



Revista EIA  
ISSN 1794-1237  
e-ISSN 2463-0950  
Año XVIII/ Volumen 18/ Edición N.35  
Enero-Junio de 2021  
Reia35011 pp. 1-16

Publicación científica semestral  
Universidad EIA, Envigado, Colombia

**PARA CITAR ESTE ARTÍCULO /  
TO REFERENCE THIS ARTICLE /**

Chaparro, A.C.; Suárez, A.; Benjumea, J.; Villalba-Morales, J.D. (2021).  
Desempeño Sísmico y Cantidades de  
Obra de Edificaciones Aporticadas de  
Concreto Reforzado Diseñadas para  
Diferentes Capacidades de Disipación  
de Energía.  
Revista EIA, 18(35), Reia35011.  
pp. 1-16.  
<https://doi.org/10.24050/reia.v18i35.1454>

 *Autor de correspondencia:*

Benjumea, J. (José):  
Profesor Asistente en Universidad  
Industrial de Santander  
Correo electrónico:  
[josbenro@uis.edu.co](mailto:josbenro@uis.edu.co)

**Recibido:** 06-08-2020  
**Aceptado:** 23-12-2020  
**Disponible online:** 18-01-2021

# Desempeño Sísmico y Cantidades de Obra de Edificaciones Aporticadas de Concreto Reforzado Diseñadas para Diferentes Capacidades de Disipación de Energía

ANDREA C. CHAPARRO<sup>1</sup>

ALEJANDRO SUÁREZ<sup>2</sup>

 JOSÉ BENJUMEA<sup>3</sup>

JESÚS D. VILLALBA-MORALES<sup>2</sup>

1. Universidad Santo Tomas de Bucaramanga
2. Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá
3. Universidad Industrial de Santander

## Resumen

La aplicación del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente implica que se defina la capacidad de disipación de energía (CDE) de la estructura en función de la tipología y la amenaza sísmica del sitio. En esta investigación se determinaron los efectos de elegir una CDE superior a la mínima permitida, en regiones de sismicidad intermedia y baja, sobre las cantidades de materiales y el comportamiento sísmico de edificaciones aporticadas de concreto reforzado. Se diseñaron 20 edificaciones regulares, con variación en altura y longitud de vanos, modificando los parámetros de diseño acorde a la CDE seleccionada. Se seleccionó un subconjunto de estos edificios para evaluar el daño sísmico mediante análisis pushover. Los resultados mostraron que para ambas zonas sísmicas se presenta un menor consumo de acero cuando se diseña con una CDE moderada y que la selección de una CDE mayor a la mínima resultaría en mayores niveles de daño sísmico.

**Palabras Claves:** pórticos, concreto reforzado, disipación de energía, amenaza sísmica, ductilidad, análisis pushover.

# Seismic Performance and Materials Quantities of Reinforced Concrete Frame Buildings Designed for Different Energy Dissipation Capacities

## Abstract

The use of the Colombian seismic design and construction code requires the selection of an energy dissipation capacity (EDC) for the building that depends on the structural type and the seismic hazard at the site. This work investigates the effects on the materials quantities and the seismic behavior of reinforced concrete buildings due to the selection of an EDC superior to the minimum required for low and intermediate seismic regions. Twenty regular buildings with variations in bay lengths and height were designed according to the parameters and requirements for each EDC. Pushover analyses were performed to assess the potential seismic damage in a subset of those buildings. The results showed that the lowest amount of reinforcement in both seismic regions is obtained by selecting a moderate CDE, and that higher levels of seismic damage could occur when a CDE superior to the minimum is selected.

**Key Words:** frame, reinforced concrete, energy dissipation, seismic hazard, ductility, pushover analysis.

## Introducción

El desarrollo tecnológico en la ingeniería civil ha traído consigo avances en las normativas para el diseño de estructuras con el fin de que estas soporten satisfactoriamente las solicitaciones impuestas por fenómenos naturales como los sismos. En Colombia, la normativa vigente para el diseño de edificaciones es el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10 (AIS, 2010) el cual relaciona los niveles de desempeño sísmico esperados según el nivel de amenaza y el tipo de uso de la edificación. Así, un edificio residencial diseñado según el Reglamento Colombiano no debería presentar daños ante temblores de poca intensidad, podría tener daño en elementos no estructurales ante sismos de intensidad moderada, y podría presentar daño sustancial en elementos estructurales y no estructurales, sin colapso, luego de un evento sísmico fuerte.

En el caso de estructuras de pórticos resistentes a momentos, Moehle (2015) destaca que a partir de experiencias de sismos en el pasado y estudios experimentales y analíticos se pueden aplicar ciertos principios de diseño para garantizar que el sistema estructural pueda soportar la incursión en rangos inelásticos sin decaimiento significativo en su resistencia. Estos principios consisten en: detallar el refuerzo longitudinal y transversal de las vigas y columnas para obtener una respuesta dúctil, garantizar el mecanismo de columna fuerte y viga débil, evitar modos de falla frágiles en los elementos y nudos, y reducir la interacción entre elementos estructurales y no estructurales. En NSR-10, el nivel de detallamiento permite que se obtengan estructuras con capacidad de disipación de energía mínima (DMI), moderada (DMO) o especial (DES), relacionadas con cada uno de los niveles de comportamiento indicados anteriormente.

En el reglamento NSR-10 se observa que el territorio colombiano se encuentra clasificado en términos de la amenaza sísmica (alta, media y baja). En ese sentido, según el nivel de amenaza del lugar de construcción, la estructura debe ser diseñada con un nivel mínimo de ductilidad que le permita responder de manera óptima al sismo de diseño correspondiente (se espera disipación de energía significativa, para la cual se aprovecha al máximo la capacidad de los materiales que conforman el sistema estructural propuesto). Es así, que para una estructura localizada en zona de amenaza sísmica alta se requiere un detallado especial DES, para una sismicidad intermedia el detallado mínimo corresponde a la capacidad de disipación moderada DMO, mientras que para una edificación en zona de amenaza sísmica baja se podría utilizar un detallado DMI, como mínimo. Sin embargo, en la forma como se presenta el texto de la NSR-10, en especial en el comentario CR21.1.1, es posible utilizar un nivel de detalle del refuerzo longitudinal y transversal más alto que el mínimo requerido para los niveles de amenaza sísmica bajo e intermedio. Esta estrategia de diseño es comprensible dado que debe estar a criterio del propietario o del diseñador establecer un mejor nivel de desempeño para la edificación a la hora que acontezca el sismo de diseño.

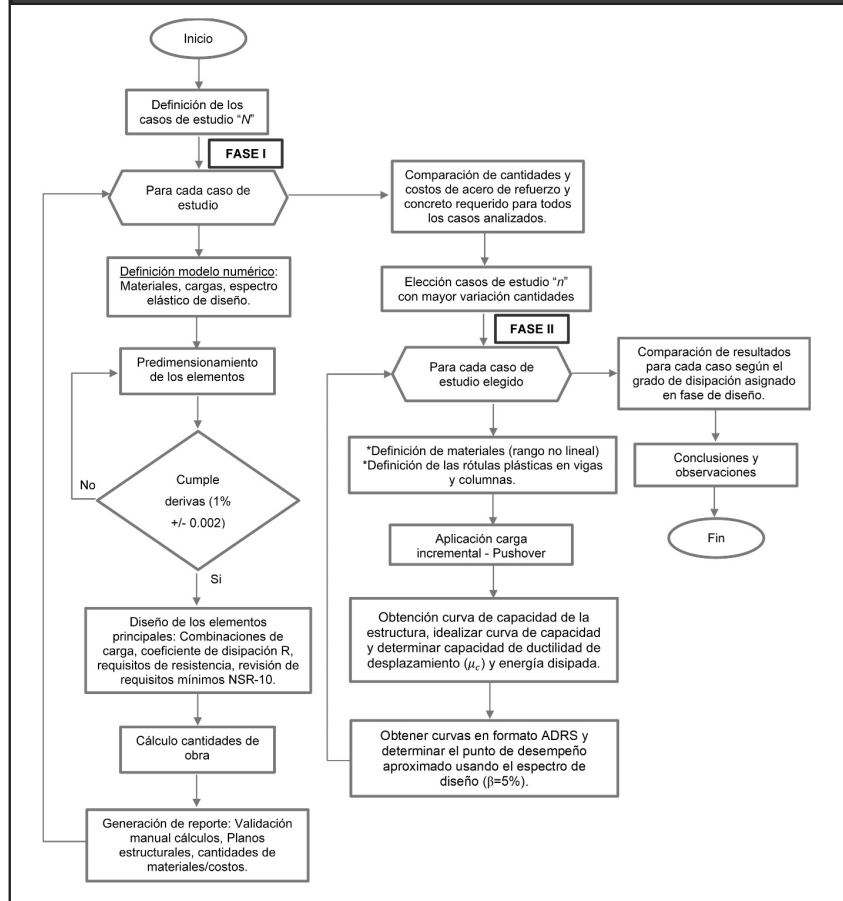
De acuerdo con lo anterior, la selección de una capacidad de disipación de energía sísmica diferente a la mínima requerida no solo afecta el nivel de desempeño de la edificación, sino que también impacta las cantidades de obra de los elementos del sistema de resistencia lateral. Esto se debe, principalmente, al uso de menores niveles de fuerzas sísmicas de diseño como resultado del aumento del coeficiente de disipación de energía ( $R$ ), a pesar de que existan requisitos más restringentes para el detallamiento del refuerzo. En ese sentido, estudios analíticos previos para edificaciones de mediana altura con muros en concreto reforzado demostraron que el uso de capacidades DMO y DES en zonas de baja sismicidad Benjumea (2017) y de capacidad DES en zonas de sismicidad intermedia Prada (2017) resultan en reducciones de las cantidades de refuerzo de la estructura. Por otra parte, el estudio paramétrico de Barraza-Martínez (2019) para edificaciones aporricadas de concreto reforzado llegó a resultados similares a los de Benjumea (2017) para las zonas de baja sismicidad, aunque en las zonas con sismicidad intermedia los autores encontraron que las estructuras DMO consumen menor cantidad de acero que las DES. En todos los casos, se reportaron variaciones despreciables o nulas en las cantidades de concreto puesto que las dimensiones de los elementos fueron gobernadas por el control de derivas.

Aunque los estudios citados previamente reflejan un conocimiento medianamente maduro con relación al efecto sobre las cantidades de obra de estructura que tiene la utilización de una categoría de capacidad de disipación de energía superior, existe un vacío de conocimiento acerca del impacto de dicho cambio en el desempeño estructural de la edificación bajo el sismo de diseño. Entender dicho aspecto es de gran importancia puesto que, aunque la capacidad de desplazamiento sísmico incrementa al usar un mejor grado de detallamiento del refuerzo, la resistencia global de la edificación disminuye y se podría presentar un mayor nivel de daño en la estructura para el sismo de diseño o incluso para sismos de menor intensidad. Lo anterior presentaría cierta oposición al objetivo de desempeño especificado en el reglamento NSR-10. De esta manera se propone esta investigación, que tiene como propósito determinar el efecto que tiene la selección del nivel de capacidad de disipación de energía, según NSR-10, sobre las cantidades de obra de estructura y el desempeño sísmico de edificios simétricos de pórticos resistentes a momentos en concreto reforzado diseñados para zonas de amenaza sísmica baja e intermedia.

## Materiales y métodos

Para conseguir los objetivos del trabajo se diseñaron los elementos principales (vigas y columnas) de un conjunto de 8 edificios de concreto reforzado con sistema aporticado localizados en zonas de amenazas sísmica baja (ZAB) e intermedia (ZAI). El diseño estructural se hizo de acuerdo con los requisitos establecidos en el reglamento NSR-10, usando las capacidades de disipación de energía permitidas en cada caso. Se determinaron las cantidades de materiales (concreto y acero) asociados con los diseños obtenidos y se analizó la influencia del número de pisos y la longitud de los vanos en las configuraciones estructurales en estos resultados. El trabajo se limitó a edificaciones regulares en planta y altura, excluyendo así la influencia de la torsión sobre los análisis realizados. La figura 1 muestra el procedimiento general seguido en el trabajo, el cual se dividió en dos fases: (I) análisis lineal y diseño de las edificaciones y (II) análisis no lineal. La primera fase y los resultados respectivos presentados en este artículo se basaron en el trabajo reportado en Chaparro (2017). En la figura 1, los términos  $N$  y  $n$  corresponden al número de casos analizados en las fases I y II, respectivamente. Los aspectos metodológicos de cada fase se discuten a continuación.

**Figura 1.** Diagrama de flujo procedimiento del estudio: FASE I análisis y diseño y FASE II análisis no lineal.



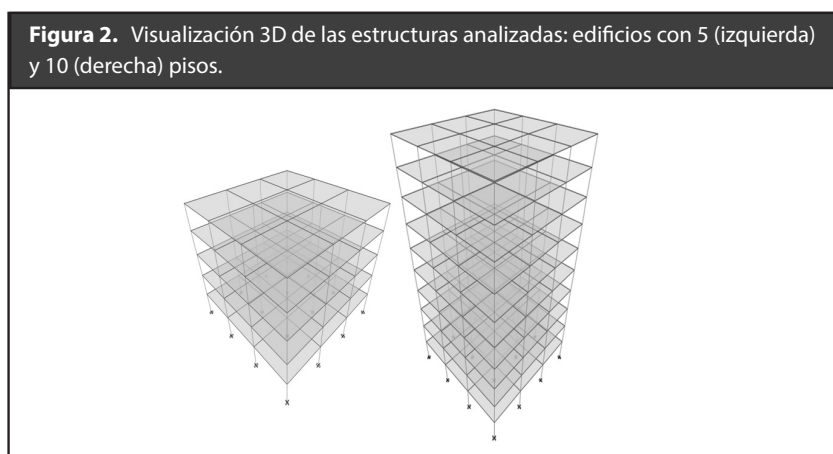
### Fase I: Análisis Lineal y Diseño de Edificaciones

La tabla 1 y la figura 2 muestran los casos de estudio y una representación espacial de las estructuras analizadas, respectivamente. Como se observa en la figura 2, las edificaciones tienen tres vanos en cada dirección principal, resultando en un área en planta de 225 m<sup>2</sup> y 576 m<sup>2</sup> para los edificios con luces (L) de 5 y 8 m, respectivamente. La altura de entrepiso es constante en todos los casos e igual a 2,8 m, resultando en edificaciones con alturas de 14 m y 28 m para los edificios con 5 y 10 pisos, respectivamente. Se usó una resistencia a la compresión del concreto ( $f'c$ ) de 28 MPa, con módulo de elasticidad (E) de 24.870 MPa, mientras que las barras de refuerzo se asumieron con una resistencia nominal a la fluencia ( $f_y$ ) de 420 MPa y E=200 GPa.

**Tabla 1.** Casos de estudio.

Caso (Nomenclatura)		Zona Sísmica	No. de niveles	Longitud de vanos	Capacidad de disipación de energía		
					DES (R=7)	DMO (R=5)	DMI (R=2.5)
					C1 (ZAB-N5-L5)	Baja	5
C2 (ZAB-N5-L8)	5	8 m	✓	✓	✓		
C3 (ZAB-N10-L5)	10	5 m	✓	✓	✓		
C4 (ZAB-N10-L8)	10	8 m	✓	✓	✓		
C5 (ZAI-N5-L5)	Intermedia	5	5 m	✓	✓	No aplica	
C6 (ZAI-N5-L8)		5	8 m	✓	✓	No aplica	
C7 (ZAI-N10-L5)		10	5 m	✓	✓	No aplica	
C8 (ZAI-N10-L8)		10	8 m	✓	✓	No aplica	

Las cargas aplicadas a la edificación correspondieron a las cargas muertas, vivas y de sismo. La carga muerta total de entrepiso sin considerar el peso propio de las vigas y columnas fue 7,2 kN/m<sup>2</sup>, mientras que la carga viva fue de 1,8 kN/m<sup>2</sup> (uso residencial) de acuerdo con el reglamento NSR-10. El peso propio de las vigas y columnas fue calculado automáticamente por la herramienta de análisis asumiendo un peso específico para el concreto reforzado de 24 kN/m<sup>3</sup>. El análisis y diseño de las estructuras fue realizado teniendo en cuenta las consideraciones mínimas establecidas en el reglamento NSR-10, considerando que las edificaciones son de ocupación normal (grupo 1).



Para la evaluación de la carga sísmica, se asumió que las edificaciones se encuentran en ciudades A y B que pertenecen a zonas de amenaza sísmica intermedia ( $A_a=0,2$  y  $A_v=0,2$ ) y baja ( $A_a=0,1$  y  $A_v=0,1$ ), respectivamente, siendo utilizado para ambas ciudades un perfil de suelo tipo D. Los efectos sísmicos se determinaron utilizando el método de análisis dinámico elástico espectral según se describe en el capítulo A.5 del reglamento NSR-10. Las edificaciones fueron modeladas mediante el software ETABS (CSI, 2016) usando técnicas convencionales de modelado para este tipo de edificaciones. Por ejemplo, los apoyos de la estructura se consideraron como empotramientos perfectos, se utilizó un diafragma rígido en cada entrepiso y la placa de entrepiso se simuló con un elemento tipo membrana que únicamente transmite cargas.

El diseño de las vigas y columnas siguió los lineamientos del reglamento NSR-10, en especial los del capítulo C-21, con el fin de determinar el efecto del nivel de detallado del refuerzo en las cantidades de obra y nivel de desempeño sísmico. Cabe recordar que las fuerzas sísmicas de diseño fueron calculadas usando el coeficiente de disipación de energía (R) tomado según la localización de la estructura y la capacidad de disipación de energía seleccionada. El coeficiente R mencionado no tuvo penalizaciones por irregularidades o redundancia. Una vez se completó el diseño de cada edificación, se realizaron despieces detallados del refuerzo en las vigas y columnas y se calcularon las cantidades de materiales (acero y concreto). Los planos detallados se pueden consultar en Chaparro (2017).

Con el fin de comparar el consumo de materiales (Q) al modificar la capacidad de disipación de energía, se calcularon las diferencias relativas presentadas en las ecuaciones 1 a 3. En estas ecuaciones,  $\alpha$  corresponde a la variación entre las cantidades en un diseño con disipación especial DES ( $Q_{DES}$ ) y uno con asignación de disipación de energía moderada DMO ( $Q_{DMO}$ ), mientras que  $\beta$  relaciona los resultados de las cantidades para un diseño con disipación DMO y uno con capacidad mínima de energía DMI ( $Q_{DMI}$ ). Finalmente,  $\gamma$  relaciona las cantidades para un diseño con detallamiento especial y uno con detallamiento mínimo.

$$\alpha = \frac{Q_{DES} - Q_{DMO}}{Q_{DMO}} * 100 \quad (1)$$

$$\beta = \frac{Q_{DMO} - Q_{DMI}}{Q_{DMI}} * 100 \quad (2)$$

$$\gamma = \frac{Q_{DES} - Q_{DMI}}{Q_{DMI}} * 100 \quad (3)$$

### *Fase II: Análisis No Lineal*

Luego de completar los diseños de las edificaciones, se ejecutaron análisis estáticos no lineales (en adelante referidos como análisis pushover) para los casos 3 y 8 presentados en la Tabla 1. Estos casos fueron seleccionados por corresponder a los casos

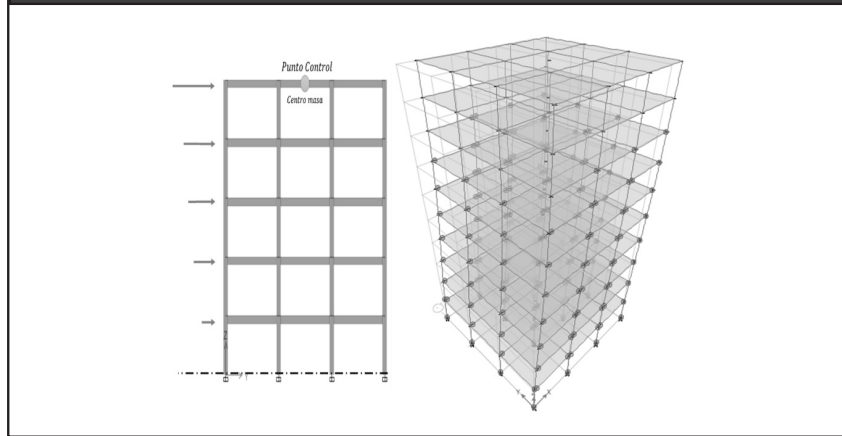
con mayor variación en las cantidades de materiales, relacionada con la modificación del coeficiente de disipación de energía empleado en el diseño. Es importante recalcar que el caso 3 incluye tres diseños distintos (DES, DMO y DMI) de la edificación, mientras que el caso 8 incluye dos (DES y DMO). Así, el número total de diseños que fueron analizados en la fase II fue cinco.

Los análisis pushover fueron realizados con el fin de determinar las curvas de capacidad de carga lateral de las estructuras y el estado de daño esperado de las mismas bajo el sismo de diseño. Para su realización se modificaron los modelos computacionales de la fase I (diseño lineal) que fueron desarrollados en el software ETABS. Los cambios principales se centraron en el tipo de elementos, las relaciones constitutivas de los materiales y las cargas aplicadas en el sistema. Con relación al primer cambio, los elementos elásticos tipo barra usados en la fase I para representar las vigas y columnas fueron reemplazados por elementos lineales con plastificación concentrada ("rotulas") en los extremos, ubicadas a una distancia promedio del 5% la longitud de cada elemento medida desde el borde del elemento. La no-linealidad de las rotulas incluyó los efectos de flexión en las vigas y de flexo-compresión en las columnas, despreciando los efectos por cortante en ambos casos. En el análisis se usó la generación automática de las rotulas conforme al ASCE/SEI 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE, 2014).

Las relaciones momento-curvatura y las curvas de interacción P-M fueron calculadas de forma automática por el software, basada en la geometría y refuerzo de la sección transversal de cada elemento, las cuales a su vez fueron ingresadas manualmente. Las curvas de esfuerzo-deformación se basaron en concreto no confinado de 28 MPa de resistencia a la compresión y concreto confinado calculado según el modelo de Mander, Priestley y Park (1988), mientras que el acero de refuerzo longitudinal y transversal se usaron propiedades nominales como  $f_y=420$  MPa,  $E=200$  GPa, esfuerzo ultimo ( $f_u$ ) y deformación unitaria ultima ( $\epsilon_u$ ) igual a 525 MPa y 0,2%, respectivamente. La sobrerresistencia de los materiales no fue tomada en cuenta dado que se buscaba una comparación relativa entre la respuesta de cada una de las estructuras.

Con relación a las cargas, primero se aplicaron las cargas gravitacionales usando la combinación  $1,1D + 0,25L$ , donde D y L representan las cargas muertas y vivas, respectivamente. Con esto se cumplió el requisito del Apéndice A-3 del reglamento NSR-10. Posteriormente se realizó el análisis estático incremental pushover. Debido a la regularidad de las edificaciones, el patrón de pseudo-cargas laterales se basó en la forma modal del primer modo fundamental. Este caso de carga aplica una combinación lineal de las fuerzas presentes en ese modo (figura 3), las cuales para este trabajo se aplicaron en la dirección X de la estructura, donde es predominante dicho modo. Debe notarse que la dirección Y no fue analizada debido a la regularidad y simetría de la estructura.

**Figura 3.** Patrón de cargas laterales aplicado en las edificaciones y ejemplo de rotulación durante los análisis.



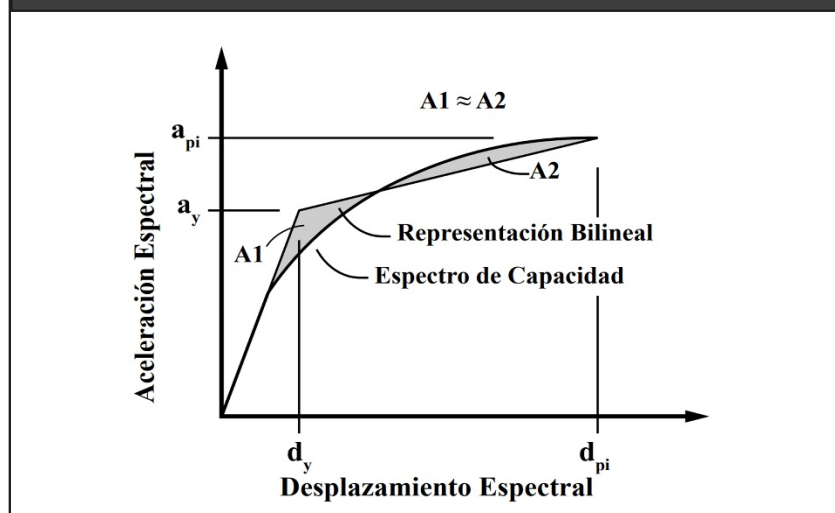
Con el fin de estimar la máxima capacidad de desplazamiento de cada estructura, el análisis pushover fue ejecutado hasta que una de las rotulas formadas en la estructura sobrepasara el límite de su resistencia y generara una caída abrupta en su curva de capacidad. El punto de control para medir el desplazamiento fue ubicado en el centro de masa de la losa del último piso. Para cada uno de los cinco modelos se obtuvieron las curvas de capacidad, las cuales fueron idealizadas y posteriormente ajustadas al formato ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectra*) con el fin de compararlas con el espectro de diseño para la zona de amenaza sísmica correspondiente y así determinar el punto de capacidad, que es el punto en el cual la resistencia (curva de capacidad) y la solicitación (espectro de diseño) se interceptan en una gráfica ADRS. Para esto se aplicó el procedimiento mencionado en el Capítulo 7 de la especificación ASCE/SEI 41-13. El amortiguamiento equivalente ( $\beta_{eff}$ ) para modificar el espectro de diseño fue calculado según la formulación de la ATC-40 (ATC, 1996) mostrada en las ecuaciones 4 y 5. En estas ecuaciones,  $\beta_v$  corresponde al amortiguamiento viscoso tomado igual al 5%,  $\beta_o$  es el amortiguamiento histerético,  $E_D$  es la energía disipada por el amortiguamiento,  $E_{SO}$  es la energía máxima por deformación y K es el factor de modificación del amortiguamiento que es 1,0 para estructuras nuevas. El resto de las variables se pueden observar en la figura 4. En este trabajo se optó por utilizar el espectro elástico correspondiente a un amortiguamiento del 5% (es decir, sin tener en cuenta  $\beta_o$ ) dado que la finalidad de los análisis no lineales buscaba comparar el estado de daño aproximado de cada estructura y no el valor exacto de la demanda sísmica de desplazamiento.

$$\beta_{eff} = \beta_v + \beta_o \quad (5)$$

$$\beta_o = \frac{E_D}{4\pi E_{SO}} = \frac{2K a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{\pi a_{pi} d_{pi}} \quad (6)$$



**Figura 4.** Parámetros relevantes en el cálculo del amortiguamiento efectivo, tomado de ATC-40 (ATC, 1996).



## Resultados y discusión

### *Dimensiones de los elementos*

La tabla 2 muestra las dimensiones de las columnas y vigas que resultaron del proceso iterativo presentado en la figura 1. Estos valores son independientes de la capacidad de disipación de energía seleccionada dentro de cada zona sísmica debido a que el control de deriva máxima de entrepiso gobierna las dimensiones de las columnas y vigas. El índice de columnas, calculado como la suma de área en planta de columnas sobre el área de entrepiso, también se incluye en la tabla. Este índice confirma la necesidad de columnas con mayores rigideces a medida que se incrementa la amenaza sísmica y el número de pisos. En cuanto al efecto de la longitud de los vanos, se observó que el índice de columnas decrece en promedio un 5% a medida que la luz crece desde 5 m a 8 m. Esto se debe a que el aumento de la luz del vano requiere vigas con mayor peralte, incrementando ligeramente la participación de las vigas en la rigidez lateral de la edificación y disminuyendo proporcionalmente la contribución de las columnas.

**Tabla 2.** Dimensiones de columnas y vigas e índice de columnas.

Caso	Sección Columnas	Sección Vigas	Índice de Columnas
C1 (ZAB-N5-L5)	35Í40 cm	35Í40 cm	1,00%
C2 (ZAB-N5-L8)	50Í60 cm	50Í50 cm	0,83%
C3 (ZAB-N10-L5)	40Í50 cm	40Í40 cm	1,42%
C4 (ZAB-N10-L8)	50Í100 cm	50Í50 cm	1,39%
C5 (ZAI-N5-L5)	45Í50 cm	40Í45 cm	1,60%
C6 (ZAI-N5-L8)	50Í135 cm	50Í50 cm	1,88%
C7 (ZAI-N10-L5)	45Í100 cm	45Í45 cm	3,20%
C8 (ZAI-N10-L8)	60Í160 cm	60Í60 cm	2,67%

### Cantidades de acero de refuerzo

La tabla 3 presenta las cantidades totales de refuerzo en las vigas y columnas obtenidas para cada caso de estudio y con las consideraciones de diseño previamente descritas. Los valores porcentuales mostrados en paréntesis en esa tabla corresponden a la contribución del refuerzo transversal y longitudinal, respectivamente, al valor total de acero de cada diseño. Las variaciones porcentuales  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$ , definidas en la metodología, se presentan en la figura 5.

**Tabla 3.** Cantidades de refuerzo en vigas y columnas (en kgf) y porcentajes de contribución del refuerzo transversal y longitudinal.

Caso	Vigas			Columnas			
	DES	DMO	DMI	DES	DMO	DMI	
Z A B	1	10.314 (39%; 61%)	10.114 (35%; 65%)	11.073 (22%; 78%)	8.981 (63%; 37%)	6.300 (47%; 53%)	8.152 (22%; 78%)
	2	31.264 (33%; 67%)	29.082 (24%; 76%)	34.033 (15%; 85%)	20.392 (63%; 37%)	18.155 (58%; 42%)	19.261 (45%; 55%)
	3	25.085 (39%; 61%)	24.346 (33%; 67%)	27.750 (18%; 82%)	23.979 (57%; 43%)	18.360 (44%; 56%)	20.967 (31%; 69%)
	4	63.589 (32%; 68%)	59.998 (22%; 78%)	73.426 (14%; 86%)	78.955 (66%; 34%)	65.969 (59%; 41%)	79.820 (60%; 40%)
Z A I	5	11.513 (36%; 64%)	11.483 (30%; 70%)	-	11.700 (57%; 43%)	8.720 (43%; 57%)	-
	6	32.364 (31%; 69%)	31.025 (22%; 78%)	-	54.889 (73%; 27%)	50.989 (71%; 29%)	-
	7	29.632 (34%; 66%)	28.119 (24%; 76%)	-	62.074 (67%; 33%)	56.717 (64%; 36%)	-
	8	76.446 (32%; 68%)	71.366 (19%; 81%)	-	171.408 (83%; 17%)	163.720 (82%; 18%)	-

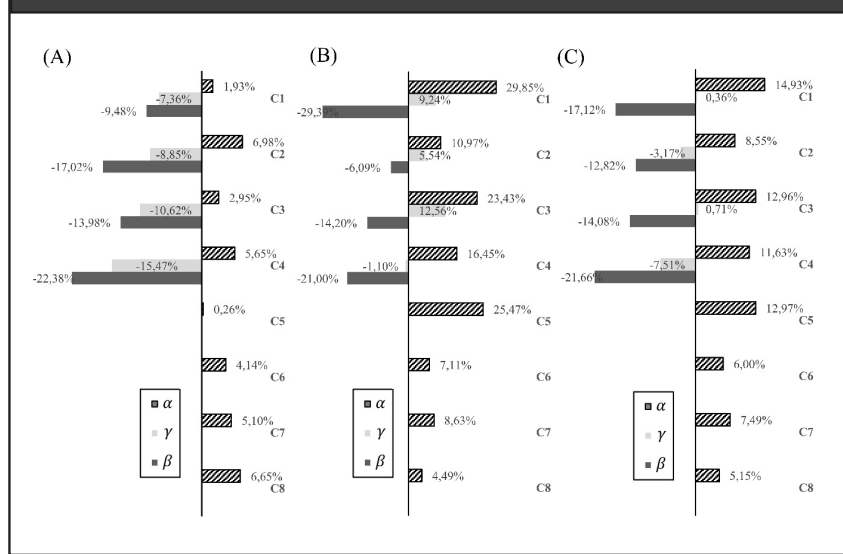
A partir de la Tabla 3 y la figura 5a se puede observar que, para las vigas de las edificaciones en la ciudad de amenaza sísmica baja, la selección de requisitos de diseño DMI resulta en la mayor cantidad total de refuerzo comparado con los requi-

sitos DMO y DES, siendo el detallado DMO la opción con menor consumo de acero. En estos elementos, el refuerzo longitudinal constituye, en promedio, un 83% (desviación estándar,  $\sigma=3,0\%$ ), 76% ( $\sigma=5,4\%$ ) y 67% ( $\sigma=3,0\%$ ) del refuerzo total usando los requisitos DMI, DMO y DES, respectivamente. Esta contribución relativamente alta revela que la reducción de los momentos sísmicos a causa del factor de disipación de energía (R) es el factor clave en el consumo de acero en las vigas. El refuerzo transversal juega un papel adicional al favorecer el detallado DMO, ya que a pesar de que las vigas DMO y DES deben confinarse en sus extremos, en las primeras no se requiere confinar las zonas de traslape del refuerzo longitudinal, lo cual simplifica la construcción y reduce el peso de acero requerido. Otro factor influyente en la cantidad de acero de refuerzo transversal es la demanda a cortante, pues el cortante de diseño en las vigas DMO se calcula con base en el momento de plastificación en los extremos de las vigas usando propiedades nominales, mientras que en las vigas DES se usan propiedades esperadas, que son un 25% mayor a las nominales. Con relación a la zona de sismicidad intermedia, en la cual solo se permiten detallado DMO y DES, se obtuvo un consumo de acero ligeramente menor en las vigas DMO (Tabla 3 y figura 5a), siendo la diferencia promedio entre ambos tipos de capacidad aproximadamente igual a 4%. Este resultado obedece a los factores previamente explicados para la zona de amenaza sísmica baja.

Las cantidades de refuerzo en las columnas (Tabla 3) y las respectivas variaciones porcentuales (Figura 5b), muestran que la selección de un detallado DES resultará en las mayores cantidades de refuerzo para zonas con amenaza sísmica baja e intermedia, siendo la estructura DMO la que resulta más ventajosa. Por ejemplo, el refuerzo total requerido en las columnas DES fue, en promedio, 1,06 y 1,13 veces el requerido en las columnas DMO y DMI en la ciudad con amenaza sísmica baja y 1,14 veces el de las columnas DMO en la ciudad con amenaza sísmica intermedia. En las columnas de la ciudad con amenaza sísmica baja, la contribución promedio del refuerzo transversal al refuerzo total fue 40% ( $\sigma=14,5\%$ ), 52% ( $\sigma=6,6\%$ ) y 62% ( $\sigma=3,1\%$ ) para los requisitos DMI, DMO y DES, respectivamente. Estos valores cambian a 65% ( $\sigma=14,4\%$ ) y 70% ( $\sigma=9,4\%$ ) usando los requisitos DMO y DES, respectivamente, para la ciudad con amenaza sísmica intermedia. El hecho de que las contribuciones sean mayores al 50% para los diseños DMO y DES indica que los requisitos de detallado del refuerzo de confinamiento y la mayor demanda a cortante (basada en desarrollo de momentos de plastificación nominal y probable en las vigas) afectan significativamente el refuerzo total requerido. La contribución del refuerzo transversal al acero total incrementó con la amenaza sísmica, el número de pisos y la luz de las vigas. Esto último se debe a que al aumentar la luz se requerían mayores secciones de las vigas, lo que a su vez aumentó los momentos probables y por lo tanto la demanda a cortante en las columnas. Esto explica los porcentajes relativamente altos (>70%) de acero transversal en las columnas presentados en la Tabla 3.

Al comparar las cantidades combinadas del acero de las vigas y columnas (Figura 5c), se observa que para la ciudad con sismicidad baja se lograron menores cantidades de refuerzo con la capacidad de disipación DMO, siendo las reducciones entre el 12% y 22% y entre 9% y 13% versus las estructuras DMI y DES, respectivamente. En cuanto a la ciudad con amenaza sísmica intermedia, el diseño con capacidad de disipación moderada (DMO) fue, desde el punto de vista económico, la opción más viable. Estos resultados confirman los encontrados por Barraza-Martínez (2019).

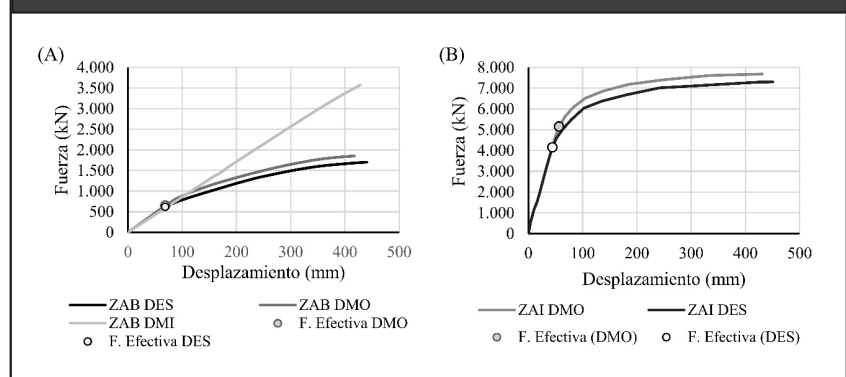
**Figura 5.** Variación de cantidad de refuerzo en: (a) vigas, (b) columnas, (c) totales.



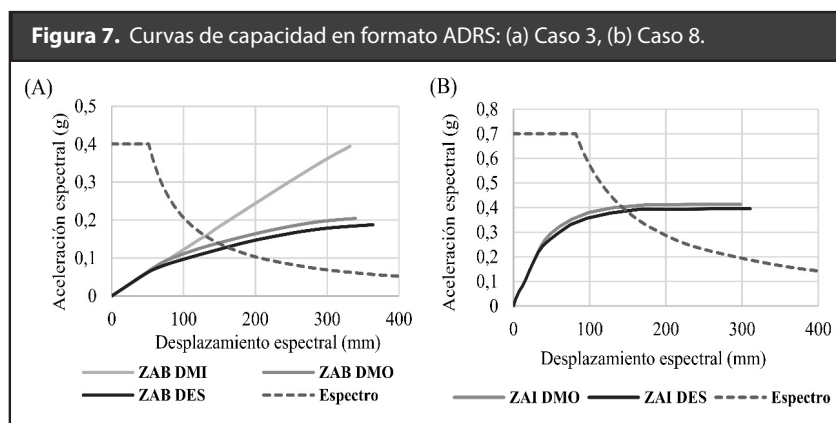
### Capacidad de Desplazamiento y Resistencia Sísmica

Como se explicó en la metodología, los casos 3 y 8 de la Tabla 1 fueron seleccionados para el análisis no lineal. En la figura 6 se muestran las curvas de capacidad y los puntos de fluencia efectiva para estos diseños. Se debe notar que las figuras corresponden al formato fuerza-desplazamiento, siendo el desplazamiento medido en el centro de masa de la losa del último piso. Con respecto a las estructuras ubicadas en la zona de amenaza sísmica baja (ZAB), se observa un comportamiento esperado en cuanto a la resistencia máxima de las estructuras, obteniéndose una mayor capacidad de carga lateral en la estructura diseñada con parámetros de DMI (3.575 kN), seguida de las estructuras DMO (1.853 kN) y DES (1.702 kN). Estas últimas corresponden a un 52% y 48% de la resistencia de la estructura DMI, respectivamente. Este resultado se debe a que el factor de reducción de resistencia sísmica (R) es mayor para las dos últimas capacidades de disipación sísmica.

**Figura 6.** Curvas de capacidad para las estructuras analizadas: (a) Caso 3, (b) Caso 8.



Las curvas de capacidad en formato ADRS junto con el espectro de diseño para un amortiguamiento del 5%, que corresponde a la estructura en su estado elástico y por lo tanto a un límite máximo de demanda, se presentan en la figura 7. De esta figura se puede apreciar que en las estructuras del caso 3, ubicadas en la zona de amenaza sísmica baja (ZAB), el edificio con asignación de disipación mínima de energía (DMI) permanece en el rango lineal, es decir, sin daño alguno, mientras que los edificios diseñados con disipación especial (DES) y moderada (DMO) ingresan al rango plástico, indicando la existencia de daño sustancial en los elementos estructurales principales. Este resultado es importante porque demuestra que la permisividad otorgada por la NSR-10 (en especial en el comentario CR21.1.1) para usar una capacidad de disipación de energía mayor a la mínima, podría resultar en mayores daños sísmicos, posiblemente irreparables, para edificios ubicados en zonas de amenaza sísmica baja.



El desplazamiento asociado al punto de comportamiento aproximado para las estructuras DMI, DMO y DES fue de 131,0 mm, 148,1 mm y 160,3 mm, respectivamente, siendo el segundo aproximadamente un 13% mayor al desplazamiento de la estructura DMI y un 7,6% menor al desplazamiento de la estructura DES. La demanda de ductilidad de desplazamiento ( $\mu_d$ ) asociada al punto de comportamiento aproximado de las edificaciones DMI, DMO y DES del caso 3 fue 0,39; 2,64 y 2,82; indicando que en cada caso se agotaría aproximadamente un 39%, 43,5% y 43,9% de la capacidad de desplazamiento de cada estructura.

Respecto a las edificaciones diseñadas para la zona de amenaza sísmica intermedia (ZAI), se puede observar un comportamiento de las estructuras con los parámetros DES y DMO (figura 7b). Para estos diseños, el punto de comportamiento corresponde a demandas de desplazamiento igual a 142,5 mm (DMO) y 148,5 mm (DES). Estos desplazamientos resultan en demandas de ductilidad de desplazamiento ( $\mu_d$ ) asociadas iguales a 3,42 y 4,57, respectivamente, indicando que en ambos casos se agotaría aproximadamente un 45% de la capacidad de desplazamiento de la estructura.

Los resultados del análisis pushover para los dos casos analizados (casos 3 y 8) permiten vislumbrar que, independientemente de la zona de amenaza sísmica en que se construya el edificio, la demanda de ductilidad de desplazamiento asociada al sismo de diseño aumenta cuando se selecciona un grado de disipación de energía superior al mínimo requerido para el sitio.

**Tabla 4.** Capacidad de desplazamiento ( $\mu_c$ ) y energía disipada en el rango inelástico ( $E_I$ ).

Caso	CDE	$\mu_c$	$E_I$ (kJ)
C3	DMI	1,00	0,00
	DMO	6,06	493
	DES	6,42	483
C8	DMO	7,61	2.687
	DES	10,18	2.722

Esto implica que los elementos primarios del sistema de resistencia lateral, y seguramente los secundarios, estarán sometidos a un mayor nivel de daño para las capacidades superiores. Además, para el caso particular de los diseños realizados en esta investigación, se notó que la capacidad de disipación de energía sísmica seleccionada tiene una incidencia relativamente baja en la capacidad agotada de las estructuras DMO y DES. Sin embargo, si se toma como base el diseño DMI del caso 3, utilizar una capacidad superior implicaría un aumento aproximado del 13% de la demanda de la estructura respecto a su capacidad.

## Conclusiones

En este trabajo se estudió la influencia que tiene la selección de una capacidad de disipación de energía (CDE) que sea superior a la mínima permitida por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) en las cantidades de material y el nivel de daño sísmico obtenido a partir del diseño estructural de una edificación. Específicamente, se analizaron edificios aporticados regulares de concreto reforzado localizados en zonas de amenaza sísmica baja e intermedia. A partir de los resultados se concluye que:

1. Sobre los volúmenes de concreto: No se presentan variaciones considerables en el volumen del concreto para ninguna de las zonas sísmicas estudiadas debido a que el dimensionamiento de los elementos se rige por el control de derivas establecido en el reglamento NSR-10.
2. Sobre el peso de acero: Se concluye que en general hay un impacto positivo sobre el peso de acero cuando se selecciona de una CDE superior para zonas de amenaza sísmica baja. En el caso de utilizar DMO, los niveles de reducción de peso varían entre el 13 y el 22%, mientras que si se utiliza DES se pueden obtener bajos niveles de incrementos (0,4-0,7%) o reducciones (3-7,5%) que dependerán de las características geométricas del pórtico. Cuando se utiliza la capacidad DES para zonas de amenaza sísmica intermedia, se obtienen incrementos del peso entre 5 y 13%. El aumento en las cantidades para ambas zonas se debe principalmente a las exigencias de ductilidad que se tienen, especialmente las del acero de refuerzo transversal.
3. En el caso de la evaluación de capacidad de desplazamiento y resistencia sísmica, los resultados del análisis de las edificaciones en el rango no lineal

evidencian la reducción de resistencia y un incremento ligero en la capacidad de desplazamiento máximo de cada estructura con el aumento de la CDE. Debe recordarse que el aumento de la capacidad de desplazamiento está asociado a mayores daños en la edificación debido a la incursión de los materiales en rangos inelásticos con el fin de garantizar la ductilidad asociada a la disipación asignada.

4. Finalmente, se resalta la importancia de una total comprensión, por parte del diseñador y el dueño del proyecto, de las implicaciones de la selección de una CDE superior a la mínima permitida por la NSR-10 para zonas de amenaza sísmica baja e intermedia dado que se debe cumplir con el objeto del reglamento, el cual exige que no se presente daño para temblores de poca intensidad y que no ocurra daño estructural para temblores moderados. Dicha comprensión busca que el diseño estructural de una edificación utilizando procedimientos de análisis estructural lineales satisfaga a cabalidad la filosofía de diseño del reglamento (relación intensidad temblor- nivel de daño). Se sugiere, por lo tanto, verificar el cumplimiento de la filosofía de diseño mediante la determinación del comportamiento de la estructura a través de procedimientos de análisis no lineal.

## Agradecimientos

Los autores agradecen a la Escuela de Ingeniería Civil y a la Vicerrectoría de Investigación y Extensión (VIE) de la Universidad Industrial de Santander y a la Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Javeriana, por facilitar el desarrollo de las actividades de investigación conjuntas conducentes a la realización de la investigación y del presente artículo.

## Referencias

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10. Bogotá, D.C.
- Applied Technology Council, ATC. (1996). ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Redwood, CA.
- American Society of Civil Engineers, ASCE. (2014). ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia.  
<https://doi.org/10.1061/9780784412855>
- Barraza-Martínez, J. (2019). Evaluación de la influencia del grado de disipación de energía escogido en el diseño de pórticos de concreto reforzado en zonas de amenaza sísmica baja e intermedia. Tesis de maestría. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá.
- Benjumea, J.; Sotelo, F.; Celis C.; Chio G. (2017). Efecto del grado de capacidad de disipación de energía sísmica seleccionado en las cantidades de obra de muros de concreto reforzado. *Revista Tecnura*, 20(50).  
<https://doi.org/10.14483/udistrital.jour.tecnura.2016.4.a01>
- Chaparro Tarazona, A. C. (2017). Influencia de la capacidad de disipación de energía seleccionada en el comportamiento sísmico y costo de edificios aporticados de concreto reforzado localizados en zonas de amenaza sísmica baja e intermedia en Colombia (Tesis doctoral, Universidad Industrial de Santander, Escuela De Ing. Civil)
- Computers & Structures Inc, CSI. (2016). CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge. Berkeley, CA.

- Mander, J. B.; Priestley, M. J. N.; Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), pp. 1804-1826.  
[https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. New York: McGraw-Hill Education.
- Prada, M.; Carrillo, J.; Gélvez, C. (2017). Variación de las cuantías de acero de refuerzo de muros de concreto para las categorías de disipación de energía definidas en NSR-10. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 16(30), pp. 29-47.  
<https://doi.org/10.22395/rium.v16n30a2>