequences in static nonlinear pushover analysis consisted of the addition of displacements and in nonlinear dynamic time-history analysis, the aftershock separates several seconds after the main quake. The behavior in the elastic range of the structural members of the frames was determined, but the links presented variations in the inelastic range in the face of seismic aftershocks; varying the provisions of the steel construction regulations in force in the United States (ANSI/AISC 341); in terms of the functioning of this type of structural system.

Keywords: pushover analysis, time history analysis, eccentric frames, seismic sequences.

Nota Editorial: Recibido: Febrero 2024 Aceptado: Marzo 2024

1. INTRODUCCIÓN

El aumento de edificaciones de acero con arriostramiento se atribuye a la alta rigidez elástica que estos proporcionan, además los marcos con arriostramientos excéntricos, EBF por sus siglas en inglés, son dúctiles similares a los marcos resistentes a momentos. Los elementos de un EBF deben trabajar en el rango elástico a excepción del elemento enlace que debe trabajar en el rango inelástico siendo el punto de liberación de energía en estos sistemas estructurales comportándose como una especie de fusible.

Comúnmente después de fuertes terremotos acontecen réplicas, ante el evento sísmico principal las estructuras tal vez presenten estabilidad general, pero esto podría variar después con las réplicas, quedando incertidumbre en el comportamiento de los elementos de este sistema estructural indicando que aquello no está especificado en las normas ante secuencias sísmicas.

Los fenómenos naturales en los últimos años se han hecho notar a nivel mundial, específicamente los eventos telúricos independientes de su origen que sumando los tipos de construcciones y sistemas estructurales adoptados causan desastres, pérdidas humanas y materiales [1].

En Estados Unidos; para fines de diseño, las normas de construcción permitieron el uso de los marcos con arriostramientos excéntricos como un sistema estructural de alta ductilidad [2]. Posteriormente, con base en extensa investigación experimental, las especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero incluyeron un procedimiento de diseño detallado de los eslabones en la normativa ANSI/AISC 341 [3]. En ella se especifican el tipo de eslabón (corto, intermedio, o largo), las rotaciones permisibles del eslabón, la sobre resistencia que se puede considerar, entre otros aspectos [4].

Las principales zonas sísmicas de América se ubican en la zona del océano Pacífico, comenzado desde la falla de San Andrés en California hasta Costa Rica, después desde Colombia hasta Chile, siendo nuestra región susceptible a eventos telúricos que afectan directamente a las construcciones.

Los EBF disipan energía de manera no uniforme en todos los niveles, y que la respuesta inelástica se concentra en los pisos inferiores, reportando daño por cortante o por flexión. Asimismo, los modelos de los edificios desarrollan ángulos de rotación inelásticos estables, con magnitudes que superan los límites de reglamentos especializados vigentes [5].

El Ecuador tiene una larga historia de actividad sísmica que, en los últimos 470 años, ha provocado la destrucción de ciudades enteras como Riobamba e Ibarra [6], muestran la necesidad urgente por emprender en programas para la mitigación del riesgo sísmico. El estudio del riesgo sísmico y su impacto en el desarrollo, constituye un reto científico crucial para el siglo veinte y uno [6].

La mayoría del territorio del Ecuador se encuentra ubicado en una zona de alto peligro sísmico. La vulnerabilidad o susceptibilidad al daño de muchas edificaciones que tienen un alto grado de exposición por estar en su mayoría situadas en ciudades con alta peligrosidad sísmica como Quito, Guayaquil y todas las ciudades costeras, de aquellas construidas antes de la promulgación de los códigos de la construcción o de aquellas que no han sido diseñadas apropiadamente y que a lo largo de su vida han sido reformadas, ampliadas o que han sufrido un cambio en el tipo de uso, distinto al contemplado en el diseño. El riesgo sísmico es alto y debe ser considerado en la toma de decisiones [6].

El terremoto del 16 de abril de 2016 magnitud 7,8 Mw. con epicentro en Pedernales provincia de Manabí, Ecuador dejó pérdidas humanas y materiales, indicadores que confirman la alta sismicidad de la zona para la cual se evidenció el mal comportamiento de las estructuras ante este evento y las posteriores réplicas.

Ante el riesgo sísmico en el cual está inmersa la provincia de Manabí, es necesario prestar atención a la capacidad y la respuesta inelástica de edificios estructurados con EBF analizados y diseñados con la tendencia práctica y condiciones específicas del mercado sometidos a un movimiento telúrico principal y réplicas (denominado como secuencias sísmicas) que puede afectar el desempeño elástico de los EBF [7].

La presente investigación se enfocó en determinar el comportamiento de los marcos EBF sometidos a secuencias sísmicas en suelos blandos de Portoviejo, territorio con alta sismicidad y donde las edificaciones de acero están en auge actualmente. Este trabajo permitió analizar si los marcos EBF sometidos al movimiento telúrico principal y posterior a las réplicas; siguen teniendo el mismo principio de funcionamiento descrito en el capítulo F de la normativa ANSI/AISC 341 [3], el cual considera solo el sismo principal [8].

Para esta investigación, se planteó como objetivo general describir el comportamiento de los marcos de acero con arriostramientos excéntricos sometidos a secuencias sísmicas en conjunto con los objetivos específicos que a continuación se describen: analizar no linealmente los elementos estructurales de un marco con arriostramiento excéntrico, analizar marcos arriostrados excéntricos con secuencias sísmicas, diagnosticar la longitud y ángulos de rotación de los enlaces, evaluar el desempeño de pórticos analizados y el desempeño de los elementos principales ante las distintas cargas aplicadas. En el presente trabajo se estudió el comportamiento de los marcos EBF con características de los materiales comercializados en el Ecuador y suelos blandos muy peculiares de Portoviejo; sometidos a secuencias sísmicas, determinando la variación del funcionamiento de estos sistemas.

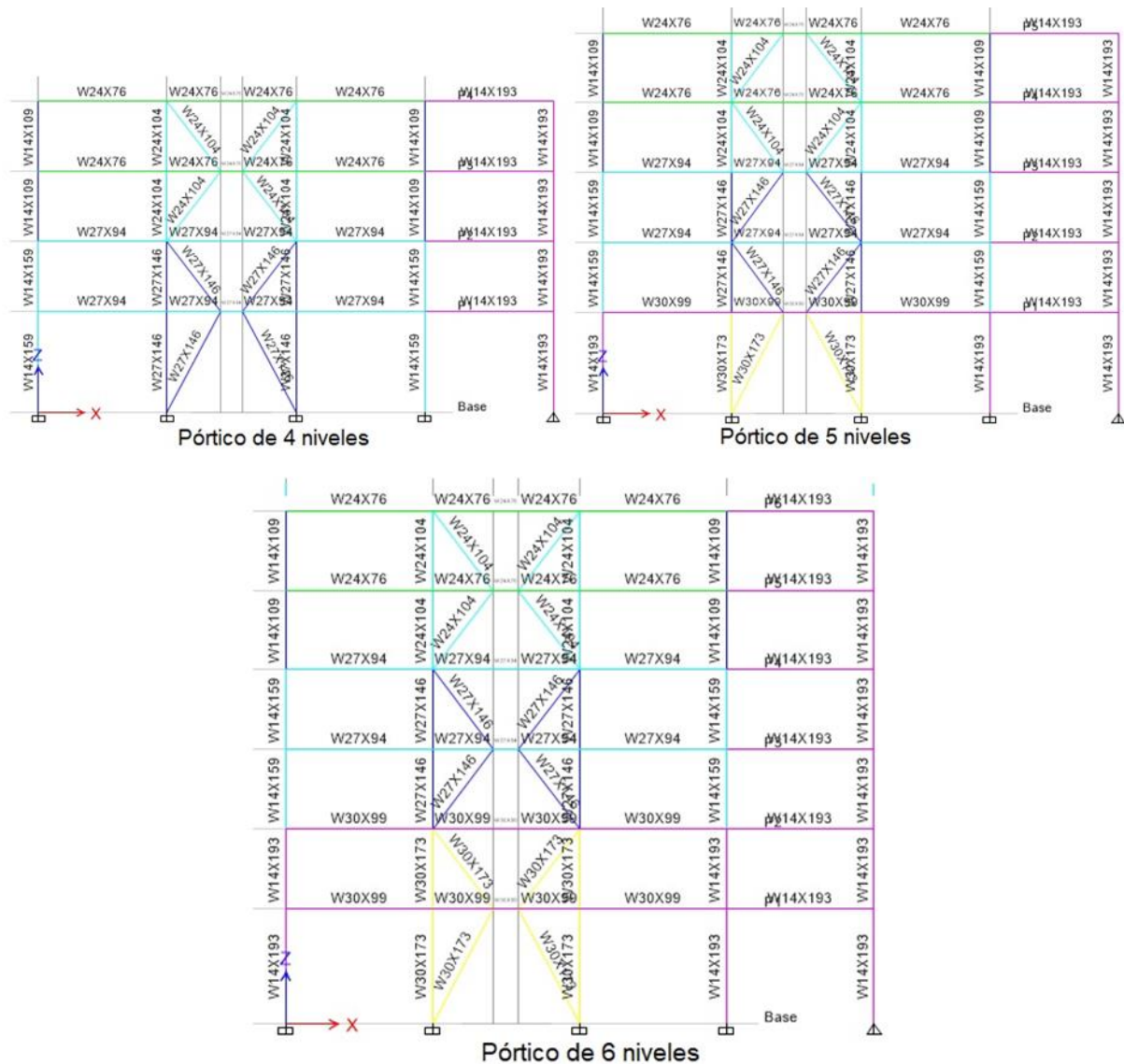


Figura 1: Modelos en 2D de los pórticos de 2 a 6 niveles

Tabla 1: Secciones geométricas por cada nivel

Nivel de entrespiso	Columnas	Vigas
P1	W14x193 ejes laterales/W30x173 ejes centrales	W30x99
P2	W14x193 ejes laterales/W30x173 ejes centrales	W30x99
P3	W14x159 ejes laterales/W27x146 ejes centrales	W27x94
P4	W27x159 ejes laterales/W27x146 ejes centrales	W27x94
P5	W14x109 ejes laterales/W24x104 ejes centrales	W24x76
P6	W14x109 ejes laterales/W24x104 ejes centrales	W24x76

2.1.3. Cargas consideradas.

En base a la normativa ecuatoriana capítulo cargas no sísmicas [6]; se estiman las cargas que actúan sobre la estructura, obteniendo los resultados detallados en la tabla 2.

Tabla 2: Carga muerta estimada

Descripción	Carga entrepiso (kN/m ²)	Carga cubierta (kN /m ²)
Peso hormigón sobre placa colaborante	1,88	1,88
Peso placa colaborante	0,08	0,08
Recubrimiento de piso y mampostería	1,77	1,47
Peso de instalaciones + cielo raso	0,78	0,29
Total de carga muerta	4.51	3.72

Analizando la ocupación y uso de las estructuras consideradas en el presente trabajo, la normativa ecuatoriana capítulo cargas no sísmicas [6] muestra varios valores de cargas vivas, para el caso de estudio se escogió la carga viva de 3,92 kN /m² para los niveles de entrepiso y 0,98 kN /m² para la losa de cubierta.

La ciudad de Portoviejo cuenta con un estudio de microzonificación sísmica que detalla 6 tipos de suelos y cuyos datos están disponibles en la página web del municipio de Portoviejo (<https://online.portoviejo.gob.ec/>), el área céntrica de la ciudad (zona M4) es un suelo blando con moderado potencial de licuación y es el considerado en el presente trabajo; en la figura 2 se muestra el espectro de la zona M4 calculado de acuerdo a los periodos de vibración fundamentales de los pórticos analizados con la ecuación (1) en la meseta y (2) después de esta.

$$Sa(g) = \eta A0 \quad (1)$$

$$Sa(g) = \eta A0(Tc/T)^P \quad (2)$$

Donde:

$Sa(g)$: valor de la aceleración espectral en función de la gravedad

η : valor constante para microzona M4= 1,90

$A0$: valor constante para microzona M4= 0,60

Tc : valor constante para microzona M4= 0,75

T : valores de periodos

P : valor constante para microzona M4= 1,70

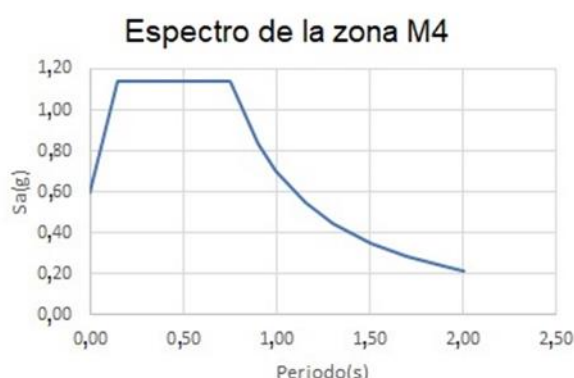


Figura 2: Espectro de la zona M4 de la ciudad de Portoviejo.

Los registros sísmicos usados en el análisis no lineal fueron extraídos de la base de datos de la universidad de Berkeley California (<https://ngawest2.berkeley.edu/>), sumando a estos el movimiento telúrico registrado en la estación APED de los archivos de la Red Nacional de Acelerógrafos (RENAC), sismo ocurrido en Ecuador-Manabí-Pedernales el 16 de abril del 2016. En la tabla 3 se mencionan los registros telúricos combinados que influyeron en la dispersión de los resultados del análisis no lineal.

Tabla 3: Registros telúricos

1	Northridge Beverly Hills + Northridge Canyon
2	Ecuador- Pedernales 2016 + Loma Prieta Gilroy Array#3
3	Duzce Turkey Bolu + Kocaeli, Turkey Duzce
4	Chi Chi Chy 101 + Chi Chi Tcu045
5	Kobe, Japan Nishi + Kobe, Japan Shin

Los registros telúricos mencionado en la tabla 3 fueron corregidos y transformados a espectros de pseudo aceleración usando el programa Degtra [14] como se indica en la figura 3, después de obtener todos los espectros en base a los registros escogidos se compararon con el espectro de la microzonificación sísmica de Portoviejo específicamente la zona M4, para posteriormente realizar el proceso de escalado de sismos con el criterio del periodo fundamental de vibración de los pórticos.

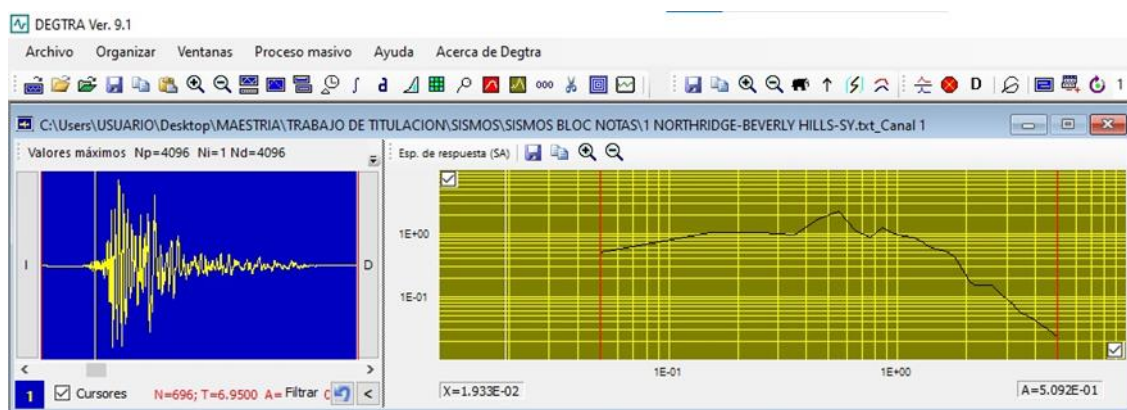


Figura 3: Corrección y transformación de registros sísmicos a espectros de pseudo aceleración.

La rigidez de los marcos EBF tiene relación directa con los periodos de vibración [3], las masas empleadas están en función a las áreas y cargas muerta y viva consideradas anteriormente; cuyo porcentaje de participación de masa acumulada supera el 90% de la masa total de la estructura a partir del sexto modo de vibración [15].

El periodo fundamental de vibración (T) de los pórticos EBF en 2D (de 2 hasta 6 niveles); varían entre 0,20 a 0,47 segundos acorde al número de pisos y en estos casos, los periodos están en la meseta del espectro de la microzonificación sísmica de Portoviejo, es decir que aplicando la ecuación (3), la meseta es la zona fundamental para escalar los espectros y después obtener los promedios SRSS de las coordenadas de acuerdo con la normativa ASCE/SEI 7-22 [2]. El factor de escala se calcula con el procedimiento de pesos relativos cuyos límites están en función de la formula (3).

$$0,2 T \leq T \leq 1,5 T \quad (3)$$

Se determinaron los espectros de desplazamiento como se muestra en la figura 4 a manera de referencia, en función de cada espectro de pseudo aceleración escalado de los registros seleccionados; empleando la expresión (4) tomado de la normativa ACSE 41-13 [16].

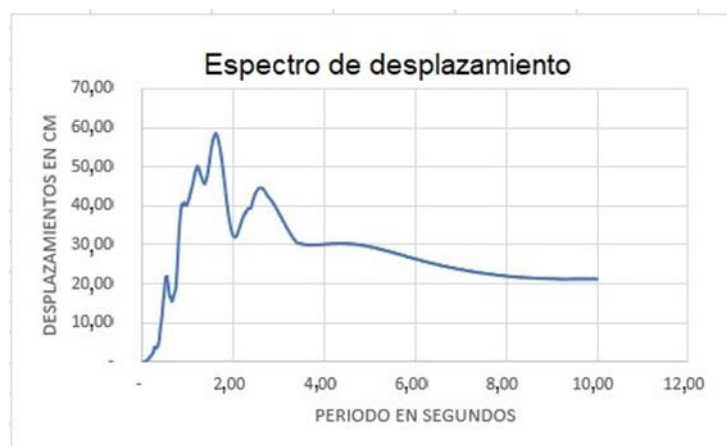


Figura 4: Espectro de desplazamiento.

$$\delta_t = \frac{C_0 \times C_1 \times C_2 \times S_a \times T_e^2 \times g}{4 \times \pi^2} \quad (4)$$

Donde:

δ_t : Desplazamiento objetivo

C_0 : Coeficiente que relaciona los desplazamientos de 1 grado de libertad GDL y múltiples GDL

C_1 : Coeficiente que relaciona los desplazamientos inelásticos observados y calculados

C_2 : Coeficiente que representa el comportamiento histerético

S_a : valor de la aceleración espectral en función de la gravedad

T_e : valor de periodo

g : gravedad

Definidos los espectros de desplazamientos, se escoge el desplazamiento calculado con la expresión (4) en función del periodo fundamental de vibración de cada pórtico para poder realizar el análisis estático no lineal pushover, en el presente trabajo se escoge el desplazamiento ocasionado por un sismo principal y se le adiciona otro desplazamiento ocasionado por otro registro sísmico; los cuales están referidos en la tabla 3.

En el análisis dinámico no lineal tiempo historia se utilizaron los acelerogramas de los registros mencionados en la tabla 3 escalados y se configuró en el software un registro separado del otro con varios segundos cuya aceleración fue cero tal como se muestra en la figura 5 para el registro Northridge Beverly Hills + Northridge Canyon.

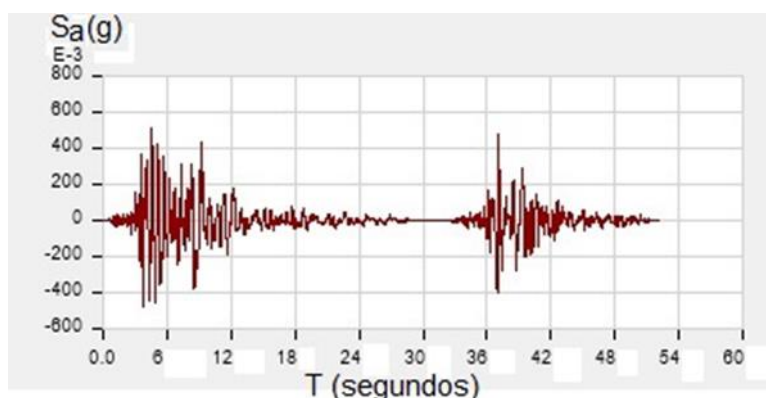


Figura 5: Configuración de acelerogramas escalados.

Para el análisis no lineal se utiliza un modelo de plasticidad concentrada en los extremos de las vigas, enlaces y columnas. El punto de plastificación, relacionada con la zona de los elementos de cada pórtico donde se pretende que se formen las rótulas plásticas se ubica entre el 2% al 5% de la longitud de cada elemento estructural. Para las vigas y enlaces se ubicaron las rótulas plásticas al 5% y 95%, en cambio en las columnas se consideró el 2% y el 98% [16]. Al considerar estos porcentajes de la longitud, se está indicando que las rótulas estarán ubicadas a dicha distancia desde la cara de cada elemento estructural. Toca recalcar que en las vigas se considera el momento flector para los esfuerzos dominantes de diseño; en las columnas que se realiza con la interacción de carga axial y momento flector [17] y para los enlaces se modelan las rótulas plásticas de flexión [18].

3. RESULTADOS

En la figura 6 se detallan los niveles de desempeño sísmico: ocupación inmediata (OI), seguridad de vida (LS) y prevención al colapso (CP) por sus siglas en inglés, separado cada nivel por las líneas verticales; lo ideal es que las estructuras se enmarquen en el nivel de ocupación inmediata; debido a que los desplazamientos corresponden a derivas menores al 1% [16], las leyendas ubicadas a la derecha se refieren a los resultados de los pórticos sometidos al análisis no lineal estático pushover y dinámico tiempo historia con registros sísmicos inicial e incrementado, sin embargo solo se aprecian 3 curvas, porque los resultados del análisis tiempo historia con sismo inicial e incrementado fueron muy parecidos. De manera resumida se detalla en la figura 6 el comportamiento de los pórticos de 2 a 6 niveles con los registros sísmicos que ocasionaron mayores desplazamientos y mencionados en la misma figura.

El comportamiento de los pórticos EBF de 2 a 6 pisos al estar sometidos a las adiciones de desplazamientos (análisis Pushover) y de los registros de aceleraciones de sismos (análisis tiempo historia), se enmarcan en el nivel de desempeño sísmico ocupación inmediata (OI) según lo indicado en la normativa ASCE/SEI 41-13 [16] como se muestra en la figura 6; considerando que los sismos son raros a muy raros por la razón que para el análisis no lineal se emplearon secuencias de registros sísmicos y espectros escalados en amplitud de acorde a los periodos de vibración fundamental de los pórticos de diferentes niveles.

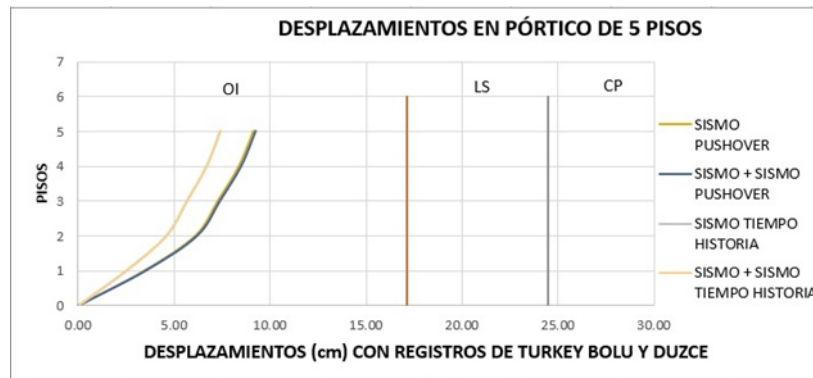


Figura 6: Niveles de desempeño de pórticos por números de pisos.

Los resultados más representativos del análisis no lineal es con el método Pushover basado en la adición de desplazamientos y convergen en los pórticos de 4 a 6 pisos; en la figura 7 se observa un pórtico de 6 niveles en donde el enlace de la planta baja sufre daño. Los marcos se someten a los registros sísmicos sin combinar detallados anteriormente en la tabla 3 y el nivel de desempeño es ocupación inmediata. Posteriormente a ser afectados por la combinación de los sismos, estos pórticos se mantienen en el mismo nivel de desempeño sísmico. Pero a pesar que en ambos casos están dentro del mismo rango, es notable la aparición de mayor número de rótulas plásticas aún tolerables incluso en las columnas de la planta baja. El sistema primario no presenta daños mientras que los elementos de sistema secundario siguen incursionando en el rango inelástico. Específicamente en los pórticos de 6 pisos los enlaces alcanzaron y superaron la rotación asociada a la falla en el nivel planta baja.

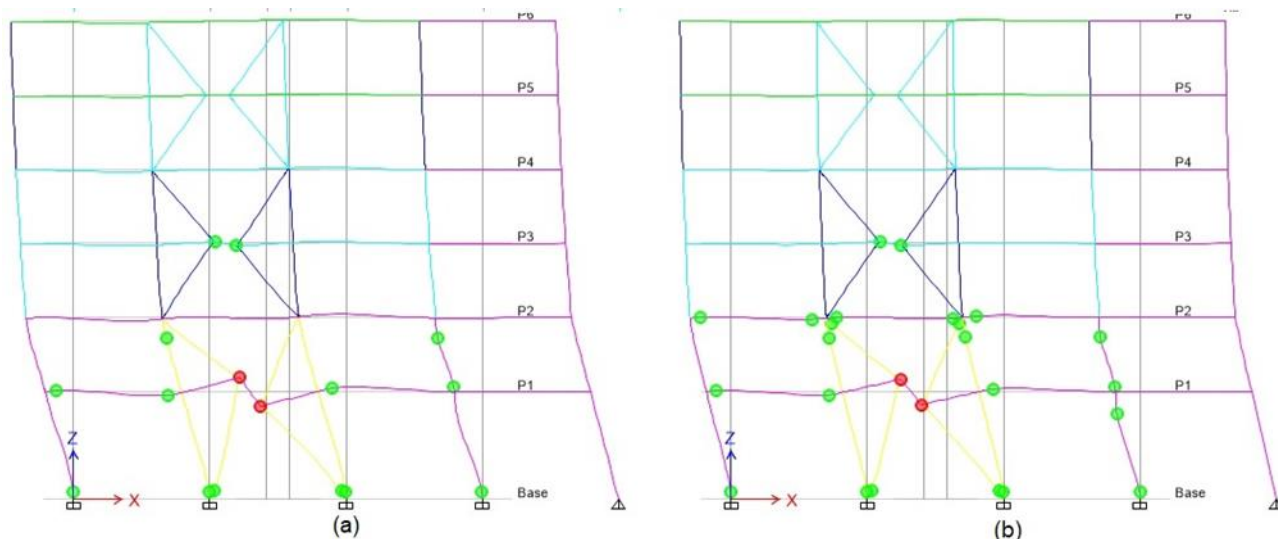


Figura 7: Rótulas plásticas en pórtico de 6 pisos con análisis Pushover usando los registros Northridge Beverly Hills (figura a) y Beverly Hills + Northridge Canyon (figura b).

En la curva esfuerzo- deformación que se observa en la figura 8 calculada con la normativa ASCE/SEI 41-13 [16], se indican los rangos elástico, inelástico y estados límites de las rótulas plásticas que se interpretan de la siguiente forma: zonas cercanas a los nudos en las cuales no aparecen círculos de colores están trabajando en el rango elástico, los círculos verdes son rótulas que incursionan en el rango inelástico óptimo sin deformación, aquellas rótulas de color agua marina en adelante son elementos que sufren deformación y por ende las rotaciones sobrepasan los límites de funcionalidad, es decir que en los elementos estructurales que incursionan en el rango inelástico deben producirse rótulas plásticas hasta el rango del color verde para que sean funcionales como ocurre en el caso de estudio a excepción del elemento enlace.

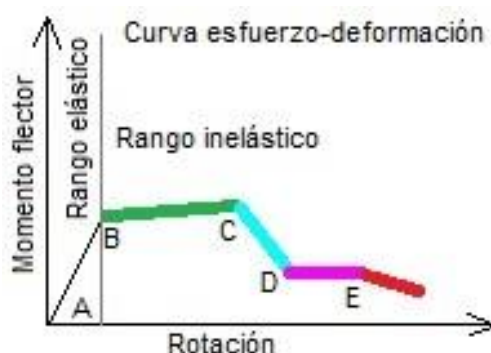


Figura 8: Curva esfuerzo-deformación que representa los resultados de las rótulas plásticas.

En la figura 9(a) se aprecia el comportamiento del marco EBF, el enlace incursiona en el rango inelástico cuyo ángulo de rotación no supera el valor de 0.8 rad en relación con el cálculo de la longitud del enlace [19]. En cambio, en la figura 9(b) se observa el marco que al estar sometido al incremento de sismo; se modifica el comportamiento del enlace, el ángulo de rotación presenta un valor de 1 rad que superan el umbral de 0.8 rad detallado en la normativa ANSI/AISC 341 [3].

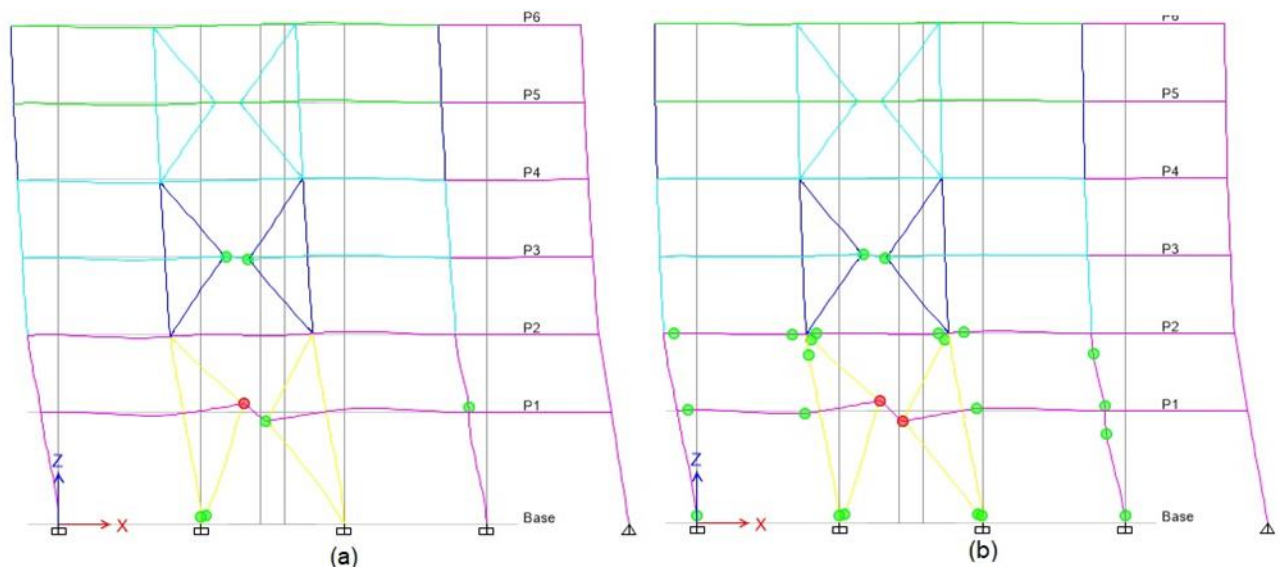


Figura 9: rótulas plásticas en pórtico de 6 pisos con análisis pushover usando los registros duzce turkey bolu (figura a) y duzce turkey bolu + kocaeli, turkey duzce (figura b).

Los pórticos o marcos ebf proporcionan excelente rigidez a la estructura [3], lo cual optimiza el desempeño sísmico a nivel estructural y no estructural, pero resulta que aquello influye en las aceleraciones de piso lo cual repercute directamente en el contenido que está dentro de las edificaciones. En la figura 10 se muestra en forma referencial y resumida el resultado con mayores aceleraciones de piso enmarcadas en diferentes niveles de desempeño de acuerdo a [20]. Se observan tres zonas: ocupación inmediata (OI), seguridad de vida (LS) y prevención al colapso (CP) por sus siglas en inglés, separado cada nivel por las líneas verticales; lo ideal es que las estructuras se enmarquen en el nivel de ocupación inmediata, las leyendas ubicadas a la derecha se refieren a los resultados de los pórticos sometidos al análisis no lineal dinámico tiempo historia con registros sísmicos inicial e incrementando, sin embargo solo se aprecia 1 curva, porque los resultados del análisis tiempo historia con sismo inicial e incrementado fueron muy parecidos, debido a que la envolvente de las aceleraciones del sismo inicial por ser de mayor magnitud contiene a las aceleraciones del sismo incrementado. El contenido de los pisos 2 al 5 sufrirán grandes daños, suponiendo que el uso de la edificación sea categoría esencial como hospitales o clínicas, las pérdidas económicas referente a los equipos sería catastrófica.

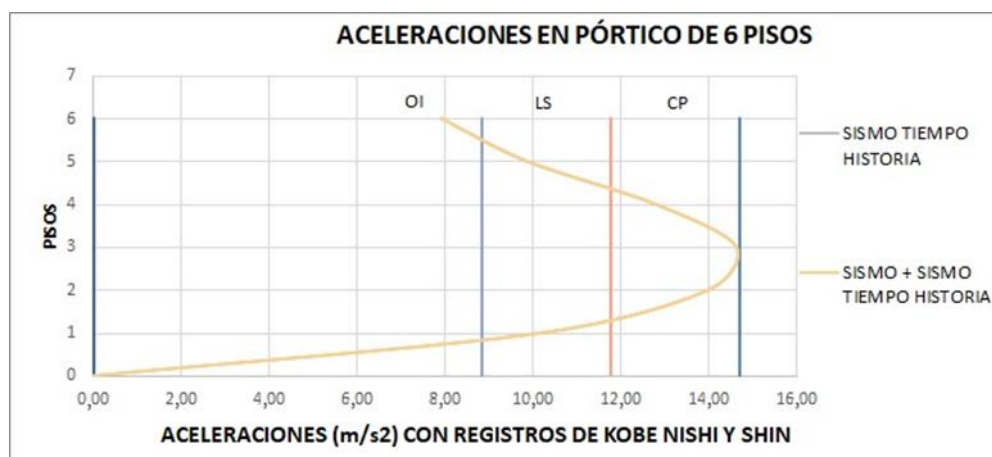


Figura 10: Desempeño de servicio en pórtico de 6 pisos con análisis tiempo historia usando los registros de Kobe Nishi y Shin.

4. CONCLUSIONES

Modificación en el funcionamiento de los marcos EBF al ser sometidos a secuencias de sismos, el enlace sigue incursionando en el rango inelástico hasta la falla y por ende ciertas columnas y vigas comienzan a trabajar en el rango inelástico, variando a lo indicado en la normativa ANSI/AISC 341 que solo considera el sismo principal.

El comportamiento de los pórticos EBF sometidos al incremento de sismos presentó variaciones con respecto al ángulo de rotación del enlace, sin embargo, los marcos se posicionan dentro del mismo rango de desempeño sísmico sin desplazamientos residuales [21]. Donde el análisis tiempo historia con la adición de los registros de aceleraciones presentaron variaciones más pequeñas en comparación al análisis pushover con incremento de desplazamientos.

Las secuencias sísmicas influyen en el desempeño inelástico de los enlaces, pero se resalta que tienen una buena funcionabilidad en zonas de alta sismicidad, porque se mantienen en el mismo nivel de desempeño. Es así que los elementos estructurales como columnas, diagonales y vigas en gran proporción trabajan en el rango elástico con excepción de ciertas columnas y vigas que empiezan a incursionar en el rango inelástico con la formación de rótulas plásticas muy tolerables sin generarse pisos débiles.

Con respecto a los pórticos de 6 niveles, los enlaces de la planta baja con ángulos de rotación de 1 rad superaron al ángulo de rotación de 0.8 rad asociado a la falla después del incremento sísmico, en donde los demás elementos estructurales que trabajaban en el rango elástico comenzaron a trabajar en el rango inelástico, pero a pesar de aquello se mantuvieron en el mismo nivel de desempeño que resultó sin la secuencia sísmica. En cambio, para estructuras de 3 pisos e inferiores a estas; los pórticos EBF trabajan totalmente en el rango elástico incluido los enlaces sin ninguna formación de rótulas plásticas.

1. A. Ashrafi and A. Imanpour, "Seismic response of steel multi-tiered eccentrically braced frames," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 181, pp. 1-33, 2021.
2. ASCE STANDARD, "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-22)," 2022.
3. ANSI/AISC 341, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-16)," 2016.
4. J. Ruiz, E. Bojórquez, E. Corona y A. Reyes, "Comportamiento de edificios de acero con contraventeos excéntricos ante secuencias sísmicas," *Revista de Ingeniería Sísmica*, vol. 100, pp. 30-50, 2019.
5. J. García y E. Tapia, "Respuesta inelástica de marcos dúctiles con contraviento excéntrico," *Revista de Ingeniería Sísmica*, vol. 100, pp. 51-70, 2019.
6. NEC, "Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015)," 2015.
7. S. Saeed, S. Garivani and A. Akbar, "Application of slit link beam in eccentrically braced frames," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 170, pp. 1-19, 2020.
8. V. Mohsenian, R. Filizadeh, I. Hajirasouliha and R. Garcia, "Seismic Performance Assessment of Eccentrically Braced Steel Frames with Energy-Absorbing Links under Sequential Earthquakes," *Journal of Building Engineering*, vol. 33, pp. 1-27, 2021.
9. M. Yakhchalian, N. Asgarkhani and M. Yakhchalian, "Evaluation of deflection amplification factor for steel buckling restrained braced frames," *Journal of Building Engineering*, vol. 30, pp. 1-15, 2020.
10. F. Kazemi, M. Miari and R. Jankowski, "Investigating the effects of structural pounding on the seismic performance of adjacent RC and steel MRFs," *Earthquake Engineering*, vol. 19, pp. 317-343, 2021.
11. E. Elettore, F. Freddi, M. Latour and G. Rizzano, "Design and analysis of a seismic resilient steel moment resisting frame equipped with damage-free self-centering column bases," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 179, pp. 1-14, 2021.
12. Computers & structures Inc, CSI Analysis Reference Manual. United States of America, 2017.
13. P. Saingam, F. Sutcu, Y. Terazawa, K. Fujishita, P. Lin, O. Celik, *et al.*, "Composite behavior in RC buildings retrofitted using buckling-restrained braces with elastic steel frames," *Engineering Structures*, vol. 219, pp. 1-17, 2020.
14. Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de ingeniería UNAM manual del programa Degtra. México, 2011.
15. D. Caicedo, L. Valencia, J. Blandon and C. Graciano, "Seismic response of high-rise buildings through metaheuristic-based optimization using tuned mass dampers and tuned mass dampers inerter," *Journal of Building Engineering*, vol. 34, pp. 1-20, 2021.
16. [ASCE STANDARD, "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13)," 2013.
17. L. González, J. Sariol y J. Otmara, "Evaluación de La vulnerabilidad sísmica de una edificación con tipología mixta de hormigón armado mediante curvas de fragilidad analíticas," *Revista Ciencia y Construcción*, vol. 4, pp. 17-29, 2023.
18. A. Fathali and R. Hoseini, "Optimum performance-based design of eccentrically braced frames," *Engineering Structures*, vol. 202, pp. 1-15, 2020.
19. A. Qissab and C. Topkaya, "Seismic performance of eccentrically braced frames designed to AISC341 and EC8 specifications," *Structures*, vol. 29, pp. 339-359, 2021.
20. R. Bertero and V. Bertero, "Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 31, pp. 627-652, 2002.
21. M. Gholami, E. Zare, G. Azandariani and R. Moradifard, "Seismic behavior of dual buckling-restrained steel braced frame with eccentric configuration and post-tensioned frame system," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 151, pp. 1-21, 2021.