

UN NUEVO MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LOCALES Y DISTRIBUCIÓN DE DAÑO

Jorge Abraham Lagunas ⁽¹⁾ y Gustavo Ayala ⁽²⁾

RESUMEN

En este artículo se presenta la propuesta de una metodología de diseño sísmico basado en desplazamientos para estructuras de concreto reforzado, considerando como objetivos de diseño el control de desplazamientos locales y la distribución del daño. La metodología se basa en la hipótesis de que la respuesta no lineal de un sistema de múltiples grados de libertad se aproxima a la de un sistema de referencia de un grado de libertad, generalmente asociado al modo fundamental o al modo con mayor factor de participación, esta curva de comportamiento se construye a partir de los resultados de dos análisis modales, correspondientes a la estructura sin daño (elástica) y a la estructura con una distribución de daño asumida bajo condiciones de diseño. El desplazamiento inelástico del sistema de referencia se define en función de una rotación plástica permisible en las vigas del entrepiso crítico donde ocurre la distorsión máxima. La aplicación de este método de diseño se ilustra con el diseño de tres marcos de concreto reforzado de 5, 8 y 12 niveles. Se comparan los resultados obtenidos con la metodología con los resultados obtenidos de análisis dinámicos no lineales usando los mismos registros que definen el espectro utilizado para el diseño. Los resultados demuestran que con este método asegura el cumplimiento de los objetivos de diseño y también el control de la intensidad del daño local y su distribución global. Finalmente, se destacan las ventajas del método propuesto, posicionándolo como una base sólida para enfoques de diseño sísmico basado en resiliencia.

Palabras clave: diseño basado en desplazamientos; desplazamientos locales; control del daño; sistema de referencia; diseño por resiliencia

A NEW SEISMIC DESIGN METHOD BASED ON LOCAL DISPLACEMENT CONTROL AND DAMAGE DISTRIBUTION

ABSTRACT

This paper presents the proposal of a new displacement-based seismic design methodology for reinforced concrete structures, considering as design objectives the control of local displacements and damage distribution. This methodology is based on the hypothesis that the nonlinear response of a multi-degree of freedom system can be approximated by a single-degree of freedom reference system, generally associated with the fundamental mode or the mode with the highest participation factor. The response curve of the reference system is constructed from the results of two eigen analyses, corresponding to the undamaged (elastic) structure and the structure with an assumed damage distribution under design conditions. The inelastic displacement of the reference system is defined as

Artículo recibido el 01 de marzo de 2025 y aprobado para su publicación el 26 de mayo de 2025. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

⁽¹⁾ Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Circuito interior, Ciudad Universitaria, Del. Coyoacán, Ciudad de México, C.P. 04510. jlagunasm@iingen.unam.mx; gayalam@iingen.unam.mx

a function of an allowable plastic rotation in the beams of the critical floor where the maximum drift occurs. The application of this design method is illustrated by the design of three reinforced concrete frames of 5, 8 and 12 stories. The results obtained with the method are compared with those obtained from non-linear dynamic analyses using the same data sets records that define the spectrum used for the design. The results show that the method ensures not only the fulfilment of the design objectives, but also the control of the local damage intensity and its global distribution. Finally, the advantages of the proposed method are highlighted, positioning it as a solid basis for resilience-based seismic design approaches.

Keywords: displacement-based design, local displacements, damage control, reference system, resilience-based design

INTRODUCCIÓN

En el diseño sísmico de edificios es importante garantizar que las estructuras cumplan con los propósitos para los que fueron proyectados y que permanezcan en operación tras la ocurrencia de un sismo para el que son diseñadas. Sin embargo, diversos sismos de gran intensidad, que han ocurrido a través de los años, han puesto en evidencia las deficiencias conceptuales de los métodos de diseño convencionales basados en fuerzas, provocando que las estructuras diseñadas con estos métodos no cumplan con el desempeño deseable ante demandas de diseño. Estas afectaciones conllevan a grandes pérdidas económicas debidas a las actividades de evaluación post-sísmica, a los trabajos de reparación del edificio y a los costos asociados a la pérdida de funcionalidad.

En la historia de desastres recientes que han afectado a la Ciudad de México, el sismo del 19 de septiembre de 2017 fue uno de los eventos más devastadores en términos de afectaciones estructurales y sociales. Entre las edificaciones más afectadas se encontraron los marcos de concreto reforzado de baja y mediana altura, a pesar de que muchas de estas estructuras fueron diseñadas y construidas bajo reglamentos sísmicos actualizados después del sismo de 1985. Este hecho resalta la posibilidad de que se hayan cometido errores en los procesos de diseño o construcción, o bien, que las normativas existentes no garantizaron un control efectivo del daño estructural ante un evento sísmico de tal magnitud (Buendía y Reinoso, 2019).

Como respuesta a estos desastres, los reglamentos de diseño sísmico han progresado al incorporar en estados límite reglamentarios desempeños que cumplan con los objetivos de diseño. Los estados límite tienen el propósito de proteger principalmente la vida humana, así como también la inversión económica y asegurar una continua operación de las edificaciones para distintos niveles de intensidad sísmica. Por otro lado, en los reglamentos de diseño no se consideran explícitamente los objetivos de recuperación de funcionalidad, por lo que algunos edificios, existentes o nuevos, pudieran no ser utilizados por un tiempo prolongado tras la ocurrencia de un sismo con las características consideradas en sus diseños.

Con el objetivo de limitar los daños estructurales, ha surgido la propuesta de la filosofía de diseño basado en desplazamientos. De acuerdo con algunos investigadores, los desplazamientos representan la métrica más directa para evaluar la intensidad del daño, esto se debe principalmente a que los desplazamientos presentan una correlación directa con las deformaciones, que a la vez están asociadas con la intensidad del daño estructural (Mohele, 1992; Priestley, 1998). En general, el diseño basado en desplazamientos está definido como el mejor método en el cual se utilice un parámetro relacionado con los desplazamientos como variable de diseño para controlar el daño inducido por sismo, utilizando comúnmente distorsiones de entrepiso límites.

Diversos investigadores han propuesto distintos métodos de diseño sísmico que buscan garantizar un mejor control del desempeño estructural empleando los desplazamientos como parámetro de diseño (Calvi y Kingsley, 1995; Fajfar y Gašperšič, 1996; Fajfar, 2000; Chopra y Goel, 2001; Ayala 2001; FIB 2003; Bertero y Borzognia, 2004). Uno de los métodos de diseño basados en desempeño más reconocidos, es el propuesto por Priestley *et al.* (2007), este método se basa en definir una estructura de un grado de libertad (1GDL), con propiedades elásticas, que representa la respuesta de una estructura de múltiples grados de libertad (MGDL), para ello se emplean algunos factores que ajustan apropiadamente las propiedades de rigidez y amortiguamiento. Otras metodologías de diseño se han propuesto recientemente por Ayala *et al.* (2012), Montoya (2016) y por O'Reilly y Calvi (2019).

Estos métodos de diseño buscan controlar el daño procurando cumplir con un objetivo global de desempeño, generalmente controlando la distorsión máxima de entrepiso. No obstante, en estos métodos no se tiene un control preciso sobre la ubicación del daño dentro de la estructura, es decir, no es posible determinar cuáles elementos se dañan. Conocer la ubicación de daño permite identificar las zonas que podrían comprometer la seguridad y la funcionalidad estructural; desde el punto de vista del diseño basado en resiliencia, el poder controlar el daño a través de las deformaciones locales en los elementos estructurales permite distribuirlo estratégicamente en zonas donde la pérdida de funcionalidad y la capacidad de recuperación sean mínimas.

En este artículo se propone un método de diseño sísmico basado en control de desplazamientos locales y control de daño. Este método es aplicable a edificios conformados por marcos de concreto reforzado de baja a mediana altura. La implementación del método se presenta con el diseño de tres marcos de concreto reforzado. Los resultados obtenidos con el método, en términos de la respuesta máxima y distribución de daño, son comparados los resultados correspondientes de los análisis dinámicos no lineales aplicando como demanda los mismos registros utilizados para definir el espectro empleado para el diseño.

DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO

El método de diseño por desplazamientos propuesto en este artículo se basa en el propuesto por López y Ayala (2013), en el cual se tiene como hipótesis fundamental que la respuesta de una estructura de MGDL se puede aproximar a partir de la curva de comportamiento de un sistema de referencia de 1GDL. En el método que aquí se propone como objetivo de desempeño una demanda de ductilidad definida en función de la distorsión máxima de entrepiso, y ésta definida en términos de una deformación local máxima de acuerdo con algún criterio de comportamiento.

Usando conceptos básicos de dinámica estructural y siguiendo el procedimiento expuesto por Freeman (1978) y ATC-40 (1996), entre otros, es posible aproximar la curva de capacidad real de una estructura en una curva bilineal (figura 1) que particularizada para el sistema de referencia de 1GDL se denomina en este artículo como la curva de comportamiento del sistema de referencia (CCSR). Esta curva está definida en el espacio de pseudoaceleración (S_a) vs. desplazamiento espectral (S_d), y corresponde a la del modo dominante de la estructura, que en el contexto de estructuras regulares de baja a mediana altura es el primer modo. La primera pendiente de la CCSR corresponde a la rigidez lateral de este sistema de referencia en el rango de comportamiento de la estructura sin daño, y la segunda, la rigidez en el rango de comportamiento de la estructura con un estado de daño particular. Estas pendientes son equivalentes a las frecuencias naturales al cuadrado correspondientes a la etapa sin y con daño respectivamente.

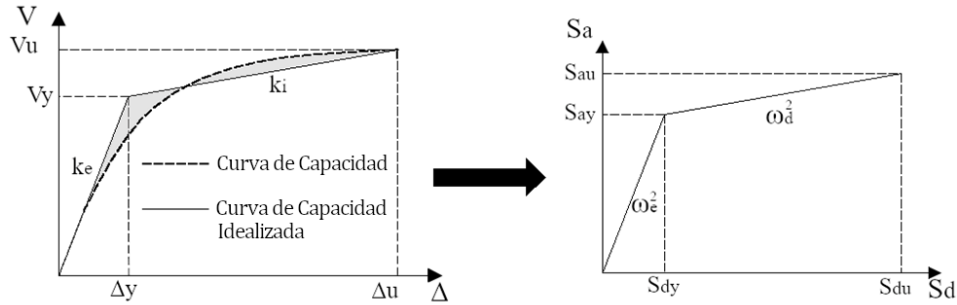


Figura 1. Transformación de la curva de capacidad a la curva de comportamiento del sistema de referencia (CCSR)

De acuerdo con lo anteriormente mencionado, la curva de capacidad del sistema de MGDL se define empleando dos modelos elásticos simplificados que aproximan los dos rangos de comportamiento de la estructura (figura 2), el inicial asociado al rango de comportamiento de la estructura antes de la ocurrencia del daño, y el otro rango asociado a la misma estructura una vez que ocurre el daño. El modelo de la estructura sin daño (elástico) se define a partir de la geometría y de la rigidez efectiva de los elementos que la componen. El modelo de la estructura dañada se define a partir del modelo elástico modificado colocando resortes con una rigidez rotacional reducida en aquellos elementos en los que se acepta que ocurra el daño. La distribución espacial e intensidad del daño es supuesta por el diseñador siguiendo las sugerencias que se encuentran en la literatura (Miranda, 1999), como las correspondientes a la filosofía de columna fuerte - viga débil, que en general debe incluir el daño en la base de las columnas del primer nivel ya que existe evidencia de que en este lugar ocurre algún tipo de daño asociado a sismo (Priestley y Kowalsky, 2000).

Las pendientes de la CCSR se obtienen a partir de los resultados de los análisis modales de ambos modelos, esta metodología tiene la bondad de utilizar conceptos teóricos conocidos por los profesionales involucrados en el diseño de estructuras y puede llevarse a cabo utilizando los programas comerciales de análisis estructural.

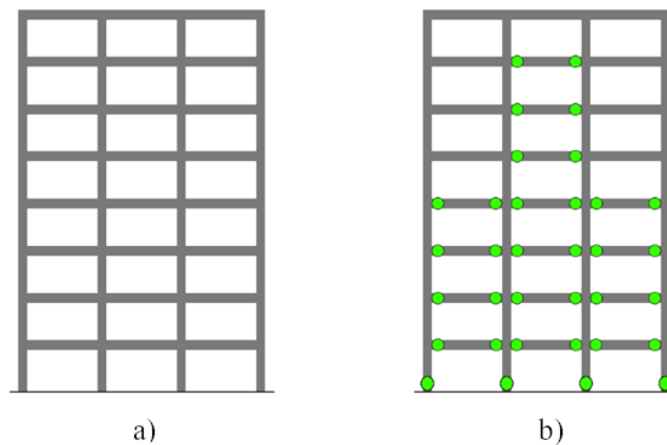


Figura 2. Representación de los modelos simplificados: a) sin daño, y b) con daño

Aproximación del desplazamiento objetivo

En versiones previas de esta metodología (Ayala *et al.*, 2012) el desplazamiento objetivo del sistema de referencia del que se obtenía la ductilidad de diseño se definía a partir del valor máximo permisible de la distorsión de entrepiso definido por algún reglamento de diseño. En este trabajo, se propone calcular la distorsión de entrepiso de diseño en función de una rotación plástica permisible en vigas, esta rotación puede ser la asociada a un estado límite tomando como referencia los valores sugeridos en documentos como las NTC-Evaluación y Rehabilitación (2023), o internacionalmente en documentos como el ASCE 41-17 (2017) o el FEMA P58-3 (2018), o bien, si lo que se busca es controlar la intensidad del daño, definidos a partir de consideraciones de costos de reparación y tiempos de recuperación de funcionalidad, *i.e.* resiliencia.

En el caso de marcos regulares de concreto reforzado, la figura 3 muestra los desplazamientos que experimentan las uniones viga columna de un entrepiso producidas por la acción de una carga lateral. Es a partir de estos desplazamientos que es posible calcular los desplazamientos de entrepiso asumiendo que el punto de inflexión para las vigas se encuentra a la mitad de su longitud de las vigas y para las columnas a la mitad de su altura.

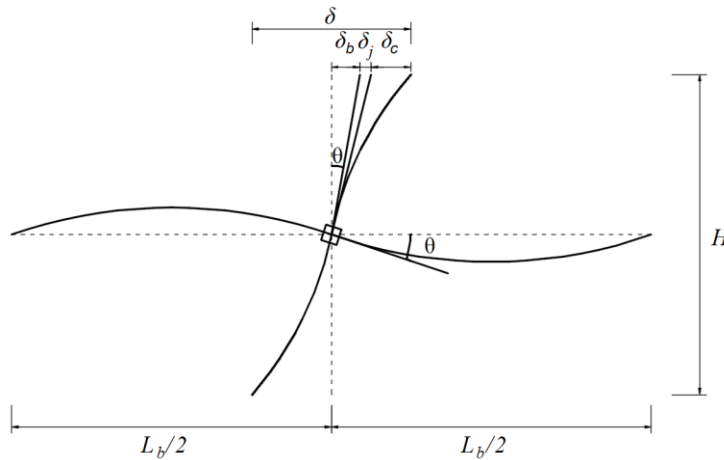


Figura 3. Descomposición de la unión viga columna (adaptado de Wenbin y Jiaru, 2002)

De acuerdo con el procedimiento propuesto por Wenbin y Jiaru (2002), el desplazamiento de entrepiso de un marco se obtiene de la suma de los desplazamientos de fluencia (δ_y) y plástico (δ_p), que a su vez se obtienen por medio de las ecs. 1 y 2.

$$\delta_y = \delta_{yb} + \delta_{yc} + \delta_{vj} \quad (1)$$

$$\delta_p = \delta_{pb} + \delta_{pc} + \delta_{sj} \quad (2)$$

donde δ_{yb} y δ_{yc} representan los desplazamientos de fluencia de la viga y la columna respectivamente, δ_{pb} y δ_{pc} los correspondientes desplazamientos plásticos de la viga y la columna, δ_{vj} es el desplazamiento por cortante del nodo, y δ_{sj} es el desplazamiento debido al deslizamiento del refuerzo longitudinal en la unión viga columna.

La definición de la distorsión de fluencia del entrepiso se puede obtener por la ecuación aproximada propuesta por Priestley *et al.* (2007), la cual se basa en el análisis de una extensa base de datos experimentales del comportamiento de uniones viga columna de concreto reforzado.

$$\theta_y = 0.5\varepsilon_y (L_b/h_b) \quad (3)$$

donde ε_y es la deformación axial asociada a la fluencia del acero de refuerzo, L_b es la longitud de la viga medida desde el eje de la columna, y h_b es el peralte de la viga. Dada la altura del entrepiso y la distorsión de fluencia es posible calcular el desplazamiento de fluencia del entrepiso.

El desplazamiento inelástico de las vigas y las columnas puede obtenerse a partir de sus ductilidades de vigas y columnas, $\mu_{\delta b}$ y $\mu_{\delta c}$, como se muestra a continuación:

$$\mu_{\delta b} = \frac{\delta_{yb} + \delta_{pb}}{\delta_{yb}} \rightarrow \delta_{pb} = (\mu_{\delta b} - 1)\delta_{yb} \quad (4)$$

$$\mu_{\delta c} = \frac{\delta_{yc} + \delta_{pc}}{\delta_{yc}} \rightarrow \delta_{pc} = (\mu_{\delta c} - 1)\delta_{yc} \quad (5)$$

Para definir el desplazamiento plástico de entrepiso en términos de la ductilidad local y la contribución de los elementos respecto al desplazamiento de fluencia del entrepiso. Wenbin y Jiaru (2002) definen los coeficientes α_b y α_c como la relación de los desplazamientos de las correspondientes vigas o columnas al desplazamiento de fluencia del entrepiso y α_{sj} como la relación del desplazamiento debido al deslizamiento del refuerzo longitudinal en la unión viga columna al desplazamiento inelástico del entrepiso, *i.e.*

$$\alpha_b = \frac{\delta_{yb}}{\delta_y}; \quad \alpha_c = \frac{\delta_{yc}}{\delta_y}; \quad \alpha_{sj} = \frac{\delta_{sj}}{\delta_p} \quad (6)$$

Así, sustituyendo las ecs. de la 4 a la 6 en la ec. 2, y procediendo algebraicamente, se obtiene la ecuación que describe el desplazamiento plástico de entrepiso.

$$\delta_p = \frac{(\mu_{\delta b} - 1)\alpha_b + (\mu_{\delta c} - 1)\alpha_c}{1 - \alpha_{sj}} \delta_y \quad (7)$$

Wenbin y Jiaru (2002) sugieren que para uniones viga - columna de proporciones normales el valor del factor α_{sj} puede aproximadamente considerarse como 0.1.

De acuerdo con Priestley (2007), el desplazamiento de fluencia de las vigas y las columnas se puede aproximar con las siguientes ecuaciones.

$$\delta_{yb} = \theta_{yb} \frac{H}{2} \quad (8)$$

$$\delta_{yc} = \frac{\varphi_{yc}}{3} \left(\frac{H}{2} \right)^2 \quad (9)$$

donde H es la altura del entrepiso y φ_{yc} es la curvatura de fluencia de la columna, que se puede aproximar con la ec. 10.

$$\varphi_{yc} = 2.1 \left(\frac{\varepsilon_y}{h_c} \right) \quad (10)$$

donde h_c es el peralte de la sección transversal de la columna. En la ec. 8, θ_{yb} es la rotación de fluencia de la viga, que se obtiene con la ec. 11.

$$\theta_{yb} = \frac{\varphi_{yb} L_b}{6} \quad (11)$$

donde φ_{yb} es la curvatura de fluencia de la viga, que aproximadamente se obtiene con la ec. 12.

$$\varphi_{yb} = 1.7 \left(\frac{\varepsilon_y}{h_b} \right) \quad (12)$$

Considerando que estas ductilidades de desplazamiento de vigas y columnas son las mismas que sus correspondientes ductilidades rotacionales. Así, para conocer su valor y poder controlar el daño local de acuerdo con un nivel de daño deseado es necesario conocer la ductilidad rotacional de diseño de las vigas en función de los valores de rotaciones plásticas permisibles definidas en los códigos de diseño para el estado límite de desempeño considerado. Por ejemplo, para los diferentes estados límite de diseño las que proponen las NTC-Sismo (2023), o el código ASCE 41-17 (2017). De acuerdo con lo anterior, la ductilidad de la viga asociada con una rotación plástica de diseño se puede obtener con la ec.13.

$$\mu_{\delta_b} = 1 + \frac{\theta_{pDis}}{\theta_{yb}} \quad (13)$$

Ya que para prevenir el colapso estructural por la aparición de mecanismos como los de entrepiso blando débil es necesario garantizar que estos no ocurren para demandas correspondientes para el estado límite de prevención al colapso. Para este propósito es que en este trabajo se sigue el criterio de columna fuerte viga débil buscando que el desempeño de las columnas permanezca en el rango elástico para garantizar un mecanismo estable. Ante esta consideración, la ductilidad de las columnas en la ec. 7 se considera igual a uno.

De acuerdo con lo anterior, la distorsión inelástica de entrepiso puede calcularse con la siguiente ec.

$$IDR_p = \frac{2\delta_p}{H} \quad (14)$$

Por lo tanto, el desplazamiento objetivo del sistema de referencia de 1GDL se obtiene como la suma del desplazamiento de fluencia (S_{dy}) correspondiente al primer término de la ec. 15, y el desplazamiento plástico (S_{du}) al segundo.

$$S_{du} = \frac{\theta_y H_z}{\Gamma_E(\phi_{z,E} - \phi_{z-1,E})} + \frac{IDR_p H_k}{\Gamma_D(\phi_{k,D} - \phi_{k-1,D})} \quad (15)$$

donde Γ_E y Γ_D son los factores de participación modal del modo fundamental del modelo sin daño y con daño respectivamente, ϕ es la forma modal del modo fundamental y z y k representan el entrepiso donde ocurre la distorsión máxima para el modelo correspondiente.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El procedimiento de diseño basado en desplazamientos locales y control de daño para marcos de concreto reforzado se aplica mediante los siguientes pasos:

1. **Diseño preliminar.** Ya que para efectuar el diseño de la estructura se requiere solamente tener una noción preliminar de las dimensiones de los elementos no es necesario hacer un análisis y diseño detallado, por lo que es suficiente realizar un prediseño, ya sea con base en la experiencia del diseñador o bien de un análisis convencional de cargas gravitacionales y fuerzas laterales, es decir un diseño basado en fuerzas.
2. **Análisis modal de la estructura elástica.** Se realiza un análisis modal del modelo sin daño con el fin de obtener las propiedades dinámicas, tales como el periodo (T_E), el factor de participación modal (Γ_E) y la forma modal (ϕ_E) de su modo fundamental.
3. **Determinación del desplazamiento de fluencia del sistema de referencia.** De acuerdo con los pasos anteriores, el desplazamiento de fluencia del sistema de referencia se puede calcular en función de la distorsión de fluencia de entrepiso definida por la ec. 3.
4. **Construcción del modelo con daño.** A partir del modelo original, sin daño, se construye un modelo dañado proponiendo una distribución e intensidad de daño siguiendo la filosofía de columna fuerte viga débil. Para esto se agregan al modelo en los extremos de las vigas resortes rotacionales con una rigidez reducida consistente con la intensidad del daño esperado ante condiciones de diseño. De manera similar se agregan resortes rotacionales en la base de las columnas del primer nivel.
5. **Análisis modal del modelo con daño.** Se realiza un análisis modal del modelo de la estructura con daño para obtener sus propiedades dinámicas, tales como el periodo (T_D), el factor de participación (Γ_D) y la forma modal (ϕ_D) de su modo fundamental.
6. **Calcular el desplazamiento objetivo de diseño del sistema de referencia.** El desplazamiento objetivo de diseño se obtiene con la ec. 15.
7. **Determinar la ductilidad y la relación de rigidez inelástica del sistema de referencia.** Con los valores obtenidos de desplazamiento de fluencia y de desplazamiento inelástico se calcula la ductilidad del sistema de referencia con la ec. 16. La relación de rigidez inelástica a elástica, α se puede obtener con de la relación de pendientes inelástica a elástica del sistema de referencia por medio de la ec. 17.

$$\mu = \frac{S_{du}}{S_{dy}} \quad (16)$$

$$\alpha = \left(\frac{\omega_D}{\omega_E} \right)^2 = \left(\frac{T_E}{T_D} \right)^2 \quad (17)$$

8. **Ajuste del desplazamiento de diseño del sistema de referencia calculado al desplazamiento objetivo.** Para garantizar que el desplazamiento de diseño del sistema de referencia corresponde al desplazamiento objetivo de diseño es necesario modificar el espectro de diseño de desplazamientos de acuerdo a las características de ductilidad y relación de rigidez inelástica a elástica del oscilador

de 1GDL. Para lograr lo anterior es necesario comparar el valor del desplazamiento objetivo calculado en el paso 6 con el desplazamiento obtenido del espectro para el periodo fundamental del modelo elástico, si la diferencia es mayor que un margen de error aceptable, *e.g.* 5%, se deben modificar las características de la estructura inicial de tal manera que se cumpla con este criterio y repetir los pasos anteriores. Como recomendación, si esta condición no se cumple, es posible estimar el periodo requerido (T_{Req}) relacionando el desplazamiento objetivo calculado (S_{du}) con el periodo que corresponda en el espectro (ver figura 4).

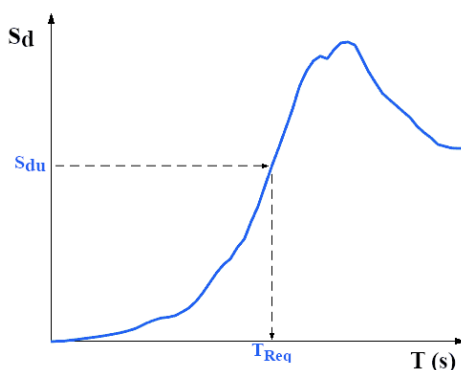


Figura 4. Espectro inelástico de desplazamiento

9. **Calcular la resistencia de fluencia del sistema de referencia.** Una vez que se cumple con la condición anterior, se obtiene la resistencia de fluencia del sistema de referencia a partir de un espectro inelástico de resistencias por unidad de masa. A partir del valor de resistencia así obtenido se definirán las resistencias para las que se deberán diseñar los elementos en los que se aceptó que ocurriese daño ante condiciones de diseño.
10. **Calcular la resistencia máxima del sistema de referencia.** La resistencia máxima del sistema de referencia, definida como la resistencia asociada al desplazamiento objetivo se obtiene con la ec. 18. A partir de esta resistencia se calculan las resistencias para las que deberán diseñarse los elementos en los que se aceptó no ocurriese daño ante condiciones de diseño.

$$R_u/m = R_y/m (1 + \alpha(\mu_G - 1)) \quad (18)$$

11. **Construcción de la CCSR.** Una vez que se obtienen los puntos característicos, el punto de fluencia y el punto de desempeño, se puede graficar la CCSR, figura 5.

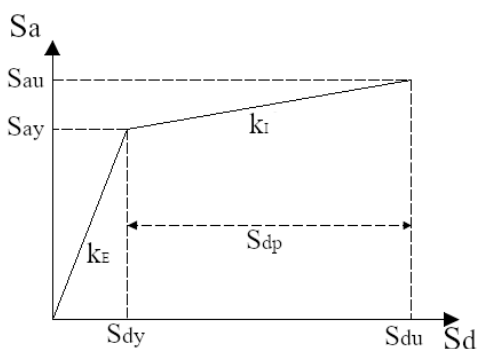


Figura 5. CCSR

12. Determinar las fuerzas de diseño. Las fuerzas de diseño de los elementos estructurales son determinadas por medio de dos análisis modales espectrales correspondientes a las resistencias previamente calculados. El primero para el modelo sin daño, en el cual se deben incluir las cargas permanentes que actúan en la estructura y la demanda sísmica obtenida de un espectro elástico de diseño modificado por un factor λ_E , este factor se obtiene como la relación de la resistencia de fluencia por unidad de masa y la pseudoaceleración (resistencia por unidad de masa) correspondiente al periodo fundamental de la estructura sin daño (ver figura 6).

$$\lambda_E = \frac{R_y/m}{S_{a,T_E}} \quad (19)$$

El segundo análisis modal espectral se ejecuta para el modelo de la estructura con daño usando como demanda sísmica el mismo espectro modificado por un factor λ_D , que se obtiene como la relación de la resistencia plástica y la pseudoaceleración elástica correspondiente al periodo del modelo con daño (ver figura 6).

$$\lambda_D = \frac{R_u/m - R_y/m}{S_{a,T_D}} \quad (20)$$

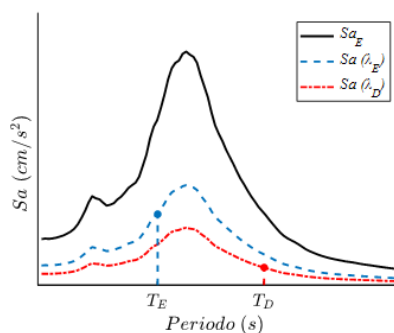


Figura 6. Espectro de diseño escalado por λ_E y λ_D

Como se mencionó anteriormente, los resultados de resistencias obtenidos del primer análisis son usados para el diseño de los elementos que aceptan daño, y la suma de los resultados de ambos análisis nos dan las fuerzas de diseño para los elementos que no aceptan daño. Es importante señalar que la CCSR solamente considera la contribución del modo fundamental de la estructura. Una vez finalizado el diseño es necesario verificar que los elementos dañados cumplen con el criterio de columna fuerte viga débil.

Consideraciones para definir la distribución de daño aceptable bajo condiciones de diseño

Se recomienda proponer una distribución de daño consistentes con las observaciones recolectadas de daños de sismos severos y las distribuciones de daños obtenidas de estudios analíticos sobre estructuras existentes. En la definición de esta distribución de daño, es fundamental considerar recomendaciones de estabilidad como el criterio de columna fuerte viga débil aceptando daño en los extremos de las vigas y en la base de las columnas en el primer piso, áreas donde normalmente se concentra el comportamiento no lineal (Priestley y Kowalsky, 2000). Al respecto, se sugiere introducir el daño en el modelo a través de resortes rotacionales con una rigidez elástica reducida de la rigidez elástica a flexión de las vigas y las columnas. Con base en observaciones de daño realizadas en campo como las que se hicieron después de los sismos de 1985 y 2017 en México, se sugiere concentrar el daño en los pisos inferiores del edificio y

reducirlo gradualmente en los pisos superiores. Esta estrategia es consistente con las demandas sísmicas más bajas en los pisos superiores, donde los elementos estructurales rara vez alcanzan a fluir.

IMPLEMENTACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO PROPUESTO

Para ilustrar la aplicación práctica del método de diseño basado en control de desplazamientos locales y distribución de daño propuesto en este artículo, se presenta el ejemplo del diseño de tres marcos regulares de concreto reforzado, de 5, 8 y 12 niveles. El objetivo es demostrar que los resultados obtenidos con los análisis simplificados utilizados en este método aproximan adecuadamente la respuesta inelástica obtenida de un análisis dinámico no lineal.

La demanda sísmica para los tres marcos corresponde a un espectro elástico obtenido como la media de los espectros de respuesta de una serie de registros sintéticos correspondientes al mismo periodo de retorno de la demanda sísmica. Las crujiás de los marcos son de 7.0 m de largo y la altura de todos los pisos es de 3.5 m. Las cargas muerta y viva considerada son de 500 kg/m² y 180 kg/m² respectivamente. En la figura 7 se muestra una vista en elevación de la configuración de estos marcos de concreto reforzado. Para el análisis, se asume que el sistema de piso conforma un diafragma rígido. Se consideraron momentos de inercia reducidos en un 70% para las columnas y en un 50% para las vigas. Como condición de diseño se consideró una rotación plástica máxima permisible de 0.02 rad, que corresponde a un nivel de desempeño de seguridad de vidas (NTC-Evaluación y Rehabilitación, 2023; ASCE 41-17, 2017).

Resultados

Para los tres marcos, los modelos con daño se crearon incorporando una distribución de daño siguiendo la filosofía columna fuerte viga débil. El daño se definió colocando resortes rotacionales en los extremos de los elementos en donde se aceptó que ocurriese el daño, asumiendo para estos resortes una rigidez rotacional del 3% de la rigidez elástica a flexión de los elementos correspondientes, como se sugiere en el documento FEMA 356 (2000). Los análisis se realizaron en el programa de uso libre Opensees (Mazzoni *et al.*, 2006). Las propiedades dinámicas de los modelos y las dimensiones finales de los elementos estructurales se muestran en la tabla 1.

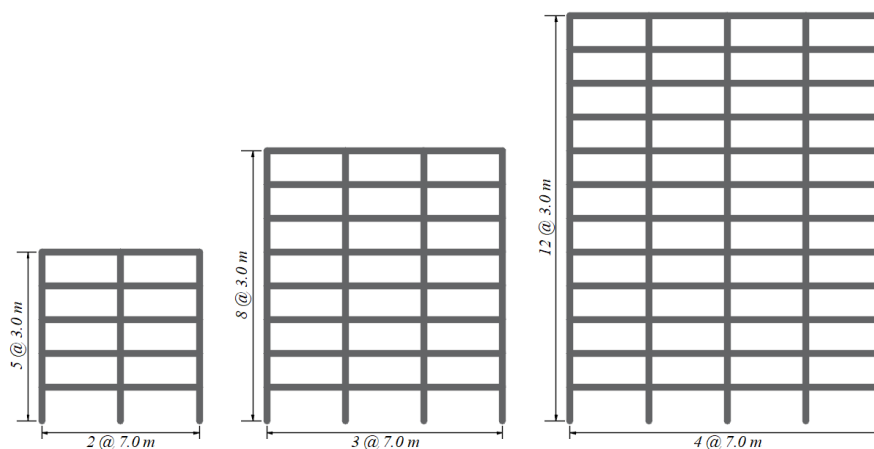


Figura 7. Tipología de los marcos diseñados

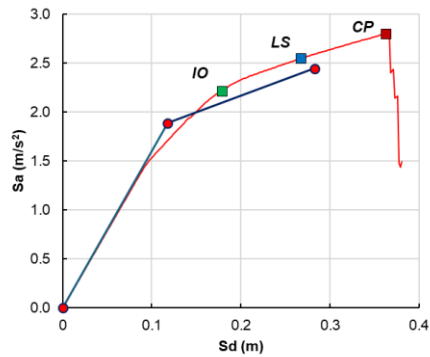
Tabla 1. Propiedades dinámicas y dimensiones de los elementos estructurales

Marco	Modelo	T (s)	Γ	Columnas	Vigas
5 niveles	Elástico	1.57	1.27	30x30 cm	20x60 cm
	Con daño	3.42	1.19		
8 niveles	Elástico	1.88	1.28	40x40 cm	25x60 cm
	Con daño	4.03	1.16		
12 niveles	Elástico	2.03	1.36	100x100 cm (pisos 1-4)	25x60 cm
	Con daño	4.14	1.28	80x80 cm (pisos 5-8)	
				60x60 cm (pisos 9-12)	

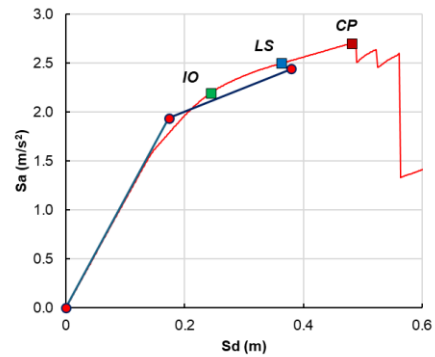
Se aplicó la metodología propuesta para calcular los desplazamientos de fluencia y objetivos para estos modelos, los resultados se presentan en la tabla 2. La CCSR se muestra en la figura 8, adicionalmente, para cada marco diseñado de acuerdo con este método, se muestra la curva de capacidad obtenida de un análisis estático no lineal. Este análisis incluye la identificación de los estados límite Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vidas (LS) y prevención al colapso (CP), que indican cuando las vigas experimentan rotaciones de 0.01, 0.02 y 0.03 rad respectivamente, de acuerdo con el criterio de las NTC-Evaluación y Rehabilitación (2023) y el ASCE 41-17 (2017).

Tabla 2. Resultados obtenidos de la metodología

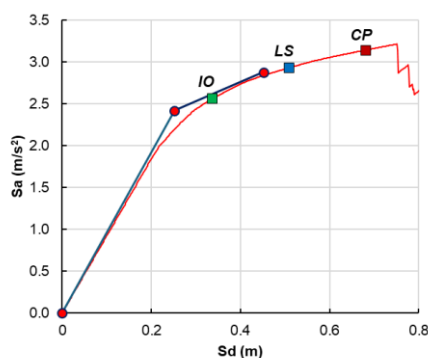
Marco	S_{dy} (m)	S_{dp} (m)	S_{du} (m)	S_{ay} (m/s ²)	S_{ap} (m/s ²)	S_{au} (m/s ²)	μ	α	λ_E	λ_D
5 niv.	0.12	0.16	0.28	1.89	0.55	2.44	2.4	0.21	0.34	0.31
8 niv.	0.17	0.21	0.38	1.94	0.50	2.44	2.2	0.22	0.24	0.50
12 niv.	0.25	0.20	0.45	2.42	0.46	2.88	1.8	0.24	0.28	0.49



a)



b)



c)
Figura 8. CCSR a) 5 niveles, b) 8 niveles y c) 12 niveles

Se realizaron análisis dinámicos no lineales para validar los resultados obtenidos con la metodología, utilizando los mismos registros con los que se formó el espectro de diseño. En la figura 9 se muestran las comparativas de los resultados del perfil de desplazamientos y distorsiones obtenidos con el método de diseño propuesto, línea azul, y con los resultados obtenidos a partir de la media de los análisis dinámicos, línea roja. Se observa que los resultados obtenidos con el método muestran una buena aproximación con aquellos obtenidos de los análisis dinámicos no lineales, particularmente en términos de los valores máximos de desplazamiento y distorsión.

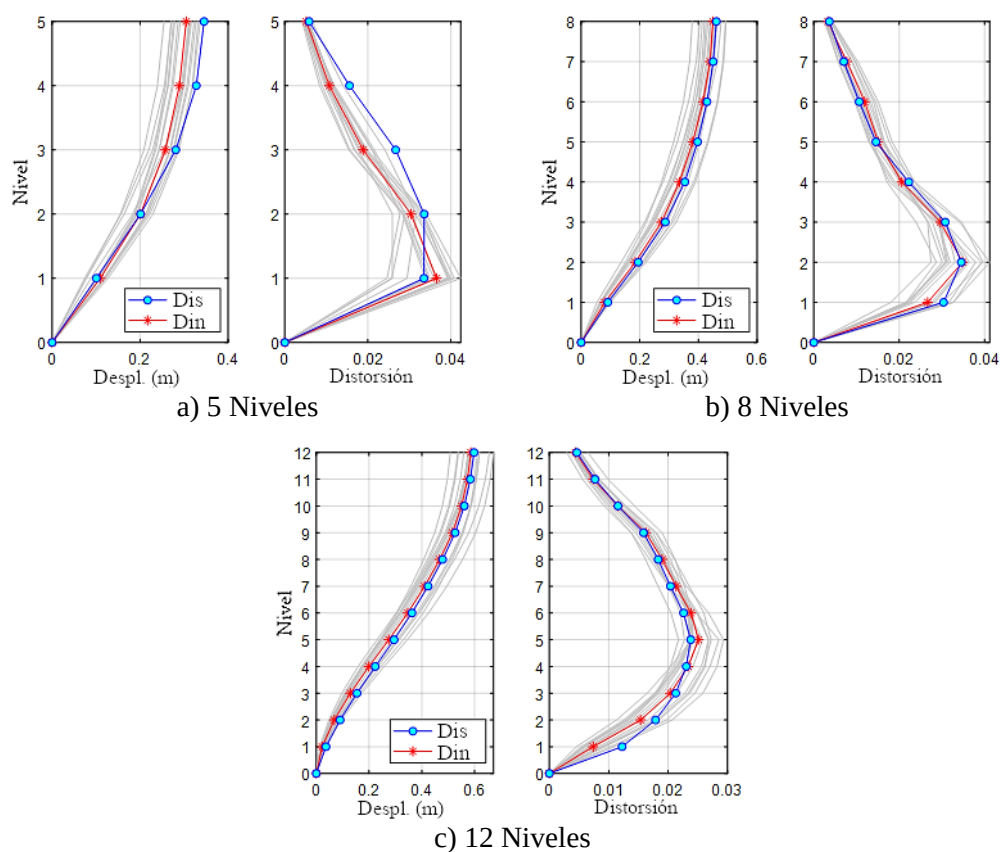
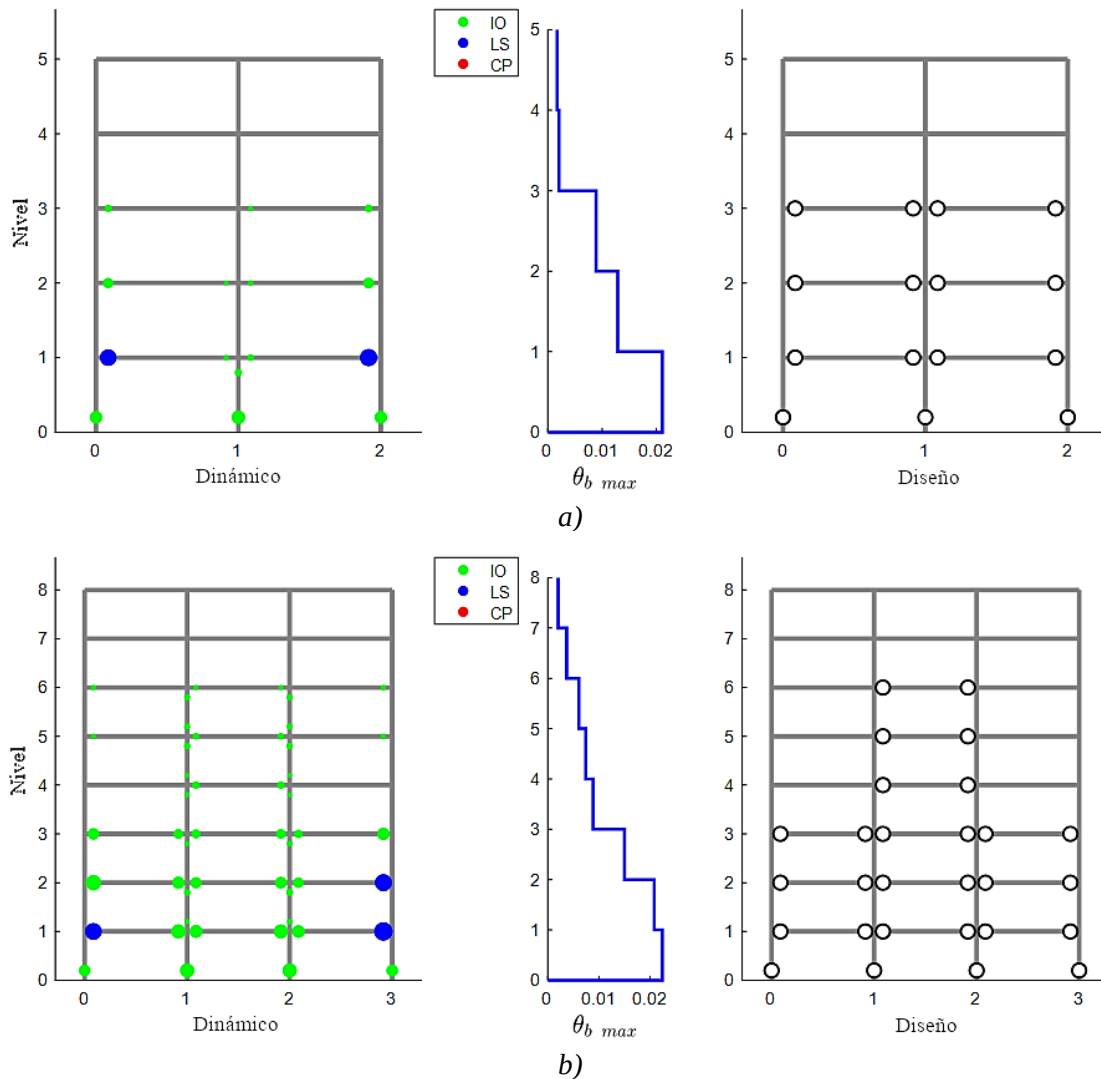


Figura 9. Comparación de desplazamientos y distorsiones de entrepiso

En la figura 10 se muestra la comparativa de la distribución del daño obtenido a partir de la media de los análisis dinámicos no lineales y las distribuciones de daño propuestas en el diseño para estos marcos. En esta figura, el tamaño de los caracteres presentes para mostrar la ocurrencia de daño es proporcional a la magnitud de las rotaciones caracterizando el daño. Se observa que la distribución del daño coincide en buena medida con la ubicación donde se deseaba ocurriese, de acuerdo con el procedimiento de diseño para los tres marcos.

También se puede observar que la demanda de rotación de las vigas es pequeña en los niveles superiores. Para los modelos de 5 y 8 niveles, la rotación máxima en vigas se presenta en el primer nivel y esta va disminuyendo conforme se avanza en la altura, mientras que, en el modelo de 12 niveles, la rotación máxima de vigas ocurre a un tercio de la altura del edificio. En general, se logró un adecuado control en el nivel de demanda de rotaciones plásticas locales. Para los tres marcos, se muestra una buena aproximación con la rotación plástica máxima objetivo definida en el diseño para garantizar el estado límite de seguridad de vidas, *i.e.*, 0.02 rad.



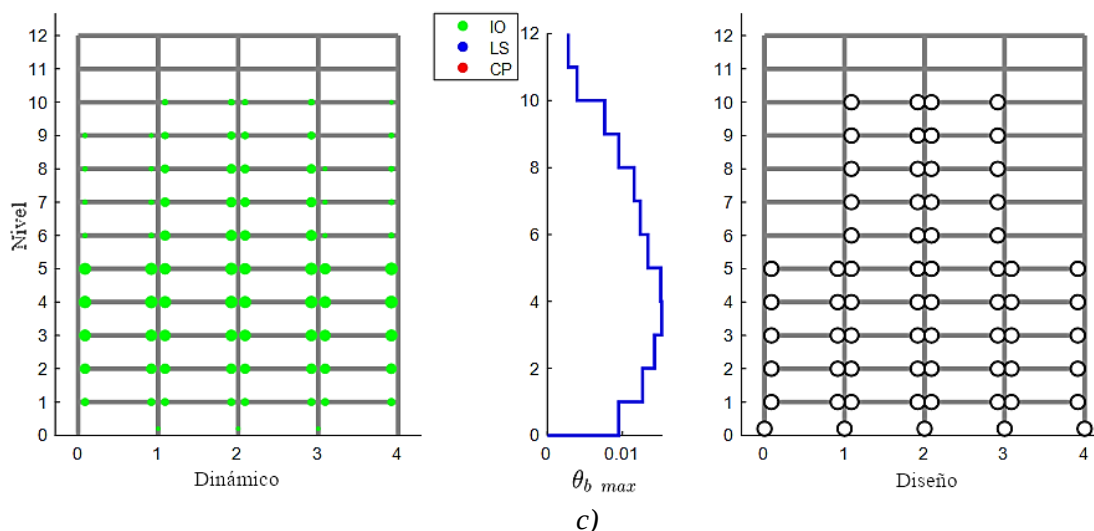


Figura 10. Distribución del daño

Se puede observar que, para cumplir con las rotaciones máximas permitidas, las distorsiones de entrepiso pueden ser diferentes de las especificadas en los reglamentos de diseño. En otras palabras, el cumplimiento de los límites de distorsión prescritos en un reglamento de diseño no garantiza el control del desempeño local de los elementos estructurales. Sin embargo, esto no significa que los reglamentos de diseño sean incorrectos, es posible que el valor de las rotaciones esté por debajo de los límites especificados. Este procedimiento demuestra que para alcanzar un nivel de daño determinado se requiere una distorsión de entrepiso que puede ser diferente a la reglamentaria, por lo tanto, en el diseño se deben considerar distorsiones de diseño locales para poder lograr un control más preciso del desempeño estructural.

CONCLUSIONES

En este artículo se presenta la propuesta de un método de diseño sísmico basado en el control de desplazamientos locales y distribución del daño. Este método se fundamenta en conceptos de dinámica estructural y en una evolución del método de diseño originalmente desarrollado por López y Ayala (2013), en el cual, el desempeño de un sistema no lineal de múltiples grados de libertad (MGDL) para una demanda dada puede aproximarse mediante el correspondiente desempeño de un sistema de referencia no lineal de un grado de libertad (1GDL). En este trabajo, se demuestra que es posible adaptar la ecuación utilizada para determinar la distorsión máxima inelástica de entrepiso de la estructura dañada para determinar el desplazamiento objetivo de diseño del sistema de referencia.

La metodología es aplicable para el diseño de marcos regulares de concreto reforzado de baja y mediana altura cuyo comportamiento esté gobernado por su modo fundamental de vibración, o por el modo con el mayor factor de participación. Para validar esta metodología, se diseñaron tres marcos de mediana altura conforme al método propuesto, los resultados obtenidos son comparados con los correspondientes a los obtenidos de análisis dinámicos no lineales, empleando como demanda sísmica una serie de registros sintéticos que dieron origen al espectro utilizado como demanda de diseño. A partir de estas comparaciones se presentan las siguientes conclusiones.

El método de diseño propuesto permite definir de manera transparente la ductilidad para la que se debe diseñar la estructura, logrando un control adecuado de las deformaciones locales de los elementos, sobre todo en el entrepiso crítico. Las rotaciones inelásticas obtenidas mediante los análisis dinámicos no

lineales resultaron consistentes con las establecidas como objetivo de diseño, con la mayoría de las columnas permaneciendo elásticas, excepto en aquellas donde se aceptó que ocurriese daño, así como en la base de las columnas del primer nivel. Además, las estructuras diseñadas cumplieron con el mecanismo de columna fuerte-viga débil.

Finalmente, se observa que el control del daño en los elementos estructurales puede lograrse manteniendo las demandas locales (rotaciones plásticas) por debajo de los valores permisibles y las derivas de entrepiso dentro de los umbrales establecidos en los reglamentos de diseño, de acuerdo con el desempeño deseado para los elementos no estructurales. Este control garantiza que el desempeño de la estructura cumpla con los objetivos de diseño. Aunque las derivas de diseño recomendadas por los reglamentos actuales no aseguran el control del daño local, este método permite establecer una relación más directa entre las demandas locales y los objetivos de diseño. Asimismo, este enfoque es aplicable en diseños basados en resiliencia, ya que permite identificar y mitigar el riesgo sísmico, asegurando una pronta recuperación de la funcionalidad tras un sismo intenso, lo cual es posible al limitar el daño esperado en elementos estructurales y no estructurales.

AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece a la Secretaría de Ciencia, Humanidades, Tecnología e Innovación (SECIHTI) por el apoyo otorgado para sus estudios de doctorado. Esta investigación fue patrocinada parcialmente por la DGAPA-UNAM a través del proyecto PAPIIT IN104821 y por la SECIHTI a través del proyecto de CF-2003-I-2776 titulado “Desarrollo y validación de una metodología para considerar la resiliencia y el impacto económico, social y ambiental en la evaluación y diseño sísmico de edificios basada en desplazamientos y control de daño”, los autores agradecen el apoyo otorgado.

REFERENCIAS

- ASCE 47-17 (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers.
- ATC 40 (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- Ayala, A G (2001). “Evaluación del desempeño sísmico de estructuras—un nuevo enfoque”. *Revista internacional de métodos numéricos*. 17(3):285–303. <http://hdl.handle.net/2099/4280>
- Ayala, A G, Castellanos, H y López, S (2012). “A displacement-based seismic design method with damage control for RC buildings”. *Earthquakes and structures*. 3(3_4):413-434. http://doi.org/10.12989/eas.2012.3.3_4.413
- Bertero, V V y Bozorgnia, Y (2004). *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. CRC Press.
- Buendía, L M y Reinoso, E (2019), “Análisis de los daños en viviendas y edificios comerciales durante la ocurrencia del sismo del 19 de septiembre de 2017”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS. No. 101. pp. 19-35. <https://doi.org/10.18867/ris.101.508>
- Calvi, G M y Kingsley, G R (1995). “Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures”. *Earthquake engineering and structural dynamics*. 24(9):1247-1266. <http://doi.org/10.1002/eqe.4290240906>

- Chopra, A K y Goel, R K (2001). "Direct Displacement-Based Design: Use of Inelastic vs Elastic Design Spectra". *Earthquake Spectra*. 17(1):47-64. <http://doi.org/10.1193/1.1586166>
- Fajfar, P (2000). "A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design". *Earthquake Spectra*. 16(3):573-592. <http://doi.org/10.1193/1.1586128>
- Fajfar, P y Gašperšič, P (1996). "The N2 Method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings". *Earthquake engineering and structural dynamics*. 25(1):31-46. [http://doi.org/10.1002/\(sici\)1096-9845\(199601\)25:1%3C31::aid-eqe534%3E3.0.co;2-v](http://doi.org/10.1002/(sici)1096-9845(199601)25:1%3C31::aid-eqe534%3E3.0.co;2-v)
- FEMA 356 (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- FEMA P58-3 (2018). *Seismic Performance Assessment of Buildings-Volume 3: Supporting Electronic Materials*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FIB (2003). *Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings*. International Federation for Structural Concrete.
- Freeman, S A (1978). "Prediction of Response of Concrete Buildings to Severe Earthquake Motion". *American Concrete Institute, Special Publication*. 55:589-606. <http://doi.org/10.14359/6629>
- López, S y Ayala, M G (2013). "Método de diseño sísmico basado en desplazamientos para marcos de concreto reforzado". *Revista Ingeniería Sísmica*, (88), 91–111. <https://doi.org/10.18867/ris.88.11>
- Mazzoni, S, McKenna, F, Scott, M Y y Fenves, G (2006). "Open system for earthquake engineering simulation, user command-language manual, Report NEES grid-TR 2004-21". *Pacific Earthquake Engineering Research*, University of California, Berkeley, CA. <http://opensees.berkeley.edu>
- Miranda, E (1999), "Approximate Seismic Lateral Deformation Demands in Multistory Buildings", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, No 4, pp. 417-425. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1999\)125:4\(417\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:4(417))
- Moehle, J P (1992). "Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes". *Earthquake Spectra*. 8(3):403-428. <http://doi.org/10.1193/1.1585688>
- Montoya, C L (2016). "A direct performance based seismic design method for irregular structures: applications to concrete structures". *Tesis de doctorado*. Universitat Politècnica de Catalunya. <http://hdl.handle.net/10803/404337>
- NTC-Evaluación y Rehabilitación (2023). *Normas Técnicas Complementarias para la Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- NTC-Sismo (2023). *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- O'Reilly, G J y Calvi, G M (2019). "Conceptual seismic design in performance-based earthquake engineering". *Earthquake engineering and structural dynamics*. 48:389-411. <http://doi.org/10.1002/eqe.3141>
- Priestley, M J (1998). "Brief comments on elastic flexibility of reinforced concrete frames and significance to seismic design". *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*. 31(4):246-259. <http://doi.org/10.5459/bnzsee.31.4.246-259>
- Priestley, M J N y Kowalsky, M J (2000). "Direct Displacement-Based Design of Concrete Buildings". *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*. 33(4): 421-444. <http://doi.org/10.5459/bnzsee.33.4.421-444>

- Priestley, M J N, Calvi, G M y Kowalsky, M J (2007). *Displacement Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press, Pavia.
- Wenbin, L y Jiaru, Q (2002). “Rules of drift decomposition and drift-based design of RC frames”. *Advances in Building Technology*. 311-318. <http://doi.org/10.1016/b978-008044100-9/50039-5>