



Comportamiento no lineal de marcos de concreto reforzado diseñados con diferentes niveles de ductilidad

Nonlinear behavior of reinforced concrete frames designed with different ductility levels

Carpio-Pacheco Cesar

Universidad Autónoma Metropolitana, México

Correo: carpiopcingeneria@gmail.com

<https://orcid.org/0000-0002-9569-760X>

González-Cuevas Oscar Manuel

Universidad Autónoma Metropolitana, México

Correo: omgc361124@gmail.com

<https://orcid.org/0000-0001-9214-042X>

Arellano-Méndez Eduardo

Universidad Autónoma Metropolitana, México

Correo: aremened@gmail.com

<https://orcid.org/0000-0001-7790-1104>

Resumen

Se presenta un estudio teórico sobre el comportamiento estático y dinámico no lineal de tres edificaciones de concreto reforzado con un sistema estructural a base de marcos resistentes a momento. Las edificaciones cuentan con 3, 9 y 14 niveles. El diseño de cada una se hizo con las disposiciones de la nueva versión de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC, 2017) para diseño de estructuras con ductilidad baja ($Q=2$), media ($Q=3$) y alta ($Q=4$). Los diseños se revisaron con análisis no lineales con los diagramas momento-rotación presentados en las NTCC (2017) además de tomar en cuenta el deterioro en los elementos estructurales debido a la repetición de cargas en un evento sísmico. De los resultados de esta investigación se concluye que las estructuras diseñadas con las NTCC (2017) se desempeñan teóricamente con la ductilidad y capacidad para las cuales fueron diseñadas. La información obtenida analíticamente se verificó con ensayos experimentales.

Descriptores: Marcos de concreto resistentes a momento, comportamiento no lineal, ductilidad, diagramas momento-rotación, deterioro.

Abstract

An analytical study is carried out on the static and dynamic nonlinear behavior of three reinforced concrete buildings with moment-resisting frames. The buildings have 3, 9 and 14 levels and were designed according to requirements of the new version of Mexico's City Code for Concrete Structures (NTCC, 2017). This Code includes special requirements for structures with low ductility ($Q = 2$), medium ductility ($Q = 3$) and high ductility ($Q = 4$). For the nonlinear analyzes and to check the behavior of the structures, the rotation moment diagrams presented in the NTCC (2017) were used, in addition to taking into account the deterioration in the structural elements due to the load repetitions in a seismic event. Data from this research is being verified by testing physical specimens.

Keywords: Moment resisting frames, nonlinear behavior, ductility, rotation moment diagrams, deterioration.

INTRODUCCIÓN

En el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (ahora Ciudad de México) a través de sus Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2017) se permite, como en la gran mayoría de los reglamentos para zonas sísmicas, que las estructuras incurrieren en las zonas de comportamiento no lineal ante la ocurrencia de sismos de intensidades medias o altas. Para esto, desde la edición del año de 1977, se especifica utilizar para el cálculo de las acciones sísmicas un espectro de aceleraciones reducido respecto al espectro llamado elástico. La forma de calcular las reducciones ha cambiado en las distintas ediciones del Reglamento; en el de 1966, se especificaba un espectro sísmico sobre el cual el reglamento no permitía reducciones adicionales; en el de 1977 se especificaba un espectro elástico y un factor de reducción de fuerzas sísmicas Q' que está en función de un factor de comportamiento sísmico Q , este factor es la ductilidad global μ , mínima esperada en las estructuras; en el de 2004 se planteaban dos opciones, la primera en el cuerpo principal del Reglamento similar a los Reglamentos desde 1977 y la segunda, en un apéndice, donde se utiliza un espectro elástico y dos factores de reducción, uno es llamado Q' que está en función de Q y otro se define como sobrerresistencia R . En la última edición del Reglamento 2017 se considera el factor de reducción por comportamiento sísmico Q' , y el factor de sobrerresistencia, R . Los valores de estos factores dependen esencialmente de la ductilidad global, redundancia estructural y del periodo fundamental de vibración de las estructuras. En la Figura 1 se resumen estas ideas.

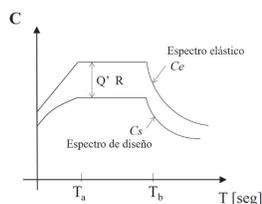


Figura 1. Espectro elástico y espectro de diseño

La forma de establecer el espectro de diseño también ha ido cambiando a lo largo del tiempo. En ediciones anteriores del Reglamento, se zonificaba la Ciudad según el tipo de suelo y se especificaba un espectro de diseño sísmico por zona. En la edición 2017 hubo una innovación importante en la definición del espectro de diseño, se elaboró un programa de computadora que a partir de las coordenadas geográficas del terreno en que se construirá la edificación proyectada proporciona el espectro que debe usarse, este programa denominado Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), perteneciente a las Normas Técnicas Complementarias para

Diseño por Sismo (NTCS, 2017), toma en cuenta numerosas características geotécnicas del sitio y hasta su evolución con el tiempo, Arroyo *et al.* (2013), además de tomar las intensidades de los eventos sísmicos de acuerdo con la distancia focal.

Otro cambio importante en las NTCS (2017) fue la introducción de una disposición que obliga a revisar el diseño de estructuras de cierta altura, ubicadas en la zona de suelos de alta compresibilidad, con un análisis no lineal, es decir, con métodos que tomen en cuenta la no linealidad en el comportamiento de los elementos estructurales. Y un cambio más, fue la introducción de una clasificación de sistemas estructurales considerados como aceptables sin mayores justificaciones o comprobaciones de su comportamiento ante la acción de sismos, por ejemplo: Marcos de concreto reforzado colados en sitio, marcos prefabricados, marcos combinados con muros de cortante y otros. Para cada tipo, se especifican en las NTCS (2017) valores permitidos del factor de comportamiento sísmico Q , y de la distorsión permisible de entrepiso, γ .

Este conjunto de cambios en las NTCS (2017) llevó a realizar cambios importantes en las NTC de los materiales más usados: Concreto reforzado, acero y mampostería. En este artículo se abordan únicamente los cambios en estructuras de concreto reforzado, los cuales pueden considerarse dentro de dos grupos. El primero comprende nuevas disposiciones reglamentarias para poder realizar las revisiones de edificaciones con análisis no lineales, y el segundo, un conjunto de disposiciones referentes a requisitos geométricos y de detalles de colocación del acero de refuerzo para poder cumplir con las demandas de resistencia y ductilidad requeridas para los distintos sistemas estructurales.

El enfoque de diseño sísmico y el comportamiento esperado de las estructuras pueden resumirse en la Figura 2. El eje de las ordenadas representa el cortante basal o fuerza sísmica en la base de un edificio en función de coeficiente sísmico, el de las abscisas, el desplazamiento de la azotea. Con línea punteada se indica un comportamiento elástico de la estructura ante una demanda de resistencia elástica C_e con su correspondiente deflexión en la azotea Δ_e obtenida con un espectro elástico. Si se reduce el espectro elástico, como lo permiten las NTCS (2017), con los factores Q' y R , la resistencia requerida de diseño se reduce a C_s , valor que se indica en la curva de capacidad mostrada en la Figura 2 con línea gruesa, que representa el comportamiento de la estructura. Esta curva de capacidad puede idealizarse mediante una estructura inelástica equivalente con un comportamiento elastoplástico perfecto como se indica con la línea punto-rayita con una resistencia de fluencia esperada C_y .

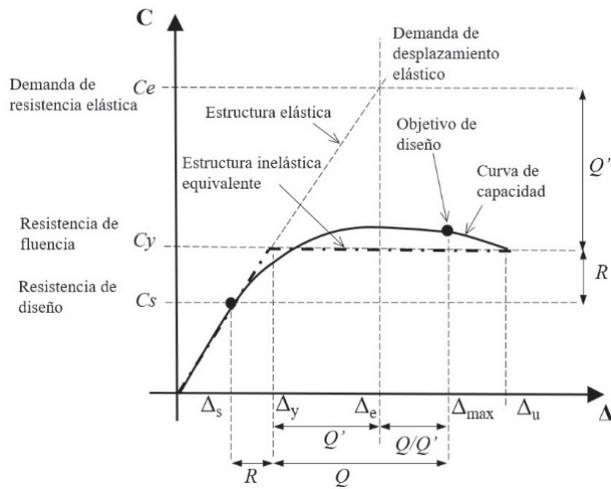


Figura 2. Relación coeficiente sísmico basal-desplazamiento de azotea de una estructura

Motivados por los cambios en el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México, los autores están realizando un estudio a mayor profundidad del comportamiento inelástico de estructuras de concreto reforzado a base de marcos, haciendo énfasis en aspectos relacionados con el comportamiento bajo sismos, como los efectos de deterioro de la resistencia bajo cargas repetidas y efectos de los detalles del refuerzo en la ductilidad. El estudio tiene una parte teórica, presentada en este artículo, y otra parte experimental en proceso de realización.

OBJETIVO

El objetivo general de este trabajo es estudiar el comportamiento elástico e inelástico de estructuras de marcos de concreto reforzado diseñadas con diferentes grados de ductilidad. Este estudio se lleva a cabo a través de la definición de curvas de capacidad, como la de la Figura 2. El comportamiento se examina en términos de resistencia y ductilidad.

APLICACIÓN DE LAS NTCS, (2017) Y NTCC, (2017) EN TRES EDIFICACIONES DE ESTUDIO

Se aplicaron los lineamientos de las NTCC, (2017) a tres edificaciones en las cuales su sistema sismorresistente es a base de marcos de concreto reforzado. La primera edificación es de baja altura, consta de tres niveles llamada EDIFN3, la segunda es una edificación de mediana altura, 9 niveles, llamada EDIFN9 y la tercera edificación es una estructura alta, 14 niveles, EDIFN14. Las alturas de entre pisos para las edificaciones son de 350 cm, (Figura 3). Las edificaciones EDIFN3 y EDIFN9 tienen una planta con tres crujeas por lado, separación

de columnas de 300 cm; para la edificación EDIFN14 la separación entre columnas es de 500 cm, (Figura 4). Las edificaciones de estudio tienen cargas vivas correspondientes a edificios de oficinas y una sobre carga muerta de 30 MPa. Las edificaciones están clasificadas dentro del grupo B y se consideró un valor de 1.0 para el factor de irregularidad e hiperasticidad de acuerdo con las NTCS (2017).

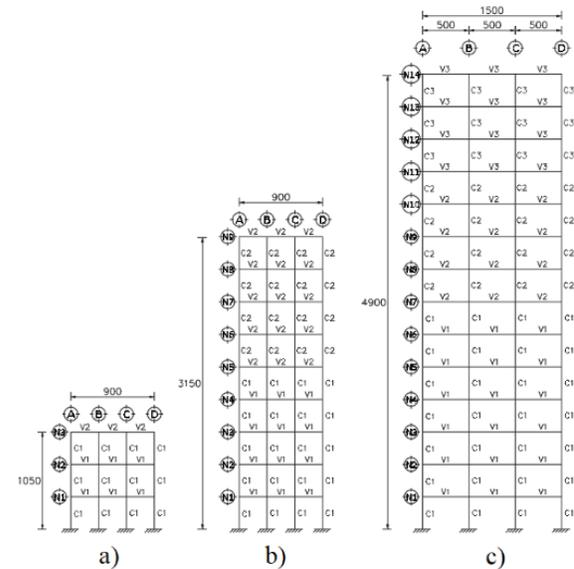


Figura 3. Edificaciones de estudio: a) EDIFN3, b) EDIFN9, c) EDIFN14

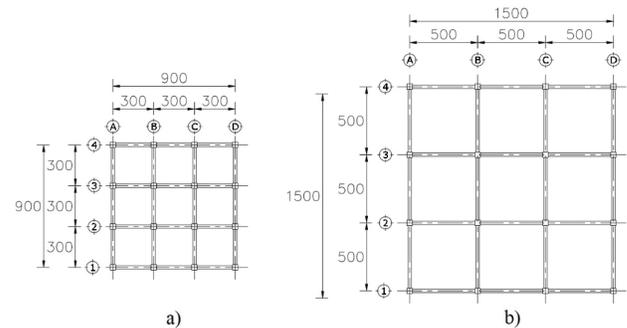


Figura 4. Planta de las edificaciones de estudio: a) EDIFN3 y EDIFN9, b) EDIFN14

De forma paralela a este estudio analítico, se está trabajando en un estudio experimental en laboratorio del edificio de nueve niveles (EDIFN9). Por limitaciones en los espacios disponibles en el marco de carga y capacidades de los actuadores no es posible ensayar prototipos de mayor longitud que los proyectados en este estudio. Por tal motivo, en este edificio no se pudieron utilizar claros mayores de las vigas que tres metros. Aunque esta dimensión es menor que la usual en diseños reales, se consideró que con una relación claro/pe-

ralte de seis (tomando como claro la mitad de longitud de las vigas) el comportamiento es predominantemente de flexión.

Los espectros sísmicos (Figura 5), se obtuvieron con el programa SASID con un amortiguamiento de 5 %. Se ubicaron las estructuras en dos zonas de estudio, la primera con un periodo de suelo $T_s = 1.90$ s, correspondiente a la zona del acelerograma SCT-EW-85, registro del sismo de 1985 en Ciudad de México y la segunda zona de estudio es con un periodo de suelo de $T_s = 1.0$ s, donde se tiene registrado el acelerograma DGCOH XOTEPINGO al sur de la Ciudad de México, mejor conocido como DX37, registro del sismo del 19 de septiembre 2017.

Se observa en la Figura 5 que el espectro elástico que corresponde a la zona con periodo de suelo $T_s = 1.90$ s, tiene mayores ordenadas espectrales que el correspondiente a $T_s = 1.00$ s, y por lo tanto es más demandante para el diseño modal espectral de las edificaciones. Por otra parte, en los análisis no lineales dinámicos, presentados más adelante en este documento, se utilizan registros acelerográficos, y en este caso es más demandante el acelerograma DX37 que el que corresponde a SCT85 para periodos menores a 1.25 s.

Cada edificación fue diseñada con un factor de comportamiento sísmico de $Q = 2$, $Q = 3$ y $Q = 4$, es decir, se tiene un total de 9 edificaciones. La Tabla 1 muestra los periodos de vibración de las estructuras de estudio, estos se obtuvieron con las rigideces a flexión en sus elementos especificadas en las NTCC (2017), con valores de inercia de $0.5I_g$ para vigas y $0.7I_g$ para columnas, donde I_g es la inercia bruta (momento de inercia de la sección completa sin acero).

El concreto utilizado en todas las estructuras tiene una resistencia de $f'_c = 30$ MPa, y esfuerzo de fluencia del acero de $f_y = 428$ MPa. Las dimensiones geométricas con su respectivo armado en los elementos estructurales obtenidas del diseño para cada edificación se muestran en el estudio de Carpio (2022).

Se realizó la revisión de los estados límite de estado de seguridad contra colapso (sismo de diseño) y limitación de daños ante sismos frecuentes, de acuerdo con lo establecido en las NTCS (2017), cumpliéndose esta revisión.

Tabla 1. Periodos de vibrar de las estructuras con valores de inercia de las NTCC (2017)

Edificación	Periodo de vibrar, T [seg]
Edificación de 3 niveles	
EDIFN3Q=2	0.54
EDIFN3Q=3	0.59
EDIFN3Q=4	0.59
Edificación de 9 niveles	
EDIFN9Q=2	0.96
EDIFN9Q=3	1.02
EDIFN9Q=4	1.02
Edificación de 14 niveles	
EDIFN14Q=2	1.15
EDIFN14Q=3	1.28
EDIFN14Q=4	1.28

Se cuantificaron los volúmenes de acero de refuerzo y de concreto para un solo marco de cada edificación de estudio. Se obtuvieron los porcentajes de disminución o aumento de material de las estructuras diseñadas con $Q = 3$ y $Q = 4$ respecto al diseño con $Q = 2$. Los resultados se presentan en la Figura 6. Se observa que la estructura de baja altura es menos sensible a cambios volumétricos de material ante diferentes valores de Q , mientras que las estructuras de 9 y 14 niveles son más sensibles a los valores de Q .

TEORÍA DEL MODELADO NO LINEAL MEDIANTE PLASTICIDAD CONCENTRADA

En el modelado no lineal de estructuras con comportamiento a flexión, es necesario tomar en cuenta que la rigidez a flexión de los miembros varía en función del nivel de carga que se le aplica, a diferencia de análisis lineal en que permanece constante. Esto puede hacerse teóricamente obteniendo un diagrama completo momento-curvatura de una o varias secciones del elemento estructural, por los métodos conocidos (Moehle, 2015; González, 2005), idealizándolo con 2 o 3 tramos lineales, y considerando que la curvatura es igual a

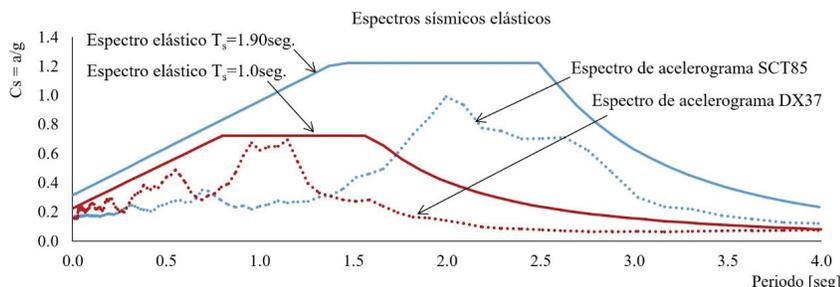


Figura 5. Espectros sísmicos elásticos de las NTCS (2017) para $T_s = 1.90$ s y $T_s = 1.0$ s

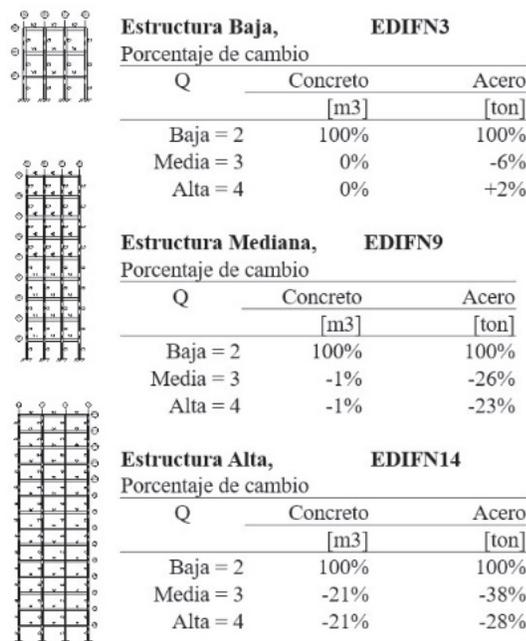


Figura 6. Volúmenes de materiales en un marco de las estructuras de estudio

M/EI , con lo cual puede obtenerse la rigidez del elemento en el intervalo de carga correspondiente al tramo en cuestión. Este enfoque teórico tiene limitaciones importantes. Las principales son que la formación de grietas de cortante inclinadas produce que la curvatura se extienda a lo largo del elemento y no se concentre en una sección transversal dada, que el deslizamiento del acero de refuerzo por falta de adherencia (*bond slip*) produce giros concentrados significativos, que se presentan también deformaciones por fuerza cortante que disminuyen más la rigidez de los elementos, y que las acciones sísmicas producen deterioro de la rigidez y de la resistencia de los elementos. Para tomar en cuenta estas limitaciones y simplificar el procedimiento se ha propuesto el siguiente enfoque: Considerar que en vez de que el comportamiento no lineal se presente a lo largo de los elementos, se concentre en articulaciones plásticas en sus extremos; esta hipótesis se denomina de plasticidad concentrada y está permitida en las NTCC (2017). El comportamiento de las articulaciones plásticas se representa mediante diagramas momento-rotación que pueden determinarse experimentalmente para cada caso, o se pueden usar modelos ya propuestos que se determinaron también experimentalmente. En ambos casos, se deben tomar en cuenta los efectos del deslizamiento del refuerzo y de la fuerza cortante, la repetición y cambio de sentido de las acciones sísmicas y el deterioro ocasionado por esta repetición de acciones.

El procedimiento para desarrollar un modelo de plasticidad concentrada consiste de los siguientes pasos:

- Establecer una curva de arranque (*backbone*) fuerza-deformación generalizadas.
- Establecer un modelo histerético para tomar en cuenta el efecto de las cargas cíclicas.
- Modificar el modelo histerético con un modelo de deterioro que permita incorporar las pérdidas de rigidez y resistencia ante cargas repetidas.

Estos conceptos deben tomarse en cuenta de forma simultánea para representar razonablemente el comportamiento de los elementos ante grandes deformaciones. De estos tres conceptos el menos estudiado y menos utilizado en la práctica profesional es el deterioro, por lo que son pocos los programas computacionales que lo incluyen.

CURVA DE ARRANQUE (*BACKBONE*)

Es una curva que representa la relación fuerza-deformación que define las fronteras dentro de las cuales queda confinada la respuesta histerética del elemento. En la Figura 7 se presenta la curva de Ibarra *et al.* (2005). Si no existe degradación la curva se define por: Rigidez elástica K_e , fuerza de fluencia F_y , con su correspondiente desplazamiento elástico δ_y , rigidez por endurecimiento por deformación $K_s = \alpha s K_e$. Si se incluye la degradación en la curva se incluye una rama descendente a partir de δ_c , siendo δ_c la deformación correspondiente a la resistencia máxima, F_c , el subíndice “c” proviene de la palabra en inglés “capping”. La diferencia entre δ_c y δ_y , es el desplazamiento plástico, δ_p . La rama descendente se define por la rigidez “post-máxima” $K_c = \alpha c K_e$ con pendiente negativa, la diferencia entre δ_r y δ_c es el desplazamiento “post-máximo”, δ_{pc} . En la parte final de la curva se puede asignar una fuerza residual $F_r = \lambda F_y$, donde λ representa una fracción de la resistencia de fluencia del elemento.

El término ductilidad se refiere a la habilidad de un componente o sistema de desplazarse inelásticamente sin deterioro de resistencia o rigidez significativo, Ibarra *et al.* (2005). En una estructura existen distintas ductilidades, todas son una medida de la capacidad de deformación contra la deformación de fluencia. A nivel elemento, la ductilidad se puede aplicar a distintos parámetros, entre ellos, a la curvatura de una sección, rotación del miembro, deflexión del elemento; de forma genérica sería la relación δ_r/δ_y en la Figura 7. Los valores numéricos entre estos parámetros no precisamente coinciden, en Blume *et al.* (1961) y Moehle (2015), se presentan teorías y comportamiento de elementos de concreto reforzado más allá de su fluencia. A nivel estructura, se tienen la ductilidad de entrepiso y la ductilidad global, siendo la primera la relación entre la

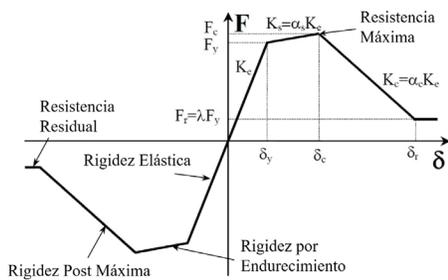


Figura 7. Curva de arranque (Ibarra et al., 2005)

capacidad de deformación y la deformación de fluencia del entrepiso. La ductilidad global μ , se definió en esta investigación como la relación entre Δ_{max} y Δ_y del sistema inelástico equivalente, donde Δ_{max} es el desplazamiento sistema que corresponde al inicio de la disminución de resistencia (Figura 2). Las ductilidades a nivel estructura dependen de las capacidades de deformación de los elementos resistentes (vigas, columnas, diagonales, muros, etcétera), (Tena, 1998).

Las curvas de arranque de los elementos de concreto reforzado con comportamiento a flexión son los diagramas momento-curvatura o momento-rotación. El diagrama momento-curvatura debe multiplicarse por una longitud de articulación plástica L_p , con el fin de obtener rotaciones en el elemento, existen diversas formulaciones en la literatura para L_p , pero difícilmente se menciona cuál es la correcta. Bruschi et al. (2021) realiza un estudio de las variaciones de L_p , pero difícilmente se menciona cuál es la correcta. Bruschi et al. (2021) realiza un estudio de las variaciones de L_p en el comportamiento no lineal de marcos de concreto reforzado. Se pueden realizar pruebas experimentales en laboratorio de los elementos que conforman una estructura con el fin de obtener su comportamiento y, a su vez, sus diagramas momento-rotación, sin embargo, este procedimiento puede ser muy tardado inclusive costoso. Las NTCC (2017) en el Apéndice D, proporcionan fórmulas para la construcción de diagramas momento-rotación de elementos viga-columna de concreto reforzado, estos fueron obtenidos del estudio de Haselton et al. (2008), donde se procesaron resultados experimentales de 255 elementos viga-columna para la obtención de una curva inicial, refiriéndose como inicial aquella que no toma

en cuenta el deterioro del elemento debido a la repetición de cargas cíclicas (Figura 8).

Las ecuaciones para la construcción de la curva arranque inicial son:

$$\theta_p = 0.121(1 + 0.55a_{sl})0.16^\theta(0.02 + 40\rho_{sh})^{0.43} (0.54)^{0.01c_u f'_c} (0.66)^{0.15s_n} (2.27)^{10.0\rho_l} \quad (1)$$

$$\theta_{pc} = (0.76)(0.031)^\theta(0.02 + 40\rho_{sh})^{1.02} \leq 0.10$$

$$\frac{M_{max}}{M_y} = (1.25)(0.89)^\theta(0.91)^{0.01c_u f'_c}$$

$$M_r = 0$$

Donde:

- $a_{sl} = 1$ = cuando se presente deslizamiento del acero de refuerzo longitudinal por falla de adherencia, utilizar $a_{sl} = 0$ cuando se evite el deslizamiento
- $\mathfrak{S} = P / f'_c A_g$ = índice de carga axial
- $\rho_{sh} = A_{sh} / sb$ = cuantía de refuerzo transversal en la zona de articulación plástica, A_{sh} es el área de refuerzo transversal y s separación de estribos
- c_u = factor de conversión de unidades igual a 1.0 para sistema internacional (SI) en MPa y 0.1 para sistema métrico (MKS) en kg/cm².
- $s_n = (s / d_v) (f_y / 100)^{0.5}$ = factor para considerar el pandeo de los estribos, d_v es el diámetro de la varilla longitudinal y $f_y / 100$ debe cambiarse a $f_y / 1000$ en unidades del sistema MKS
- $\rho_l = A_{sl} / bd$ = cuantía de acero longitudinal, A_{sl} es el área de acero total, b y d es el ancho y peralte de la sección
- M_y = momento resistente de fluencia del elemento estructural, obtenido con los métodos usuales del bloque equivalente de esfuerzos utilizando la resistencia esperada del concreto y el esfuerzo de fluencia esperado del acero
- M_{max} = momento resistente máximo del elemento estructural
- M_r = momento residual del elemento estructural, conservadoramente se puede despreciar, $M_r = 0$

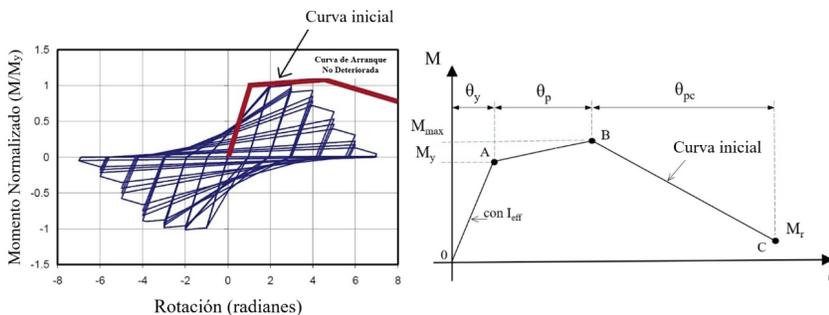


Figura 8. Diagrama momento-rotación inicial (Haselton et al., 2008)

Cuando se tiene refuerzo asimétrico en los elementos, Haselton *et al.* (2008) presentan la ecuación (2) para ajustar θ_p

$$\theta_{p(\text{asimétrico})} = \left[\frac{\max\left(0.01, \frac{\rho' f_y}{f_c'}\right)}{\max\left(0.01, \frac{\rho f_y}{f_c'}\right)} \right]^{0.225} \theta_{p(\text{simétrico})} \quad (2)$$

Donde:

ρ = cuantía de acero de refuerzo a tensión definido como A_s/bd

ρ' = cuantía de acero de refuerzo a compresión definido como A_s'/bd

El cálculo de la rotación de fluencia $\theta_{y'}$ (Figura 8), está relacionado con la rigidez inicial del elemento. Haselton *et al.* (2008) propone las ecuaciones (3) y (4) para la obtención de la inercia en elementos de concreto reforzado. Con la ecuación (3) se obtiene la inercia del elemento a la fluencia $I_{y'}$, con la ecuación (4) se obtiene la inercia secante cuando el elemento alcanza 40 % de su momento de fluencia, I_{stf40} . La rigidez de un elemento de concreto reforzado está en función de los siguientes factores: 1) flexión pura, 2) cortante, a través del claro a cortante, $L_s=M/V$, del elemento y 3) deslizamiento del acero de refuerzo, las ecuaciones (3) y (4) toman de forma indirecta a los tres factores antes mencionados, en estas ecuaciones P es la carga axial en el elemento, A_g es el área gruesa y H es el peralte del elemento.

$$\frac{EI_{y'}}{EI_g} = -0.07 + 0.59 \left[\frac{P}{A_g f_c'} \right] + 0.07 \left[\frac{L_s}{H} \right] \text{ donde } 0.20 \leq \frac{EI_{y'}}{EI_g} \leq 0.60 \quad (3)$$

$$\frac{EI_{stf40}}{EI_g} = -0.02 + 0.98 \left[\frac{P}{A_g f_c'} \right] + 0.09 \left[\frac{L_s}{H} \right] \text{ donde } 0.35 \leq \frac{EI_{stf40}}{EI_g} \leq 0.80 \quad (4)$$

La relación que existe entre la rotación de fluencia $\theta_{y'}$ y la inercia del elemento $I_{y'}$, es a través de la ecuación (5).

$$\theta_{y'} = \frac{M_y L_s}{3 E I_{y'}} \quad (5)$$

MODELOS HISTERÉTICOS

Los modelos histeréticos son un conjunto de reglas que proporcionan las coordenadas carga-deformación de puntos que representan la respuesta de un elemento sujeto a cargas cíclicas, el comportamiento queda definido entre las fronteras de la curva de arranque. La mayoría

de los modelos histeréticos típicos no toman en cuenta todas las fuentes de deterioro. Por ejemplo el modelo histerético de Takeda (1970) solo deteriora rigidez.

MODELOS DE DETERIORO

Son un conjunto de reglas que modifican los modelos histeréticos para incorporar deterioro. Esta investigación utiliza los modelos de deterioro propuestos por Ibarra *et al.* (2005), mismos que son aplicables a elementos de madera, acero y concreto reforzado, para ilustrar el deterioro se puede observar la Figura 9, donde se presenta la respuesta experimental de una prueba monotónica y una prueba cíclica de dos paneles idénticos de madera.

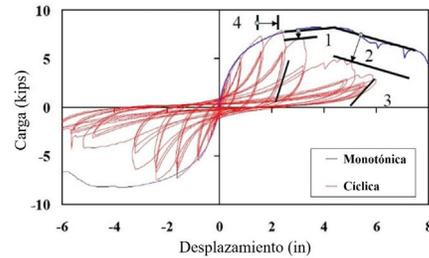


Figura 9. Respuesta experimental monotónica y cíclica de un panel de madera (Ibarra *et al.* 2005)

Ibarra *et al.* (2005) clasifica los modos de deterioro de la siguiente forma:

1) *Deterioro de resistencia básica.* Se representa una disminución de la resistencia post-fluencia del elemento debido a las incursiones cíclicas (Modo 1, Figura 9), la pérdida de resistencia se presenta aun si el desplazamiento δ_c no ha sido alcanzado y se calcula con:

$$F_i^{+} = (1 - \beta_{s,i}) F_{i-1}^{+} \quad \text{y} \quad F_i^{-} = (1 - \beta_{s,i}) F_{i-1}^{-} \quad (6)$$

Donde $F_i^{+/-}$ y $F_{i-1}^{+/-}$ son el deterioro de la fuerza post-fluencia después y antes de la incursión i , respectivamente, en dirección positiva y negativa. El modo de deterioro de resistencia básica también incluye deterioro de la pendiente de endurecimiento por deformación, la cual cambia de acuerdo con:

$$K_{s,i}^{+} = (1 - \beta_{s,i}) K_{s,i-1}^{+} \quad \text{y} \quad K_{s,i}^{-} = (1 - \beta_{s,i}) K_{s,i-1}^{-} \quad (7)$$

2) *Deterioro de resistencia post-máxima.* Cuando la respuesta cíclica del elemento incursiona en la rama descendente de su curva de arranque se representa una disminución de la resistencia post- máxima del elemento hacia el origen debido a las incursiones cí-

clicas (Modo 2, Figura 9). La rama post-máxima es movida hacia dentro una cantidad:

$$F_{ref,i}^{+/-} = (1 - \beta_{c,i})F_{ref,i-1}^{+/-} \tag{8}$$

donde $F_{ref}^{+/-}$ es la intersección del eje vertical con la proyección de la rama post-máxima.

- 3) *Deterioro por rigidez de descarga.* La rigidez de la descarga se deteriora por el número de ciclos (Modo 3, Figura 9). Se representa por un cambio de la pendiente de la descarga calculada con:

$$K_{u,i} = (1 - \beta_{k,i})K_{u,i-1} \tag{9}$$

donde $K_{u,i}$ y $K_{u,i-1}$ son la rigidez de descarga deteriorada después y antes de cada incursión i , respectivamente.

- 4) *Deterioro por rigidez de recarga acelerada.* Para una amplitud de deformación dada, el segundo ciclo presenta un incremento mayor en la resistencia que el primero (Modo 4, Figura 9). Este modo de deterioro se puede representar por un movimiento de la resistencia alejándose del origen y calculada con:

$$\delta_{t,i}^{+/-} = (1 + \beta_{a,i})\delta_{t,i-1}^{+/-} \tag{10}$$

Estos modos de deterioro se ilustran en un modelo histérico *peak-oriented* en la Figura 10. El modo de deterioro de resistencia básica se ejemplifica en la Figura 10a, de acuerdo con Ibarra *et al.* (2005), en el punto 3, β_s es calculado por primera vez y la resistencia a fluencia en el lado negativo se reduce de F_{y-} a F_{1-} . Por otra parte, la pendiente de la rama de endurecimiento por deformación cambia de $K_{s,0}$ a $K_{s,1}$. En el punto 7, β_s es calculado nuevamente y en el lado positivo la resistencia a fluencia se modifica de F_{y+} a F_{1+} .

Los cuatro modos de deterioro son activados una vez que el punto de fluencia es superada en al menos una dirección. Ibarra *et al.* (2005) considera que cada elemento posee una capacidad de energía de disipación histérica, sin importar la historia de carga aplicada en el componente. De acuerdo con este autor, el deterioro cíclico en una incursión i es definida por el parámetro β_i , el cual está dado por la ecuación (11), este valor β_i es el utilizado en las ecuaciones (6) a (10).

$$\beta_i = \left(\frac{E_i}{E_T - \sum_{j=1}^i E_j} \right)^c \tag{11}$$

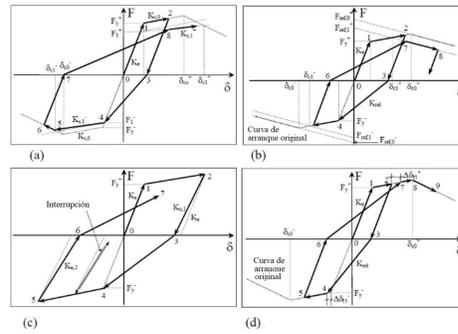


Figura 10. Modos individuales de deterioro ilustrados en un modelo peak-oriented: a) deterioro de resistencia básica, b) deterioro de resistencia post-máxima, c) deterioro por rigidez de descarga y d) deterioro por rigidez de recarga acelerada (Ibarra *et al.*, 2005)

Donde:

- β_i = parámetro que define el deterioro en la incursión i
- E_i = energía histérica disipada en la incursión i
- $\sum E_j$ = energía histérica disipada en todas las incursiones en ambas direcciones positiva y negativa
- c = exponente que define la velocidad del deterioro. Un valor de 1 implica una velocidad de deterioro casi constante
- E_T = es la capacidad de disipación de energía histérica expresada como un múltiplo de $F_y \delta_p$, es decir, $E_T = \lambda F_y \delta_p$. El parámetro λ es calibrado con resultados experimentales y puede ser diferente para cada modo de deterioración, sin embargo, de acuerdo con Ibarra *et al.* (2005) tomar el mismo valor λ para todos los modos de deterioro han dado resultados satisfactorios.

Haselton *et al.* (2008) se ajusta también a la teoría de Ibarra *et al.* (2005) para tomar en cuenta el deterioro de los elementos estructurales y propone la ecuación (12) para obtener la capacidad de energía λ , utilizada para la cuantificación de los modos de deterioro con la ecuación (11).

$$\lambda = (127)(0.19)^v (0.24)^{s/d} (0.595)^{V_p/V_n} (4.25)^{\rho_{sh,eff}} \tag{12}$$

Donde:

- $v = P/A_g f'_c$, s/d = relación entre espaciado de estribos y peralte del elemento
- V_p / V_n = relación entre demanda a cortante a la flexión de fluencia y resistencia a cortante en el elemento
- y $\rho_{sh,eff} = \rho_{sh} f_{y,sh} / f'_c$.

En PEER/ATC (2010) se propone otra ecuación para el valor de λ , ecuación (13), que también se presenta en las NTCC (2017):

$$\lambda = (30) (0.03)^v \tag{13}$$

El valor λ y a su vez la E_T del elemento dependen del patrón de cargas que demanda al elemento, la elección del valor de λ rigurosamente debe ser comprobado con resultados experimentales. Un valor mayor de E_T estabiliza el comportamiento histerético sin tener decrementos importantes en la resistencia debido al deterioro.

Para ejemplificar el significado de la ecuación (11) se analiza el comportamiento teórico de un elemento columna en volado tomando en cuenta solo el modo de deterioro por resistencia básica (Figura 11, Tabla 2). El elemento está sujeto a un patrón de desplazamientos de amplitud constante en su parte superior. Cabe aclarar que en un espécimen real sería difícil separar el modo de deterioro de resistencia básica de los otros modos de deterioro, por lo que no podría obtenerse exactamente este comportamiento. Sin embargo, sirve para ilustrar el modo de deterioro de la resistencia básica. Obsérvese que en este ejemplo el desplazamiento impuesto no es lo suficientemente grande para hacer incursionar al ele-

mento en la rama descendente de su diagrama momento-rotación, pero si lo suficiente para hacer fluir el elemento llegando en la primera incursión a un momento $M_i=100$.

Supóngase que la energía total del elemento es $E_T = 5$, además de un valor de energía absorbida por el elemento después de la primera incursión cíclica de $E_i = 0.5$, siendo esta el área bajo la curva de su diagrama momento-rotación. Ciclo a ciclo la energía absorbida por el elemento disminuye debido al efecto del deterioro, es decir el área bajo la curva cada vez es menor, supóngase una disminución de 0.05 por ciclo, ver segunda columna de la Tabla 2. El cálculo de la ecuación (11) con $c = 1$ y deterioro únicamente de resistencia básica definida por la ecuación (6) se presenta en la cuarta y quinta columna de la Tabla 2, así, en la sexta columna se puede observar cómo la resistencia, en este caso momento M , se degrada en un valor $(1 - \beta_i)$ en cada incursión cíclica.

MODIFICACIÓN DEL DIAGRAMA MOMENTO-ROTACIÓN PARA TOMAR EN CUENTA DETERIORO ANTE CARGAS CÍCLICAS

Para tomar en cuenta el deterioro en los elementos estructurales en el análisis no lineal, es necesario un software computacional con este alcance; se utilizó un

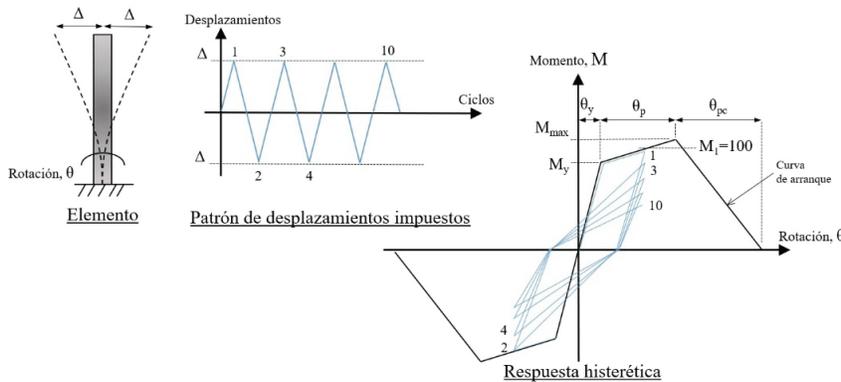


Figura 11. Comportamiento histerético en columna con protocolo de desplazamiento constante antes de rama descendente en su curva arranque

Tabla 2. Evaluación de ecuación (11) para el modo de deterioro de resistencia básica

Ciclo	E_i	$\sum E_i$	β_i	$(1 - \beta_i)$	M_i	$\sum E_i / E_T$
1					100.0	
2	0.50	0.50	0.11	0.89	88.9	0.10
3	0.45	0.95	0.11	0.89	79.0	0.19
4	0.40	1.35	0.11	0.89	70.4	0.27
5	0.35	1.70	0.11	0.89	62.9	0.34
6	0.30	2.00	0.10	0.90	56.6	0.40
7	0.25	2.25	0.09	0.91	51.5	0.45
8	0.20	2.45	0.08	0.92	47.4	0.49
9	0.15	2.60	0.06	0.94	44.5	0.52
10	0.10	2.70	0.04	0.96	42.5	0.54

software de acceso público, (McKenna, 1997), el cual incluye una rutina de análisis precargada para tomar el deterioro con la teoría de Ibarra *et al.* (2005), la curva de arranque utilizada en este software es la curva inicial para elementos de concreto reforzado, la curva construida con las ecuaciones (1). Para otros programas de cómputo que no toman en cuenta directamente el deterioro, por ejemplo ETABS (CSI), PEER/ATC (2010) específica en sus opciones 3 y 4 modificar la curva inicial mediante factores de ajuste y obtener una curva modificada para tomarlo de forma indirecta:

Opción 3. Se sugiere esta opción cuando el cortante último actuante en el elemento es menor a $0.8bd\sqrt{f_c}$, aquí las rotaciones θ_p y θ_{pc} de la curva inicial son multiplicadas por 0.7 y 0.5, respectivamente, para la obtención de una curva modificada. En esta Opción 3 se limita la rotación última a $1.5(\theta_y + \theta_p)$, (Figura 12).

Opción 4. Esta opción parte de la curva modificada de la Opción 3, sin embargo, la deformación Última es limitada a la deformación asociada con el 80 % de M_{max} en la rama descendente del diagrama modificado. Se sugiere esta opción cuando el cortante último actuante en el elemento es mayor a $0.8bd\sqrt{f_c}$, Figura 12.

El significado de las opciones anteriores se puede observar en la Figura 13, en Figura 13a se muestra el comportamiento histerético de un elemento con deterioro obtenido con la teoría de Ibarra *et al.* (2005), obsérvese que la curva modificada obtenida con la Opción 3 pretende envolver este comportamiento. Si no se tomara en cuenta el deterioro el comportamiento histerético seguiría las fronteras de la curva inicial, Figura 13b. Se debe hacer mención que a bajas deformaciones (deformaciones antes de $0.5\theta'_p$) el deterioro no tiene un efecto significativo en el comportamiento del elemento, es decir, en este rango no se tienen disminuciones considerables de resistencia. Es muy común en la práctica profesional diseñar estructuras para que sus elementos no incurrieren a grandes deformaciones no lineales, inclusive las normativas de diseño limitan las distorsiones de entrepiso para que de manera indirecta no existan deformaciones excesivas; en estos diseños tomar o no tomar en cuenta el deterioro es irrelevante en el comportamiento de las estructuras.

ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEALES DE LAS ESTRUCTURAS DE ESTUDIO

Distintos investigadores que se han dedicado al estudio del comportamiento de elementos de concreto reforzado han obtenido valores de los momentos de inercia efectivos más bajos que los presentados en las NTCC (2017), entre ellos, Panagiotakos y Fardis (2001); Elwood y Eberhard(2007), Biskinis & Fardis (2009),

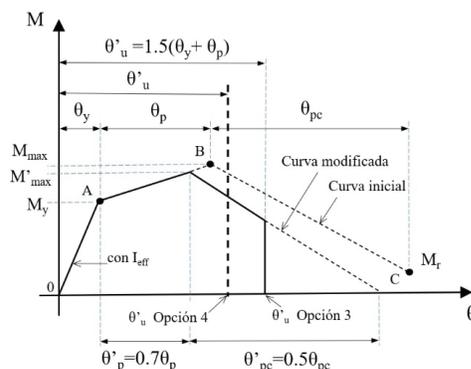


Figura 12. Procedimiento para obtener la curva de arranque modificada Opción 3 y Opción 4, adaptado de PEER/ATC (2010)

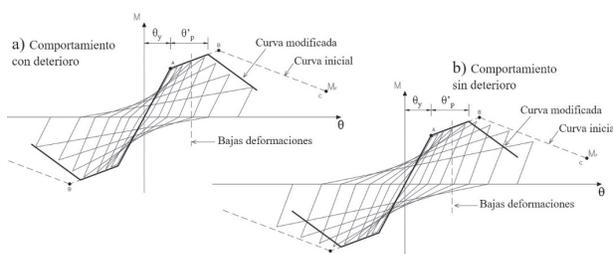


Figura 13. Comportamiento histerético: a) con deterioro b) sin deterioro

Elwood & Eberhard (2009) y Opabala & Elwood (2020); si se evalúan las formulaciones propuestas por estos investigadores para las edificaciones de estudio se obtienen valores de inercia promedio de $0.15I_g$ para vigas y $0.4I_g$ para columnas. Reglamentos como el ACI318-19 (2019) recomiendan el uso de valores de inercia de $0.35I_g$ para vigas además de proponer formulaciones que pudiesen resultar valores mínimos de $0.25I_g$ y $0.35I_g$ para vigas y columnas, respectivamente. El ASCE 41-17 (2017) propone el uso de valores de inercia de $0.30I_g$ para vigas, para columnas se debe hacer una interpolación lineal entre $0.30I_g$ a $0.70I_g$ para niveles de carga axial de $0.1A_gf'_c$ a $0.5A_gf'_c$. Los valores de inercia mencionados en este párrafo toman en cuenta efectos de cortante y deslizamiento del acero de refuerzo, efectos que son adicionales a la flexión.

En esta investigación se analiza el comportamiento de las estructuras que están diseñadas con las NTCC (2017) con análisis modal espectral. Por tal motivo se utilizaron en el diseño las inercias efectivas proporcionadas por esta normativa. En cambio, la revisión no lineal se realizó con los valores de inercia propuestos por Haselton *et al.* (2008) con las ecuaciones (3) y (4), ya que estas ecuaciones están también propuestas en las NTCC (2017). La demanda de fuerzas en las columnas (excluyendo las columnas en la base) de las edificaciones no alcanzan su resistencia a fluencia debido al criterio de

diseño de columna fuerte-viga débil, por lo tanto, para las columnas se asigna la inercia correspondiente a 40 % de su fluencia ecuación (4), y para las vigas se utilizó la inercia de la ecuación (3), ya que estas si alcanzan su fluencia. Al evaluar estas formulaciones para las edificaciones de estudio se obtienen valores de inercia promedio de $0.20I_g$ para vigas y $0.35I_g$ para columnas. Al tener valores de inercia más bajos los periodos de vibrar de las estructuras aumentan en un promedio de 40 %. Aprovechando la simetría en rigidez y masa de las edificaciones de estudio, los análisis no lineales dinámicos se realizaron en un marco representativo de cada edificación. La Tabla 3 es un complemento de la Tabla 1 y se presentan los periodos de vibrar de las estructuras y marcos de estudio utilizando inercias de las NTCC (2017) e inercias propuestas por Haselton *et al.* (2008).

El procedimiento para los análisis no lineales en los modelos de estudio fue el siguiente:

1. Obtención del diagrama momento-rotación inicial para cada elemento viga y columna con las ecuaciones (1), en el caso de vigas al tener asimetría en aceros de refuerzo a flexión positiva y negativa se utilizó la ecuación (2) para ajustar θ_p .
2. Cálculo del diagrama momento-rotación modificado a partir del inicial, de acuerdo con la Opción 3, Figura 12.
3. Obtención de las curvas de capacidad mediante un análisis pushover para cada estructura de estudio utilizando los diagramas obtenidos en el paso anterior.

En estas curvas de capacidad se toma como desplazamiento Δ_{max} el que corresponde al inicio de la disminución de resistencia debida a incursiones en la rama descendente de los diagramas momento-rotación de sus elementos estructurales, es decir, cuando se agote su ductilidad local. Las curvas de capacidad fueron obtenidas con el software ETABS (CSI, 2018). Los desplazamientos máximos en las estructuras se alcanzan sin tener fluencias en las columnas, a excepción de las columnas de base, cumpliéndose el mecanismo de falla de columna fuerte-viga débil. De estos análisis pushover también se obtuvo el desplazamiento de azotea cuando se alcanzan las distorsiones permisibles que se especifican en las NTCS (2017) para cada diseño de Q, en cualquier entrepiso de las estructuras.

4. Los acelerogramas sintéticos utilizados en los análisis dinámicos no lineales se obtuvieron con el SASID para las dos zonas de estudio. En la Figura 14 se muestran los espectros de aceleraciones de cada acelerograma sintético utilizando un amortiguamiento de 5 %. Los acelerogramas cumplen con la demanda sísmica del espectro de peligro uniforme de acuerdo con las NTCS (2017).
5. Los análisis dinámicos no lineales se realizaron con un software de acceso público, (McKenna, 1997), el cual incluye una rutina precargada para idealizar la articulación plástica con un modelo histerético *Peak-Oriented* con los modos de deterioro propuestos por Ibarra *et al.* (2005). Se utilizaron los diagramas momento-rotación obtenidos en el paso 1. Se obtuvo el

Tabla 3. Periodos de vibrar de las estructuras y marcos de estudio utilizando valores de inercia de las NTCC (2017) e inercias de Haselton *et al.* (2008)

Edificación		Edificación		Marco	
Inercias NTCC (2017)		Inercias Haselton <i>et al.</i> (2008)		Inercias Haselton <i>et al.</i> (2008)	
Periodo de vibrar, T [seg]		Periodo de vibrar, T [seg]		Periodo de vibrar, T [seg]	
Edificación de 3 niveles			Marco de 3 niveles		
EDIFN3Q = 2	0.54	0.73	MARCON3Q = 2	0.77	
EDIFN3Q = 3	0.59	0.81	MARCON3Q = 3	0.81	
EDIFN3Q = 4	0.59	0.81	MARCON3Q = 4	0.81	
Edificación de 9 niveles			Marco de 9 niveles		
EDIFN9Q = 2	0.96	1.37	MARCON9Q = 2	1.40	
EDIFN9Q = 3	1.02	1.45	MARCON9Q = 3	1.50	
EDIFN9Q = 4	1.02	1.45	MARCON9Q = 4	1.52	
Edificación de 14 niveles			Marco de 14 niveles		
EDIFN14Q = 2	1.15	1.73	MARCON14Q = 2	1.75	
EDIFN14Q = 3	1.28	1.95	MARCON14Q = 3	1.94	
EDIFN14Q = 4	1.28	1.95	MARCON14Q = 3	2.00	

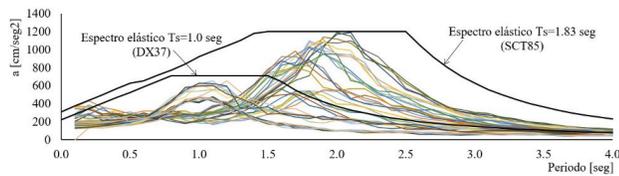


Figura 14. Espectros de acelerogramas sintéticos del SASID para zonas de estudio

parámetro λ con la ecuación (12), parámetro utilizado para la obtención de la energía total E_T de cada elemento estructural, ver ecuación (11). El deterioro en los elementos de las estructuras de estudio ante las intensidades sísmicas de la Figura 14 no tiene una participación significativa en el comportamiento histerético, debido a que las rotaciones de los elementos no van más allá de $0.5\theta_p$, Figura 13. De estos análisis se obtuvo el desplazamiento máximo con su correspondiente cortante basal de cada acelerograma.

6. Para hacer crítica la demanda sísmica en los marcos de estudio y abarcar mayor rango de incertidumbres en las rigideces de los elementos que pueden afectar el comportamiento estructural, de forma intencional se hizo incursionar a los marcos de estudio a zonas de periodos con mayor orden espectral, por ejemplo, para el marco MARCON9Q = 3 que tiene un periodo original $T = 1.50$ s se modificó la rigidez de sus elementos estructurales para tener un periodo de $T = 1.75$ s, obsérvese en la Figura 14 que con este cambio de periodo se incrementan las coordenadas espectrales de forma significativa.

7. De las Figuras 15 a 17 se muestran las curvas de capacidad de cada marco de estudio. En cada una se señala con un punto naranja el desplazamiento máximo con su correspondiente cortante obtenido de los análisis no lineales dinámicos para cada acelerograma sintético. En estas figuras se observa que en las estructuras diseñadas con $Q = 2$ y $Q = 3$ en algunos casos se rebasa el desplazamiento correspondiente a las distorsiones máximas permisibles para el sismo de diseño que especifican las NTCS (2017). Por otra parte, en ninguna estructura diseñada con $Q = 4$ se alcanza el desplazamiento permisible. Es de observarse que los diseños con $Q = 2$ el desplazamiento permisible está muy cercano al desplazamiento de fluencia. Hoy en día no se ha establecido una relación definida entre el daño estructural y las distorsiones permisibles que se especifican en las NTCS (2017), es decir, no se sabe cuál es el nivel de daño estructural local en los elementos y global en la edificación completa ante estas distorsiones. Se recomienda en investigaciones posteriores la verificación y en su caso el ajuste del valor de las distor-

siones permisibles a partir del daño en los elementos estructurales y la revisión de las rigideces efectivas de los elementos de concreto reforzado presentadas en las NTCC (2017), para comprobar si se toman en cuenta debidamente los efectos del deslizamiento del acero de refuerzo y de la fuerza cortante.

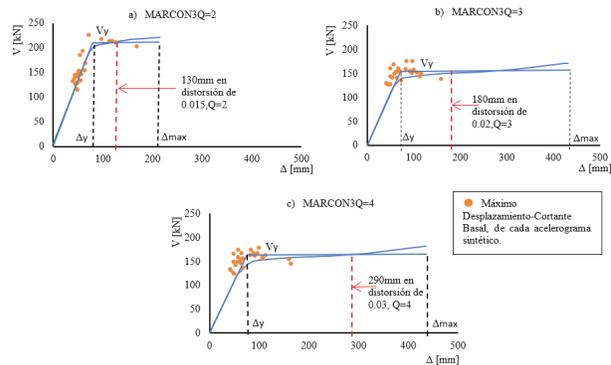


Figura 15. Comportamiento marcos de estudio 3 niveles: a) MARCO3Q=2, b) MARCO3Q=3, c) MARCO3Q=4

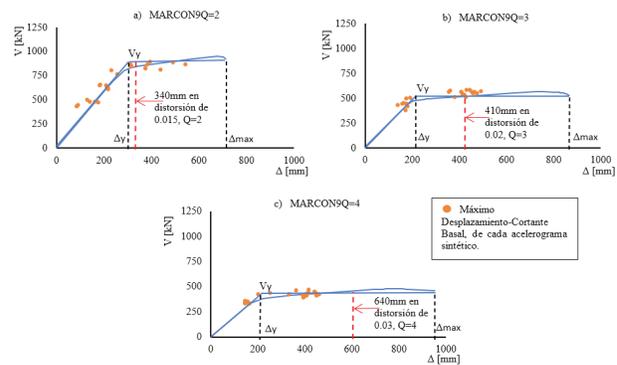


Figura 16. Comportamiento marcos de estudio 9 niveles: a) MARCO9Q=2, b) MARCO9Q=3, c) MARCO9Q=4

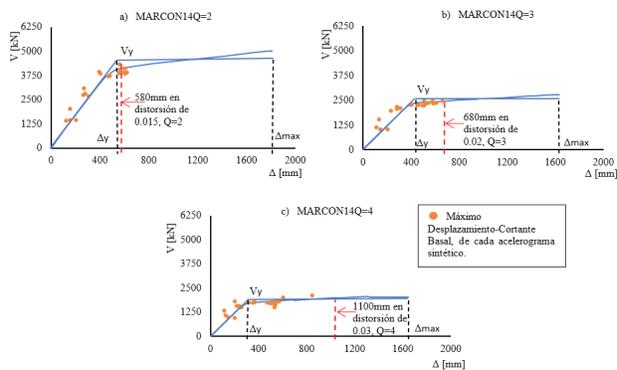


Figura 17. Comportamiento marcos de estudio 14 niveles: a) MARCO14Q=2, b) MARCO14Q=3, c) MARCO14Q=4

Para la cuantificación de la resistencia en las estructuras se muestran en la Tabla 4 el parámetro C_y que es el cor-

tante por sismo a la fluencia, expresado en términos de coeficiente sísmico ($C_y = V_y / W_{edif}$). Este coeficiente proporciona la resistencia máxima en que la estructura permanece elástica y comienza el comportamiento no lineal. C_y fue obtenido:

1. De análisis no lineales estáticos, es decir, directamente de las curvas de capacidad de las Figuras 15 a 17.
2. Con las NTCS (2017) con los periodos de vibrar de las estructuras obtenidos utilizando las inercias de acuerdo con las NTCC (2017) en vigas y columnas.
3. También con las NTCS (2017) pero con periodos de vibrar en las estructuras obtenidos utilizando las inercias de Haselton *et al.* (2008) en vigas y columnas. Si se compara el C_y obtenido de los análisis no lineales con el C_y de diseño calculado con las NTCS (2017) utilizando las inercias de estas normas, se puede observar que las estructuras cumplen con la resistencia de diseño de acuerdo con la normativa, no están sobre diseñadas ni sub diseñadas, es decir, las NTCC (2017) proporcionan los requisitos geométricos y de

diseño de refuerzo necesarios para alcanzar esta resistencia. El cortante V_y se obtuvo de las curvas de capacidad de cada marco y multiplicado por 4 para obtener la capacidad total de toda la estructura, el valor de 4 corresponde al número de marcos que tiene cada edificación de estudio, W_{edif} es el peso de cada edificación.

Si las estructuras se revisan con inercias efectivas menores que las que en realidad tienen, puede presentarse el caso, dependiendo de las características del espectro de diseño, que demanden un C_y mayor debido al incremento en el periodo de vibrar, de tal forma que estas estructuras pueden quedar escasas en resistencia. En el caso de la Ciudad de México los espectros de diseño (espectros ya reducidos por Q' y R) tienen mesetas amplias, por lo que el cambio de periodo no afecta de forma significativa la demanda sísmica, ver tercera parte de la Tabla 4.

El valor de ductilidad global μ obtenido en cada una de las estructuras es el cociente entre Δ_{max} y Δ_y del sistema inelástico equivalente. La filosofía utilizada en la

Tabla 4. Parámetros sísmicos y de resistencias para edificaciones de estudio

1) Análisis No Lineal Estático (gráficas)			
	EDIFN3Q=2	EDIFN3Q=3	EDIFN3Q=4
$C_y = V_y / W_{edif}$	0.337	0.26	0.28
$\mu = Q = \Delta_{max} / \Delta_y$	2.7	6.2	6.4
	EDIFN9Q=2	EDIFN14Q=3	EDIFN9Q=4
$C_y = V_y / W_{edif}$	0.34	0.22	0.16
$\mu = Q = \Delta_{max} / \Delta_y$	2.5	3.9	6.3
	EDIFN14Q=2	EDIFN14Q=3	EDIFN14Q=4
$C_y = V_y / W_{edif}$	0.33	0.23	0.16
$\mu = Q = \Delta_{max} / \Delta_y$	3.5	3.9	5.6
2) NTCS (2017) con Inercias NTCC (2017)			
	EDIFN3Q=2	EDIFN3Q=3	EDIFN3Q=4
C_y	0.340	0.22	0.17
	EDIFN9Q=2	EDIFN14Q=3	EDIFN9Q=4
C_y	0.34	0.21	0.14
	EDIFN14Q=2	EDIFN14Q=3	EDIFN14Q=4
C_y	0.34	0.20	0.14
3) NTCS (2017) con Inercias Haselton <i>et al.</i> (2008)			
	EDIFN3Q=2	EDIFN3Q=3	EDIFN3Q=4
C_y	0.344	0.21	0.15
	EDIFN9Q=2	EDIFN14Q=3	EDIFN9Q=4
C_y	0.35	0.20	0.14
	EDIFN14Q=2	EDIFN14Q=3	EDIFN14Q=4
C_y	0.35	0.20	0.14

reducción de los espectros en las NTCS (2017) es asociar el valor μ de la estructura con Q . El Q obtenido de los análisis no lineales, directamente de las Figuras 15 a 17 y que es presentado en la primera parte de la Tabla 4 es mayor al Q elegido para el diseño, es decir, las estructuras tienen mayor capacidad de ductilidad global que la demandada.

CONCLUSIONES

En este artículo se realizó un estudio a tres edificaciones de concreto reforzado con un sistema estructural sísmorresistente a base de marcos resistentes a momento, las edificaciones cuentan con 3, 9 y 14 niveles. Las estructuras son diseñadas para una ductilidad baja ($Q=2$), media ($Q=3$) y alta ($Q=4$) apeándose a los lineamientos de las NTCC (2017).

La estructura de 3 niveles no presenta cambios significativos en los volúmenes de concreto y acero de refuerzo entre los diseños con distintos valores de Q . En la edificación de 9 niveles se tiene una disminución de volúmenes de acero de refuerzo de 26 % y 23 % para diseños con $Q=3$ y 4, comparándola con el diseño $Q=2$, los volúmenes de concreto no tienen cambio significativo en esta estructura. La edificación de 14 niveles tiene una disminución de volúmenes de acero de refuerzo de 38 % y 28 % para $Q=3$ y 4, comparándola con el diseño $Q=2$, además de una disminución de 21 % en volúmenes de concreto.

El deterioro en los elementos estructurales comienza a tener un efecto importante cuando se rebasa el 50 % de la rotación θ'_p ante las demandas sísmicas impuestas en este estudio. En las estructuras de estudio sus elementos estructurales no rebasan este límite de rotación, por lo tanto el deterioro no tiene una participación significativa en el comportamiento histerético.

La consideración de inercias degradadas en los elementos de concreto reforzado para realizar los análisis elásticos lineales equivalentes y análisis no lineales, tratan de representar el estado de los elementos en la condición de servicio, entre agrietamiento y fluencia, los efectos de deslizamiento del acero de refuerzo y los efectos de cortante también suelen ser tomados en cuenta con disminuciones en los valores del momento de inercia de la sección gruesa. Distintos investigadores, entre ellos Panagiotakos & Fardis (2001); Elwood & Eberhard (2007); Biskinis & Fardis (2009); Elwood & Opabala (2020), así como reglamentos de diseño, recomiendan usar valores de inercia aún más bajos a los presentados en las NTCC (2017). Al disminuir su rigidez, los elementos de las estructuras se flexibilizan ocasionando que en algunos movimientos sísmicos rebasen las distorsiones límites de las NTCS (2017). Se reco-

mienda en investigaciones posteriores verificar y en su caso ajustar el valor de las distorsiones permisibles a partir de rigideces en elementos de concreto reforzado más bajas a las presentadas en las NTCC (2017). Para el ajuste en estas distorsiones se deberá tomar en cuenta el daño estructural correspondiente en los elementos.

Las estructuras diseñadas con las NTCC (2017) proporcionan los requisitos geométricos y de detallado de refuerzo necesarios para alcanzar esta resistencia C_y , sin dejar a las estructuras con mayor reserva de resistencia, es decir, las estructuras no están sobre diseñadas ni sub diseñadas. El valor de Q para las estructuras obtenido de los análisis no lineales es mayor al Q elegido para el diseño, es decir, las estructuras tienen mayor capacidad de ductilidad μ , que la demandada.

REFERENCIAS

- ACI318-19. (2019). Building code requirements for structural concrete ACI-318-19 and commentary. Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute.
- Arroyo, D., Ordaz, M., Ovando, E., Guasch, J. C., Lermo, J., Perez, C., & Ramírez, M. S. (2013). Evaluation of change in dominant periods in the lake-bed zone of Mexico City produce bay ground subsidence through the use of site amplifications factors. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, (44), 54-66.
- ASCE. (2017). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings: ASCE Standar ASCE/SEI 41-17. Reston, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers.
- Biskinis, D., & Fardis, M. N. (2009). Deformations of concrete members at yielding and ultimate unde monotonic or cyclic loading (Including repaired and retrofitted members). University of Patras, Department of civil engineering. Report No. SEE 2009-01.
- Blume, J. A., Newmark, N. M., & Corning, L. H. (1961). *Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions*. Chicago, Illinois: P. C. Associations, Ed.
- Bruschi, E., Calvi, P., & Quaglini, V. (2021). Concentrated plasticity modelling of RC frames in time-history analyses. *Engineering Structures*, 243, 112716. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112716>
- Carpio, C. (2022). *Comportamiento no lineal de marcos de concreto reforzado diseñados con diferentes criterios de ductilidad*. Tesis doctoral (en proceso). Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Departamento de Materiales. México.
- CSI. (2018). *Computers and Structures*, Inc. ETABS V18. California, EU: Berkeley.
- Elwood, K. J., & Eberhard, M. O. (2009). Effective stiffness of reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal*, 106 (4), 476-484.
- González-Cuevas, O. M. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. 4a ed. México: LIMUSA.
- Haselton, C. B., Liel, A. B., Lange, S. T., & Deierlein, G. G. (2008). Beam-Column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC frame buildings.

- University of California, PEER Report 2007/03. Berkley, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Ibarra, L. F., Medina, R. A., & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(12), 1489-1511. <https://doi.org/10.1002/eqe.495>
- McKenna, F. (1997). *Object oriented finite element programming: Frameworks for analysis, algorithms and parallel computing*. University of California: Berkeley.
- Moehle, J. (2015). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. New York: McGraw Hill Education.
- NTCC, 2017. (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Núm. 220 Bis.
- NTCS, 2017. (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con Comentarios. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Núm. 361.
- Opabola, E. A., & Elwood, K. J. (2020). Simplified approaches for estimating yield rotation of reinforced concrete Beam-Column components. *ACI Structural Journal*, 117(4), 279-291. <https://doi.org/10.14359/51724667>
- Panagiotakos, T. B., & Fardis, M. N. (2001). Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate. *ACI Structural Journal*, 98(2), 135-147. <http://www.concrete.org/Publications/InternationalConcreteAbstractsPortal.aspx.aspx?m=details&i=10181>
- PEER/ATC. (2010). Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. PEER/ATC 72-1 Report. Redwood, California: Applied Technology Council.
- Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. N. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *ASCE Journal of the Structural Division*, 96, 2557-2573.
- Tena, A. (1998). Evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 59, 1-36. <https://doi.org/10.18867/ris.59.251>

BIBLIOGRAFÍA SUGERIDA

- NTCCA, 2017. (2017). Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Núm. 220 Bis.
- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. (1966). Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. (1977). Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, Núm. 115.

Cómo citar:

Carpio-Pacheco, C., González-Cuevas, O. M., & Arellano-Méndez, E. (2023). Comportamiento no lineal de marcos de concreto reforzado diseñados con diferentes niveles de ductilidad. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 24 (01), 1-15. <https://doi.org/10.22201/fi.25940732e.2023.24.1.008>