Evaluación de la condición columna fuerte viga débil por nivel en pórticos de concreto reforzado de baja altura mediante análisis dinámicos no lineales*

Evaluation of the strong-column weak-beam condition by story-based methodology in low-rise reinforced concrete frames through nonlinear dynamic analysis

Esp. Ing. Sigfrido Loges
https://orcid.org/0009-0009-2476-0147
Correo-e: sloges@gmail.com
Instituto de Desarrollo Experimental de la Construcción (IDEC). Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad Central de Venezuela.

Dr. Ing. Ángelo Marinilli
https://orcid.org/0009-0004-1465-1055
Correo-e: angelomarinilli@gmail.com
Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME). Facultad de Ingeniería. Universidad Central de Venezuela.

DOI: https://doi.org/10.37883/TyC.2026.38.2.01
Recibido: marzo 13/2026 | Aprobado: mayo 7/2026
Aceptado: mayo 22/2026

*La elaboración del presente documento fue posible, en gran parte, gracias al financiamiento otorgado por el Fondo Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación, a través del Proyecto FONACIT Nº 2023000156 "Programa de Mejoramiento de la Seguridad Estructural para Ciudades más Resilientes, Inteligentes y Sostenibles en Venezuela". Agradecimiento especial al Centro de Ingeniería Sísmica (CISIS) del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Universidad Central de Venezuela y al Instituto de Desarrollo Experimental de la Construcción (IDEC) de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad Central de Venezuela, por el apoyo incondicional recibido durante la realización de la presente investigación.

Resumen
Para que las edificaciones aporticadas de concreto reforzado en zonas sísmicas alcancen el desempeño esperado, es crucial que se cumpla la condición columna fuerte viga débil (CFVD). El principal objetivo es evitar la aparición de mecanismos de piso. Con esto, se espera que el daño estructural se concentre en ubicaciones convenientes de la estructura, como p. ej., los extremos de las vigas. Existen varios enfoques normativos para verificar el cumplimiento de la CFVD. Uno de ellos, denominado "por nivel", originalmente propuesto por el SEAOC y adoptado solo por la norma NVF 1753:2006, plantea que el cociente (β) entre las sumatorias de las resistencias nominales a flexión de todas las columnas y todas las vigas de un mismo piso y en una misma dirección y sentido de la acción sísmica, sea al menos igual a 1,00 en SEAOC y 1,20 en NVF 1753. A partir de análisis dinámicos no lineales de pórticos de 4 niveles que cumplieron con el valor de β propuesto por NVF 1753 y con las acciones sísmicas de acuerdo con la norma NVC 1756-1:2019, se concluyó acerca de la eficacia de esta propuesta para alcanzar la CFVD y un desempeño esperado.

Descriptores
Pórticos, concreto reforzado, columna fuerte viga débil, verificación por nivel, análisis no lineal.

Abstract
The strong column weak beam condition (CFVD) is necessary to achieve the expected performance of reinforced concrete frame buildings in seismic zones. The main objective is to prevent a floor mechanisms. Therefore, it is expected that structural damage will occur in appropriate locations within the structure, such as at the ends of beams. There are some concrete design codes approaches to verify the CFVD. The "story" approach is one of those, which was originally proposed by SEAOC and adopted only by the Venezuelan Standard NVF 1753:2006, which intends that the quotient (β) between the sums of the nominal flexural strengths of all columns and all beams of the same floor in the same direction and sense of the seismic action, be at least equal to 1,00 in SEAOC and 1,20 in NVF 1753. Based on nonlinear dynamic analyses of 4 level concrete frames accomplish with the NVF 1753 β value (1,20) and seismic actions in accordance with the NVC 1756-1:2019 Venezuelan Seismic Standard, it was possible conclude about the effectiveness of this approach to achieve CFVD and the expected performance.

Descriptors
Frames, reinforced concrete, strong column weak beam, story approach, nonlinear analysis.

DOI: https://doi.org/10.37883/TyC.2026.38.2.01

Las edificaciones aporticadas resistentes a momento de concreto reforzado, deben ser capaces de disipar inelásticamente parte de la energía proveniente de la acción sísmica a través de un daño controlado de sus miembros estructurales y en ubicaciones convenientes de la estructura, las cuales pueden ser, p. ej., en los extremos de las vigas y en la base de las columnas inferiores, lo que constituye un mecanismo plástico conocido como "ideal". Ese daño controlado se conoce como "rótula plástica", y surge como resultado de importantes niveles de deformación en los miembros estructurales. Las distintas normas de concreto reforzado [como p. ej.: ACI 318 (ACI, 2022), NVF 1753 (FONDONORMA, 2006), EN 1998-1 (2003) y otras (GB50011-2010, 2010; NSR-10, 2010; NTC RSEE, 2017)] proponen procedimientos racionales para verificar la condición columna fuerte viga débil (CFVD, en lo sucesivo), considerando que el cociente entre la sumatoria de las resistencias nominales a flexión de las columnas y las resistencias nominales a flexión de las vigas del sistema resistente a sismos sea, al menos, igual a un cierto valor recomendado, el cual puede variar ligeramente en cada norma para incluir consideraciones locales. Dichos procedimientos de verificación se realizan en cada piso de la edificación, sentido y dirección de la acción sísmica.

En general, el enfoque normativo para la verificación de la CFVD más ampliamente difundido, se conoce como "por nodos", y considera este cociente entre las resistencias nominales a flexión de columnas y vigas por cada nodo de la edificación, debiendo al menos cumplir con un cierto valor, que en este trabajo se denomina α. Adicionalmente, existe otro enfoque, mucho menos empleado, conocido como "por nivel", que plantea que dicho cociente, que acá se ha llamado β, sea obtenido a partir de la relación entre la sumatoria de las resistencias nominales a flexión de todas las columnas y de todas las vigas de cada piso de la edificación. Este enfoque por nivel, solo adoptado por la Norma Venezolana NVF 1753 del año 2006, fue originalmente propuesto por el SEAOC en su documento *Blue Book* de 1999 (SEAOC, 1999), siendo ratificado como el método más idóneo para la verificación de la CFVD en su edición de 2019 (SEAOC, 2019). La norma NVF 1753 lo incluye con base en la misma filosofía propuesta por SEAOC como una segunda alternativa de verificación de la CFVD y plantea que el valor de β sea, al menos, igual a 1,20 (Ecuación 1), siendo mayor al valor de 1,00 propuesto por SEAOC. En la imagen 1, se puede apreciar la metodología detrás de ambas propuestas, tanto por nodos como por nivel, incluyendo la alternabilidad de la acción sísmica (a y b). En la imagen 2, se aprecian los mecanismos plásticos deseables (2a y 2b) y no deseables (2c a la 2e) de disipación de energía proveniente de la acción sísmica.

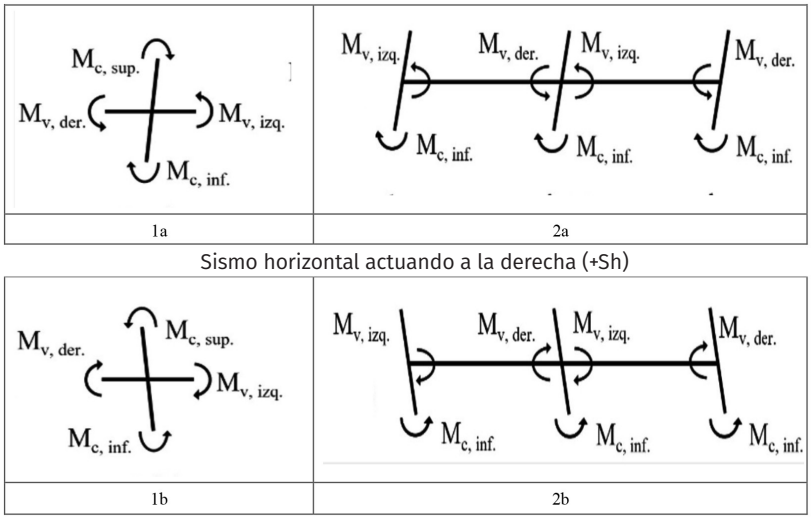
$$\beta = \frac{\sum Mnc}{\sum Mnv} = 1{,}20 \qquad \text{(Ecuación 1)}$$

Donde:

ΣM_{nc} = Sumatoria de las resistencias nominales a flexión de todas las columnas de un piso, en una misma dirección y sentido de la acción sísmica.

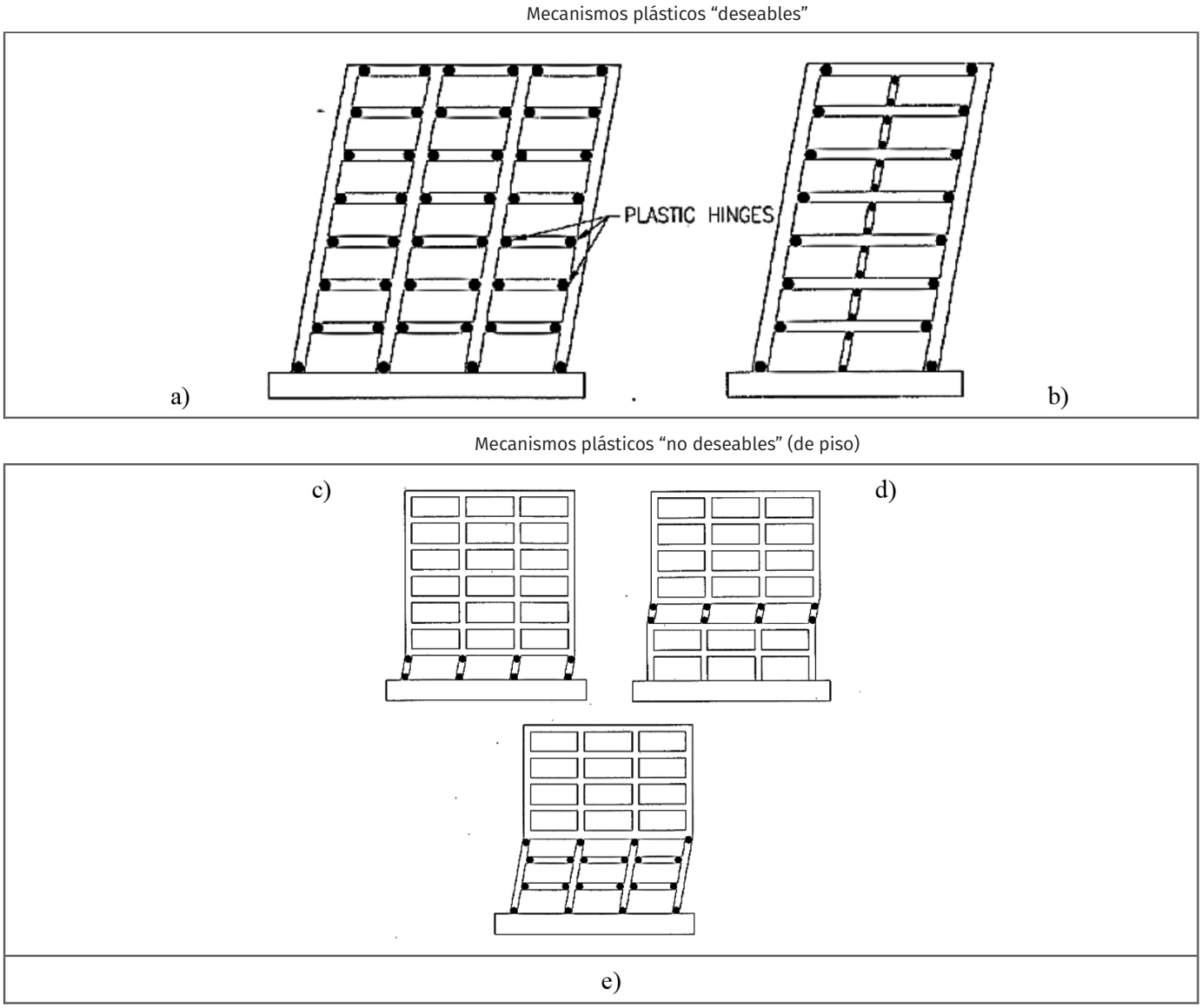
ΣM_{nv} = Sumatoria de las resistencias nominales a flexión de todas las vigas de un piso, en una misma dirección y sentido de la acción sísmica.

Imagen 1. Verificación de la CFVD por nodos (1) y por nivel (2).



Fuente: Marinilli (2017) en Loges y Marinilli (2025a).

Imagen 2. Mecanismos plásticos “deseables” (a, b) y “no deseables” (c, d y e).



El principal objetivo que persiguen ambos enfoques es, a través de procedimientos racionales de análisis y cumpliendo con los valores propuestos de α y β, evitar la formación de algún mecanismo de piso que pudiera afectar la estabilidad de una edificación ubicada en zonas sísmicas. Asimismo, es importante aclarar, que la formación de rótulas plásticas en los extremos superiores de las columnas del último nivel de la edificación no conduce a un mecanismo de piso y es un aspecto contemplado en las normas. Del análisis no lineal de diferentes casos de estudio basados principalmente en pórticos regulares de varios nive-

DOI: https://doi.org/10.37883/TyC.2026.38.2.01

les, empleando el enfoque por nodos (Dooley & Bracci, 2001; Cagurandan, 2015; Marinilli A. , 2017b; Tian & Yinfeng, 2020) y por nivel (Loges & Marinilli, 2018; 2023; 2024; 2025b), se concluyó que la aparición de rótulas plásticas en ciertos extremos de columnas de niveles intermedios podía conducir a la formación de mecanismos de piso, con lo cual, ninguno de los dos enfoques resultaba completamente eficaz para alcanzar la CFVD, proponiéndose en algunos de los trabajos la necesidad de emplear valores de α y β superiores a los propuestos en las normas consideradas para alcanzar mecanismos plásticos ideales.

Los casos de estudio en este trabajo, para determinar la probabilidad de alcanzar un cierto nivel de desempeño, evaluando la eficacia de la propuesta por nivel para la CFVD, fueron dos pórticos regulares de concreto reforzado de cuatro niveles, los cuales fueron identificados como Simétrico (SIM) y Asimétrico (ASIM), siendo su principal diferencia la distancia entre los ejes de las columnas. En ambos casos, el diseño de las vigas y columnas se basó en lo planteado por la norma NVF 1753 y la verificación de la CFVD se realizó considerando solamente el enfoque por nivel ($\beta \geq 1{,}20$). Para esto, se realizaron análisis dinámicos no lineales, utilizando el programa de computación *SeismoStruct* (Seismosoft, 2023a). Se llevaron a cabo dos tipos de análisis dinámicos. En el primero, denominado DIN, se consideraron once registros de aceleraciones obtenidos de la base de datos de PEER (Ancheta *et al*., 2013) para dos escenarios sísmicos diferentes, identificados como Sismo 1 (S1) y Sismo 2 (S2), los cuales cumplieron con lo especificado en la norma NVC 1756 (COVENIN, 2019), siendo S1 equivalente a un sismo con un período medio de retorno (PMR) de 475 años, mientras que S2 a uno con un PMR de 2475 años. En el segundo tipo de análisis, conocido como Incremental o IDA, se emplearon tres de los once registros de aceleraciones ya considerados previamente en el análisis DIN para el sismo S1. Con este análisis IDA se obtuvieron curvas de fragilidad que permitieron determinar la probabilidad ($\mathbf{Pfi}$) de alcanzar el nivel de desempeño esperado asociado con el sismo S1. Para el análisis probabilístico se empleó el método de la Simulación de Montecarlo, generando 5000 valores para la variable aleatoria, que en este caso fue la relación de deriva lateral total global (Δ_{GT}), obtenida al considerar el cociente entre el desplazamiento lateral del centro masas del último nivel de la edificación y su altura, medida desde el nivel base.

Características de los casos de estudio

Para los casos de estudio (imagen 3), se consideró un valor de la resistencia especificada a la compresión (f'_c) del concreto de 250 kgf/cm^2, mientras que la resistencia cedente especificada del acero de refuerzo (f_y) fue de 4200 kgf/cm^2. El caso de estudio SIM (imagen 3a) presentó distancias de 5m entre ejes de columnas, con alturas de entrepiso de 2,80m. El caso de estudio ASIM (imagen 3b), en cambio, tuvo distancias variables entre ejes de columnas, pero manteniendo el mismo valor del caso SIM para la altura de los entrepisos. Las dimensiones de las secciones transversales de las vigas y columnas en ambos casos de estudio se pueden ver en la imagen 4. Las dimensiones de las columnas fueron obtenidas de acuerdo con el predimensionado propuesto por Arnal & Epelboim (1984) (Ecuación 2), considerando un valor de γ variable para f'_c, el cual considera el efecto de la acción sísmica en las columnas con menores cargas axiales (esquineras y de borde o fachada). La dimensión mínima considerada para la sección transversal de las columnas fue de 40x40cm. Por su parte, las vigas, en todos los casos, presentan una sección transversal constante de 30x40cm.

DOI: https://doi.org/10.37883/TyC.2026.38.2.01

$$A_{req,col} = \frac{Pz * At * Np}{\gamma * f'c} \quad \text{(Ecuación 2)}$$

Donde:

$A_{req,col}$ = Área mínima requerida de la columna, en cm².

Pz = Carga vertical de cada nivel sobre la columna. Incluye las cargas Permanentes (C_P) y Variables (C_{Vi}) de uso, en kgf/m².

At = Área tributaria de la columna, en m².

Np = Número de pisos por encima de la columna.

γ = Factor que depende de la ubicación en planta de la columna, siendo igual a 0,28 (Central), 0,25 (Borde o Fachada) o 0,20 (Esquinera).

Imagen 3. Caso de estudio SIM (a) y caso de estudio ASIM (b)

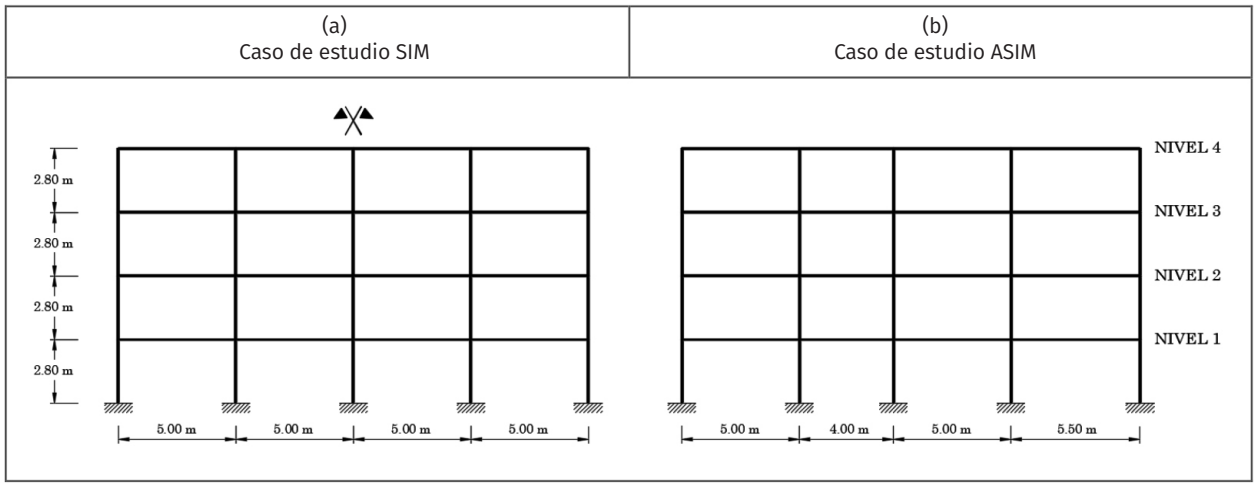
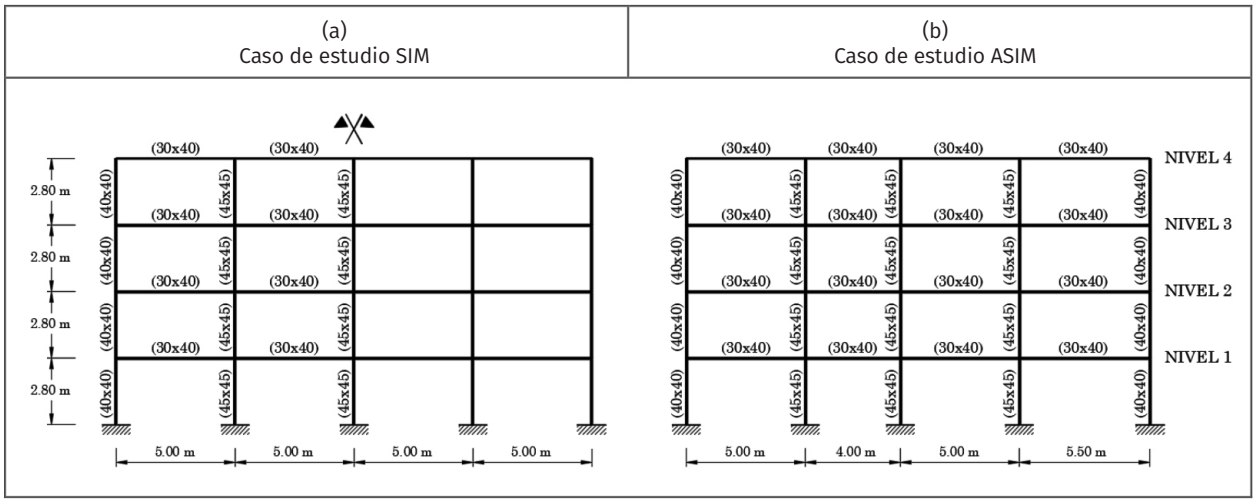


Imagen 4. Dimensiones de las secciones transversales de las vigas y columnas (cm) de los casos de estudio SIM (a) y ASIM (b)

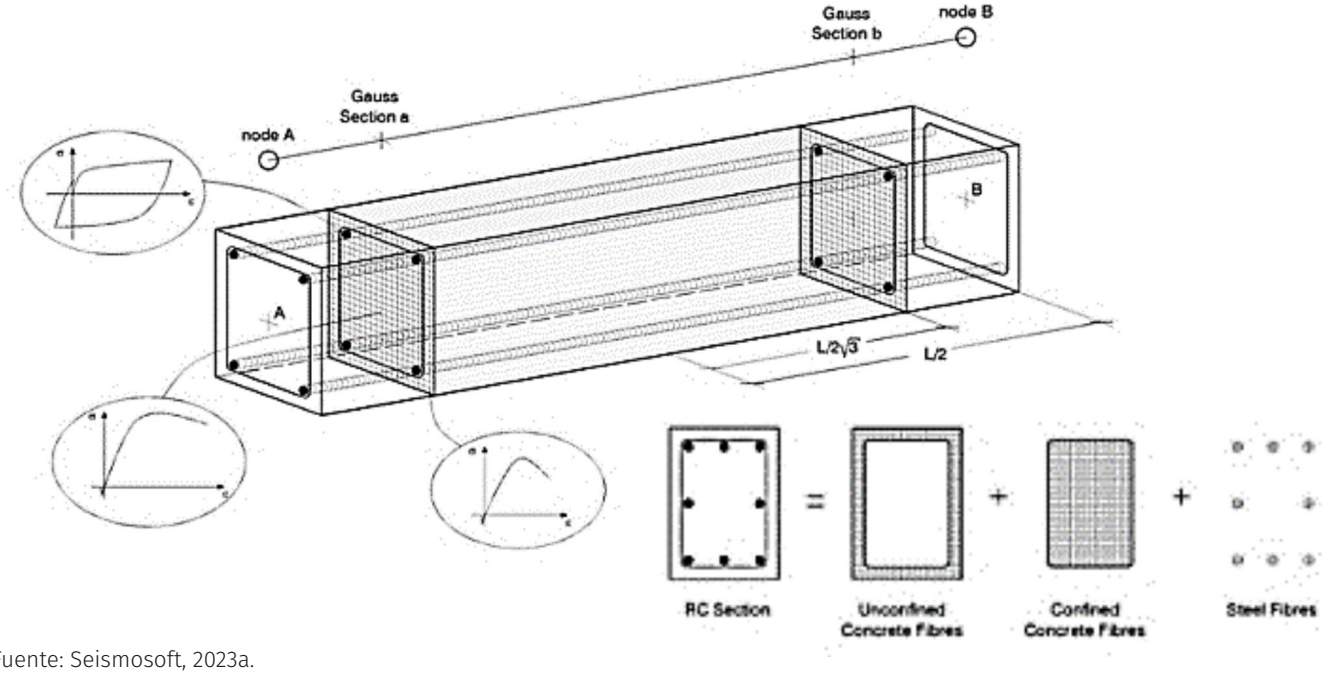


DOI: https://doi.org/10.37883/TyC.2026.38.2.01

Para la caracterización del comportamiento inelástico de los miembros estructurales, se consideró el modelo de fibras (imagen 5) basado en fuerzas propuesto por Spacone *et al.* (1996), con la plasticidad concentrada en sus extremos (rótulas plásticas). La longitud de las rótulas plásticas (lp) se basó en la formulación propuesta por Paulay y Priestley (1992), en donde $l_p = 0{,}08L + 0{,}022 f_y d_b$ (MPa, donde 1 MPa = 10,19 kgf/cm^2), siendo L la longitud del miembro estructural (cm), fy la tensión cedente del acero de refuerzo longitudinal (kgf/cm^2) y db el diámetro de las barras de refuerzo longitudinal (cm). Este modelo de fibras permitió alcanzar buena convergencia de los resultados en los análisis realizados y es una elección conveniente, tomando en cuenta que las ubicaciones de mayor interés de los miembros estructurales de sistemas aporticados y especialmente para el estudio de la CFVD, se encuentran en los extremos de las vigas y columnas. De esta manera, dichos miembros se dividieron en tres regiones, con comportamiento no lineal las dos regiones extremas y elástico para la central. Igualmente, el acero de refuerzo de la región superior de cada columna se igualó al de la región inferior de la misma columna, del piso inmediatamente superior.

Una de las ventajas de emplear el modelo basado en fibras para las rótulas plásticas, es que la inelasticidad de cada elemento finito que define las secciones transversales de integración, se basa en las leyes constitutivas de los materiales y no en las curvas Momento-Rotación (M - θ) de cada sección transversal en las ubicaciones de cada rótula plástica, como se indica, p. ej., en el documento ASCE 41 (2023). Sin embargo, se debe tener presente que esta propuesta por fibras comporta una desventaja en lo que respecta al modelado de las losas de piso (*constraints*) como diafragmas con rigidez infinita en su plano, en donde todos los nodos de cada nivel quedan unidos entre sí a través de una vinculación interna que impide la de-

Imagen 5. Modelo de fibras con plasticidad concentrada en los extremos de los miembros empleado en los análisis no lineales según Spacone et al. (1996)

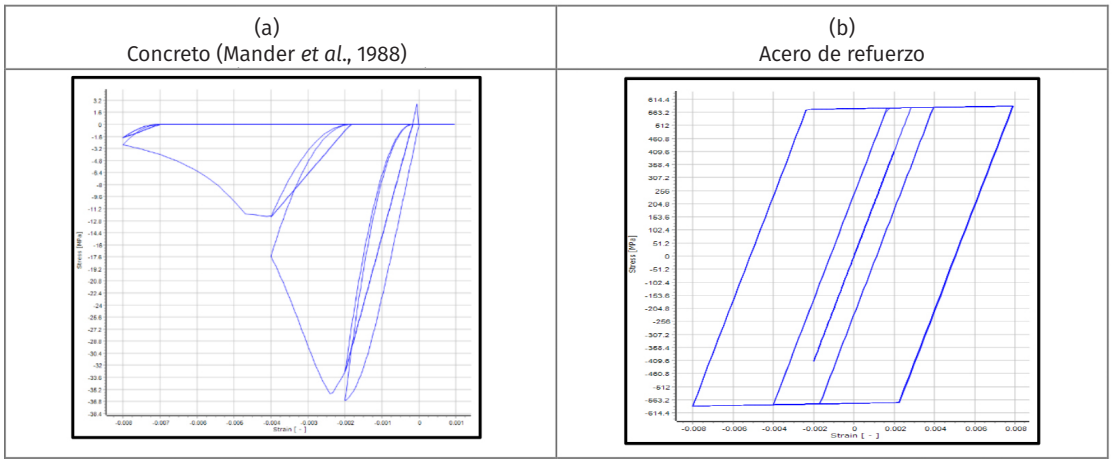


Fuente: Seismosoft, 2023a.

formación en una determinada dirección, ya que existe la posibilidad de aparición de cargas axiales espurias o irreales en las vigas de cada nivel, debido principalmente a que tienen impedida su deformación axial (Seismosoft, 2023a). Por lo tanto, en los casos de estudio no se consideraron diafragmas con rigidez infinita en su plano.

Con relación a los materiales (imagen 6), para el concreto confinado y no confinado se empleó el modelo propuesto por Mander *et al*. (1988), mientras que el comportamiento no lineal del acero de refuerzo longitudinal y transversal, se basó en un modelo bilineal. Este último, permite controlar bastante bien la influencia del endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, que en el programa *SeismoStruct* se evidencia a través del coeficiente adimensional (μ), el cual se define como la razón entre la rigidez posterior a la cedencia (E_{sp}) y la rigidez inicial elástica (E_s), de acuerdo con la Ecuación 3. Los valores para el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo de las vigas se obtuvieron del trabajo de Castilla y Marinilli (2001) (imagen 7), en donde luego del estudio de 1246 barras fabricadas con aceros tipo N-60 (en adelante, S-60) (COVENIN, 2000) y W-60, se desarrollaron unas ecuaciones (Ecuaciones 4 y 5) basadas en la relación de las cuantías de los aceros de refuerzo en compresión y tracción de las vigas (ρ´/ρ). En este trabajo, ρ´/ρ es igual a 0,50 y el tipo de acero empleado en los análisis fue S-60.

Imagen 6. Modelos para representar el comportamiento no lineal de los materiales: (a) Concreto (Mander *et al*., 1988), (b) Acero de refuerzo bilineal con endurecimiento por deformación



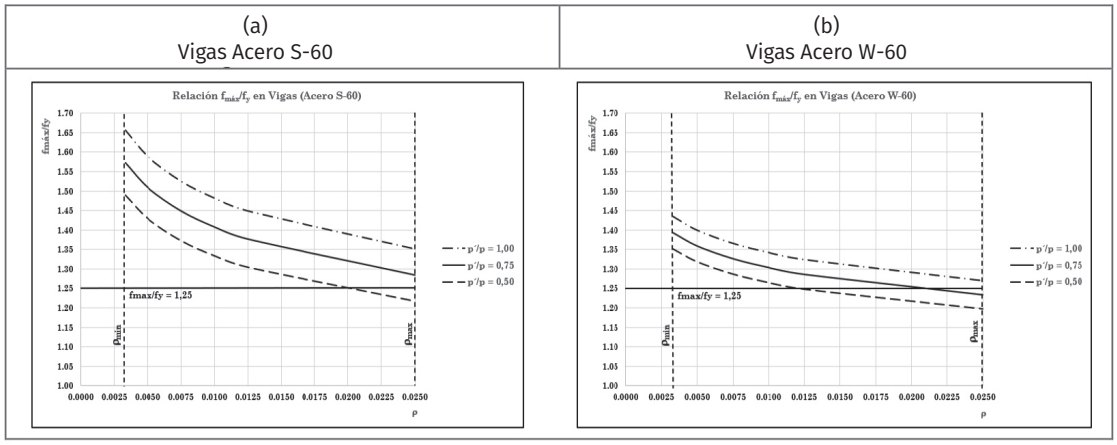
$$\mu = \frac{\frac{f_{ult} - f_y}{E_s}}{\varepsilon_{ult} - \frac{f_y}{E_s}} \qquad \text{(Ecuación 3)}$$

Donde:

fult = Resistencia de agotamiento especificada del acero (kgf/cm²).
fy = Resistencia cedente especificada del acero (kgf/cm²).
εult = Deformación última del acero.
Es = Módulo de elasticidad del acero (kgf/cm²).

DOI: https://doi.org/10.37883/TyC.2026.38.2.01

Imagen 7. Valores de $\frac{f_{max}}{f_y}$ para aceros de refuerzo tipo S-60 y W-60



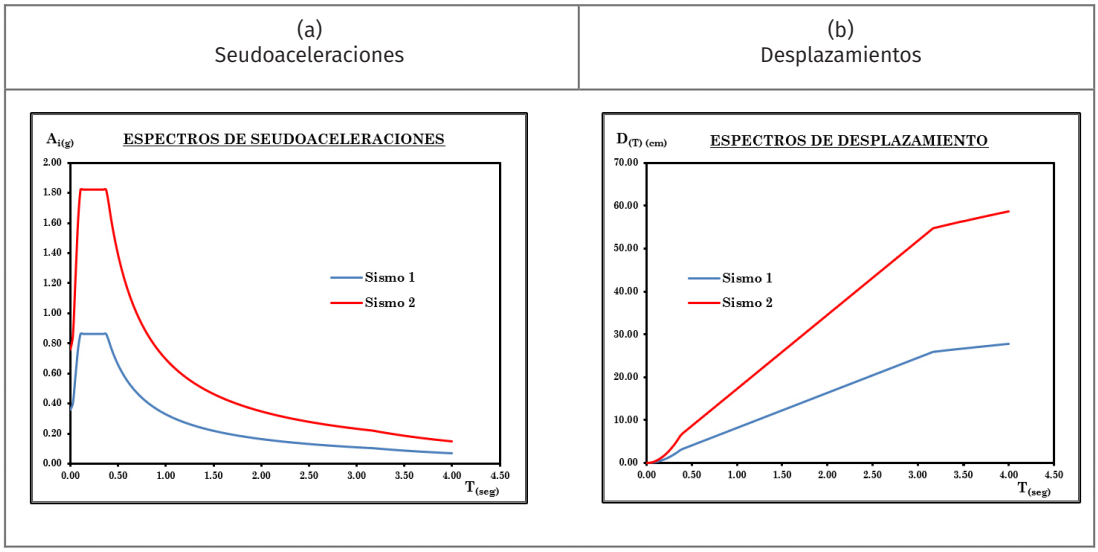
$$\frac{f_{max}}{f_y} = \frac{0.187(4+\rho'/\rho)}{\rho^{0.1}} \quad ; \text{Para acero tipo S-60} \qquad \text{(Ecuación 4)}$$

$$\frac{f_{max}}{f_y} = \frac{0.117(7.7+\rho'/\rho)}{\rho^{0.06}} \quad ; \text{Para acero tipo W-60} \qquad \text{(Ecuación 5)}$$

Acciones sobre las estructuras

Para el diseño de las vigas y columnas, se empleó el programa de computación *Etabs* v.20 de la empresa Computers and Structures Inc. (CSI, 2006), realizando un análisis modal espectral a cada caso de estudio, con la acción sísmica obtenida de acuerdo con lo propuesto por la norma NVC 1756, considerando un factor de reducción (R) igual a 4,50 para el espectro inelástico de respuesta correspondiente al sismo S1. Los espectros elásticos de respuesta para ambos sismos se muestran en la imagen 8 (seudoaceleraciones y desplazamientos). Dichos espectros fueron obtenidos de acuerdo a la consideración de edificaciones para un uso de vivienda multifamiliar (Grupo B2), apoyadas en suelo duro (Perfil Tipo C), al que corresponde un valor de la velocidad promedio de las ondas de corte en los primeros 30 metros superiores (Vs30) de 400 a 650 m/s, un coeficiente de la aceleración espectral horizontal del terreno (A_0), expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, igual a 0,30g, un coeficiente de aceleración espectral horizontal para el período de transición de un segundo (A_1) igual a 0,24 y un valor para el período de transición entre períodos intermedios y largos del espectro elástico (T_L) de 3,90s.

Imagen 8. Espectros de respuesta: Seudoaceleraciones (a) y Desplazamientos (b)



Las acciones sobre las estructuras (Permanentes, S_{CP} y Variables, C_V y C_{VT}) fueron obtenidas de acuerdo con lo propuesto por la Norma Venezolana NVC 2002:88 (COVENIN, 1988) y se muestran en el cuadro 1. Su magnitud resultó de multiplicar el valor propuesto por un ancho tributario de 5m, considerando que el caso de estudio correspondería a un pórtico central típico de una edificación con múltiples pórticos similares en ambas direcciones, X e Y. El peso correspondiente a los miembros estructurales es calculado directamente por el programa de análisis, al multiplicar el volumen de cada miembro por el peso unitario de su material.

Con los valores del cuadro 1 se realizó el análisis estructural de ambos casos de estudio a través de un análisis modal espectral con un grado de libertad traslacional por nivel en la dirección X y de acuerdo con lo planteado por NVC 1756, considerando las secciones transversales de las vigas y columnas agrietadas con valores de sus inercias iguales a $0{,}35I_g$ y $0{,}70I_g$, respectivamente. Con esto, se verificó que las relaciones de derivas laterales totales (Δ_i) de entrepiso no excedieron el valor máximo recomendado de 1,80% para edificaciones del Grupo B2, lo que permitió validar las geometrías asignadas a los miembros estructurales (ver imagen 4). El diseño de las vigas y columnas se realizó siguiendo los lineamientos establecidos en NVF 1753 para un nivel de diseño ND3. El área de acero a flexión considerada para las columnas, fue la que permitiera obtener el valor más cercano a 1,20 para β, empleando aceros de refuerzo identificados de acuerdo con su diámetro, en milímetros. Las áreas de acero de las vigas se ajustaron a la relación $\rho'/\rho = 0{,}50$ ya indicada. En la imagen 9 se aprecian las áreas de acero de diseño de las vigas y en la imagen 10 las correspondientes a las columnas. La imagen 11, muestra los valores resultantes de β, en

Cuadro 1. Acciones verticales consideradas en los casos de estudio

Acción	Valor (kgf/m²) (COVENIN 2002:88)	Valor Ingresado en Etabs para un ancho tributario de 5m (kgf/m)
Permanente (S_{CP}) 600 y 400	600 y 400	3000 y 2000
Variable (C_V)	300	1500
Variable de Techo (C_{VT})	100	500

DOI: https://doi.org/10.37883/TyC.2026.38.2.01

donde S^+ y S^- representan la alternancia de la acción sísmica. Es interesante observar que los valores de β son diferentes en ASIM para cada sentido del sismo, mientras que en SIM resultan iguales. Esto se explica por el efecto que tiene la carga axial sobre la resistencia a flexión de las columnas. En SIM las magnitudes de las cargas axiales sísmicas se mantienen, pero cambian su signo con el sentido del sismo. Por el contrario, en ASIM tanto las magnitudes como los signos de las cargas axiales varían según el sentido del sismo.

Imagen 9. Áreas de acero de diseño de vigas (ρ´/ρ = 0,50): (a) SIM, (b) ASIM

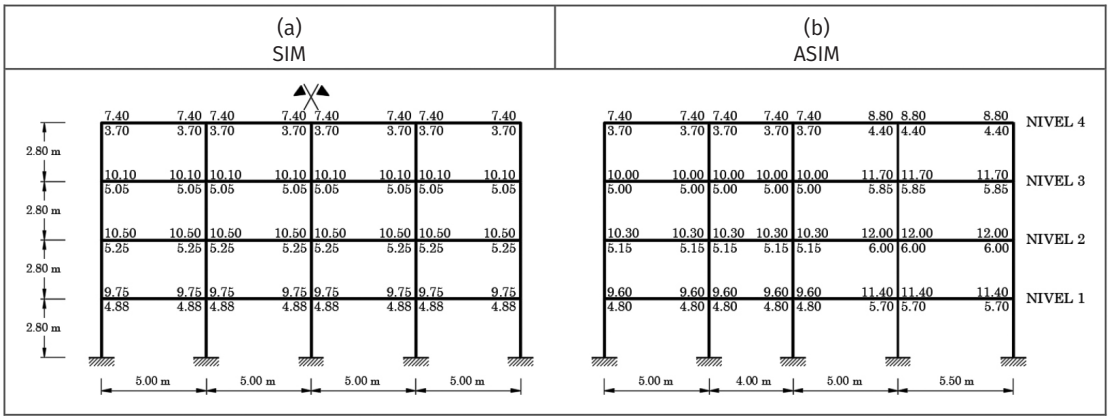


Imagen 10. Áreas de acero de diseño de columnas (cm²): (a) SIM, (b) ASIM

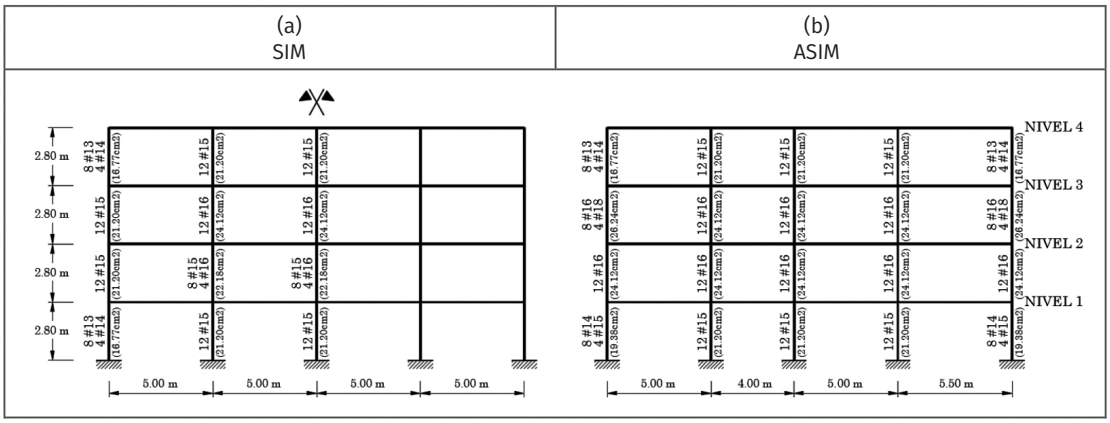
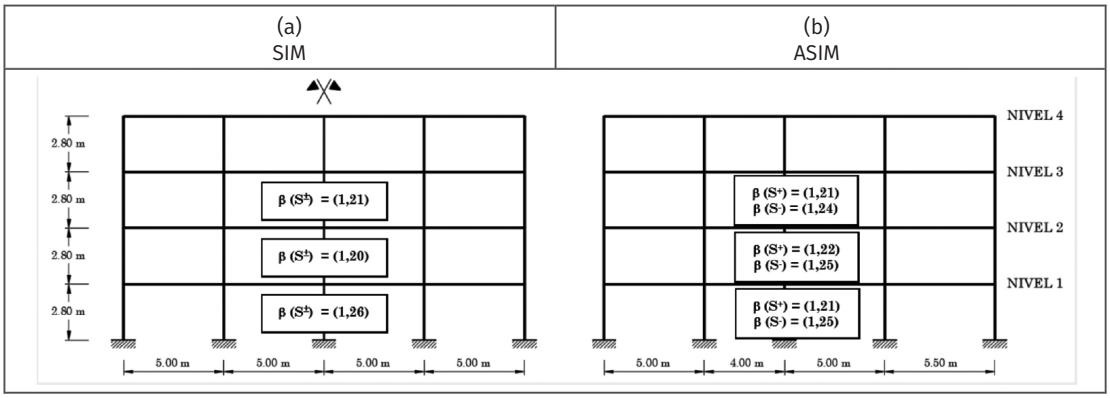


Imagen 11. Verificación de la CFVD por nivel (valores de β): (a) SIM, (b) ASIM



Criterios de desempeño

De acuerdo con NVC 1756 y para el sismo S1, se debe alcanzar un nivel de desempeño denominado Seguridad de Vidas (LS), en donde se presenta daño moderado en algunos miembros estructurales, con pérdida de resistencia y rigidez del sistema, mientras que para el sismo S2 se debe alcanzar el correspondiente a Prevención de Colapso (CP), en el que la estructura solo es capaz de soportar las cargas gravitacionales, con un nivel de daño extenso en miembros estructurales y elementos no estructurales. En este trabajo, para los casos de estudio y escenarios sísmicos considerados (S1 y S2), se emplearon los criterios de desempeño propuestos por la norma europea EN 1998-3 (EN 1998-3, 2005) de acuerdo con dos niveles: SD (Daño Significativo) y NC (Próximo al Colapso). Es posible, dadas las marcadas similitudes entre los niveles de desempeño, asociar los propuestos por ambas normas de la siguiente manera: LS → SD y CP → NC. El nivel de daño de los miembros estructurales de los casos de estudio en los análisis dinámicos no lineales, se asoció con valores de deformación unitaria de los materiales (- indica compresión, + tracción), es decir, p. ej., el aplastamiento del concreto se alcanzó al presentarse un nivel de deformación igual a - 0,006, la cedencia y la rotura del acero de refuerzo con valores de + 0,0025 y + 0,06, respectivamente (Seismosoft, 2023a). Es posible vincular estos valores de deformaciones unitarias con los de las rotaciones plásticas (θ_p) en las cuales se espera alcanzar un determinado nivel de desempeño, como se propone en diferentes documentos tales como ASCE 41, a través de la relación que existe entre θp y la curvatura plástica de cada sección (φ_p) ($\theta_p = \varphi_p.l_p$). De esta manera, a partir de φ_p y la compatibilidad de deformaciones, se calculan los perfiles de deformación unitaria en cada una de las fibras que componen las secciones transversales de integración definidas para cada miembro estructural.

Análisis dinámico no lineal (DIN e IDA)

En el análisis dinámico no lineal (DIN e IDA), considerado el método de análisis no lineal de estructuras más completo, es posible representar la acción sísmica a partir de una serie de registros de aceleraciones, lo que permite obtener resultados estadísticamente robustos, pudiéndose evaluar el desempeño de una estructura partiendo de su respuesta no lineal ante múltiples escenarios. Distintas normas y documentos (ASCE/SEI, 2023; COVENIN, 2019) recomiendan emplear un número mínimo de registros para considerar suficientes variaciones de las respuestas como función de la variabilidad de los registros sísmicos, lo que permite incorporar en el análisis el efecto del contenido frecuencial, duración, intensidad y pulsos de velocidad, entre otras cosas, de un sismo esperado, partiendo de ciertos parámetros tales como el tipo de falla, la magnitud de momento (M_w) y las velocidades de las ondas de corte (V_{sp}). El documento ASCE 41 y la norma NVC 1756 proponen el empleo de un número mínimo de once registros, mientras que la norma EN 1998 (EN 1998-1, 2003) recomienda al menos siete, aunque es válido considerar solo tres registros. Los registros de aceleraciones se pueden obtener de distintas bases de datos mundiales, como, por ejemplo, PEER (Ancheta y otros, 2013), la cual se empleó en este trabajo y cuyos registros seleccionados para los análisis DIN e IDA se muestran en los cuadros 2 y 3. En las imágenes 12 y 13, se presentan los espectros elásticos de respuesta de los once registros de aceleraciones seleccionados, los cuales fueron

DOI: https://doi.org/10.37883/TyC.2026.38.2.01

escalados en un rango de períodos entre $0{,}20T_1$ y $2{,}00T_1$ con el fin de ajustarlos a los valores correspondientes de los espectros elásticos de respuesta de los sismos S1 y S2, siendo T_1 el período del primer modo de vibración de cada caso de estudio, los cuales fueron iguales a $1{,}323_S$ (SIM) y $1{,}292_S$ (ASIM). En vista que los valores de T1 fueron similares en ambos casos de estudio, se empleó el correspondiente al caso SIM solamente, lo que permitió definir un solo rango de valores para el proceso de escalamiento de los espectros de respuesta.

Cuadro 2. Registros de Aceleraciones seleccionados para el sismo S1, con un PMR de 475 años

Evento (#PEER)	Magnitud (M_w)	Estación	Dist. Epicentral (km)	Dist. Plano Ruptura (km)	Factor de Escala
Kobe (1111) (17-01-1995) 6,90		Nishi-Akashi	7,08	7,08	0,4947
Chi-Chi Taiwan-04 (2734) (21-09-1999)	6,20	CHY074	6,02	6,20	0,5095
Victoria, México (265) (09-06-1980)	6,33	Cerro Prieto	13,80	14,37	0,7022
Tottori, Japón (3947) (06-10-2000)	6,61	SMNH01	5,83	5,86	0,7077
Tottori, Japón (3966) (06-10-2000)	6,61	TTR009	8,82	8,83	0,8421
Imperial Valley-06 (164) (15-10-1979)	6,53	Cerro Prieto	15,19	15,19	1,1329
Parkfield-02 (4149) (28-09-2004)	6,00	Parkfield – UPSAR 13	9,00	9,47	1,2114
Tottori, Japón (3943) (06-10-2000)	6,61	SMN015	9,10	9,12	1,3512
Chi-Chi Taiwan-04 (2739) (21-09-1999)	6,20	CHY080	12,44	12,53	1,6734
Parkfield-02 (4140) (28-09-2004)	6,00	Parkfield – UPSAR 03	9,49	9,95	1,7484
Parkfield-02 (4122) (28-09-2004)	6,00	Parkfield – Gold Hill 3W	4,66	5,41	1,7588

Fuente: *PEER* (Ancheta y otros, 2013).

DOI: https://doi.org/10.37883/TyC.2026.38.2.01

Cuadro 3. Registros de Aceleraciones seleccionados para el sismo S2, con un PMR de 2475 años

Evento (#PEER)	Magnitud (M_w)	Estación	Dist. Epicentral (km)	Dist. Plano Ruptura (km)	Factor de Escala
Kobe (1111) (17-01-1995)	6,90	Nishi-Akashi	7,08	7,08	1,0374
Chi-Chi – Taiwan-04 (2734) (21-09-1999)	6,20	CHY074	6,02	6,20	1,0685
Victoria, México (265) (09-06-1980)	6,33	Cerro Prieto	13,80	14,37	1,4727
Tottori, Japón (3964) (06-10-2000)	6,61	TTR007	11,28	11,29	1,4778
Tottori, Japón (3947) (06-10-2000)	6,61	SMNH01	5,83	5,86	1,4842
Tottori, Japón (3966) (06-10-2000)	6,61	SMNH01	8,82	8,83	1,7661
Darfield – NZ (6915) (04-09-2010)	7,00	Heathcote Valley Primary School	24,36	24,47	1,9077
Big Bear-01 (901) (28-06-1992)	6,46	Big Bear Lake - Civic Center	7,31	8,30	1,9634
Parkfield-02 (4147) (28-09-2004)	6,00	Parkfield – UPSAR 11	8,93	9,41	2,0573
Parkfield-02 (4145) (28-09-2004)	6,00	Parkfield – UPSAR 09	8,86	9,34	2,3124
Parkfield-02 (4143) (28-09-2004)	6,00	Parkfield – UPSAR 07	9,14	9,61	2,3728

Fuente: *PEER* (Ancheta y otros, 2013).

Para determinar el número de registros a ser empleados en los análisis IDA fueron considerados los siguientes aspectos: se requiere un gran esfuerzo computacional debido al número elevado de análisis no lineales y las limitaciones en los recursos computacionales disponibles, uno de los objetivos específicos de este trabajo fue evaluar la eficacia de la condición CFVD por nivel mediante análisis no lineales y la norma EN 1998 permite considerar solamente tres registros (EN 1998-1, 2003).

En definitiva, para los análisis IDA se seleccionaron los primeros tres registros de aceleraciones mostrados en el cuadro 1, correspondientes al escenario S1, es decir, los de Kobe, Japón (PEER, #1111) del año 1995, Chi-Chi, Taiwán (PEER, #2734) de 1999 y Victoria, México (PEER, #265) ocurrido en el año 1980. Considerando el nivel de precisión alcanzado en los resultados, se pudo obtener una buena aproximación de la probabilidad de alcanzar el nivel de desempeño SD para el sismo S1 en ambos casos de estudio.

DOI: https://doi.org/10.37883/TyC.2026.38.2.01

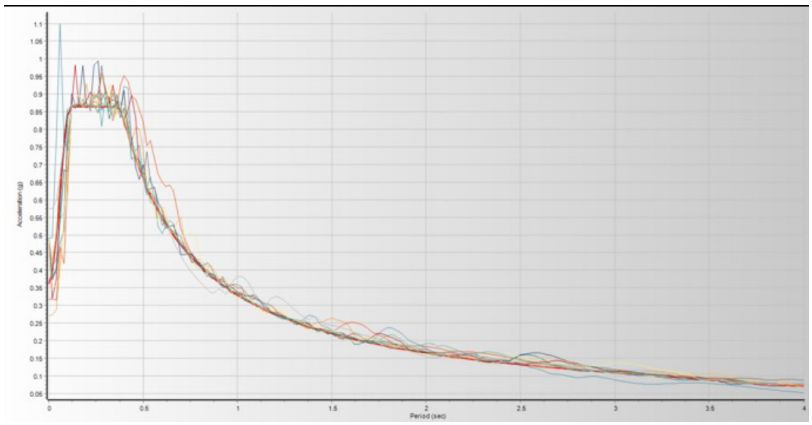
Resultados de los análisis dinámicos no lineales

a) Análisis DIN

En el cuadro 4 se muestra la cedencia de las vigas y columnas del caso de estudio SIM para ambos sismos (S1 y S2), junto con los valores asociados de los desplazamientos laterales máximos alcanzados (Dmáx) del nivel techo para cada registro de aceleraciones. El cuadro 5 indica las revisiones del desempeño de las vigas y columnas basadas en la Norma EN-1998 y los extremos de los miembros en donde se registraron, siendo DL el desempeño Limitación del Daño. Por su parte, los cuadros 6 y 8 muestran, entre otras cosas, los valores de los desplazamientos D_y (cedente), D_{SD} y D_{NC} (asociados a los desempeños SD y NC) y los cortes basales (V_b) relacionados con S1 y S2, para el caso SIM. Los desplazamientos D_{SD} y D_{NC} se obtuvieron en el momento en el que, al menos, un miembro estructural alcanzó los niveles de desempeño SD y NC. También se muestran los valores de los tiempos en los cuales se alcanzaron los desplazamientos D_y, D_{SD} y D_{NC}, identificados como $T_{(y)}$, $T_{(SD)}$ y $T_{(NC)}$, respectivamente.

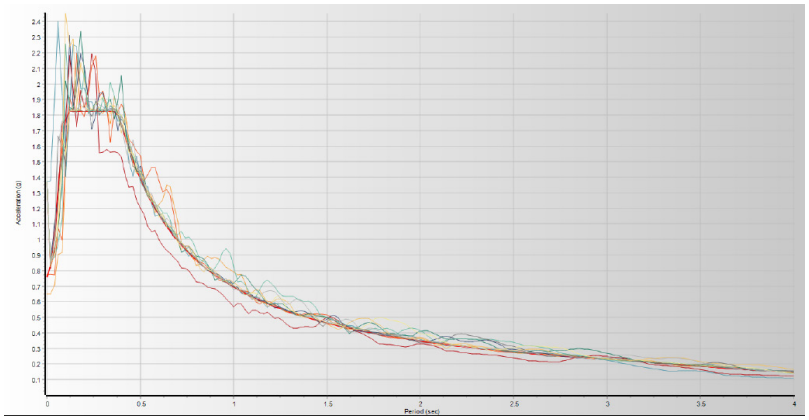
De acuerdo con lo planteado en el trabajo de Chang *et al*. (2020), fue posible definir el Radio de Rótulas Plásticas ($r_{p,i}$) como el número de rótulas que se forman en las vigas ($r_{pf,vig}$) o columnas ($r_{pf,col}$) para un determinado nivel del desempeño en toda la edificación, en cada sentido y dirección de la acción sísmica, con relación al número total de extremos disponibles o rótulas plásticas posibles en los miembros correspondientes ($r_{p,i,total}$), lo cual se obtiene al observar las imágenes de la cedencia en vigas y columnas con respecto a cada desempeño. Asimismo, se muestra la relación $r_{p,col}$ / $r_{p,vig}$, en donde los valores más altos indican una alta probabilidad de que la estructura colapse globalmente debido a una inestabilidad general, mientras que los menores valores indican la formación de rótulas plásticas en ciertos niveles en los cuales una excesiva rotación pudiera generar una inestabilidad dinámica local y conducir a un colapso progresivo de la estructura. En los cuadros 7 y 9 se muestra el resumen de los radios de rótulas plásticas en vigas y columnas para el caso SIM con los sismos S1 y S2 y los desempeños SD y NC. De forma análoga, los cuadros 10 al 15 presentan esta misma información relacionada con el caso ASIM.

Imagen 12. Espectros de respuesta “escalados” de los once registros de aceleraciones a ser empleados en el análisis DIN para el sismo S1.



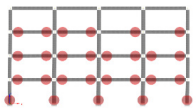
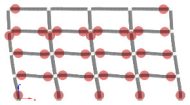
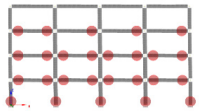
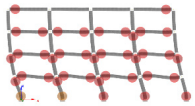
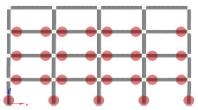
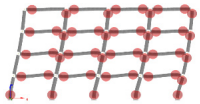
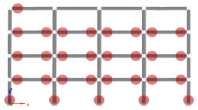
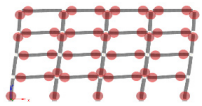
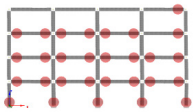
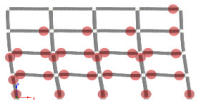
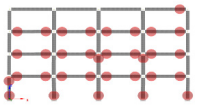
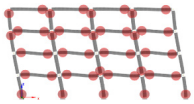
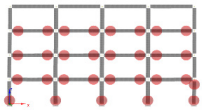
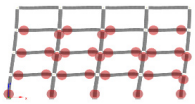
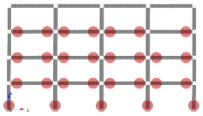
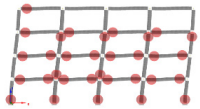
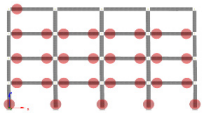
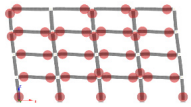
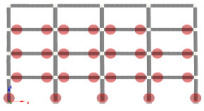
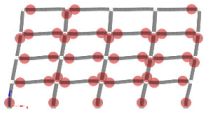
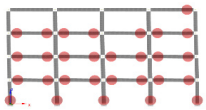
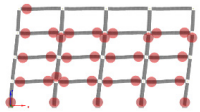
Fuente: Seismosoft, 2023b.

Imagen 13. Espectros de respuesta “escalados” de los once registros de aceleraciones a ser empleados en el análisis DIN para el sismo S2.



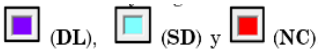
Fuente: Seismosoft, 2023b.

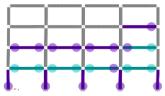
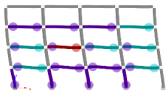
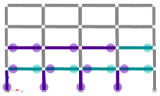
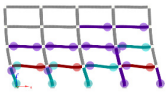
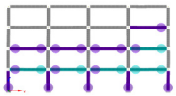
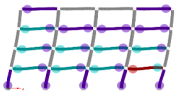
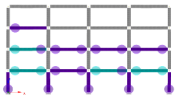
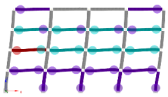
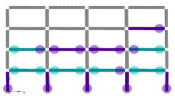
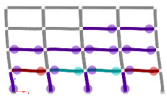
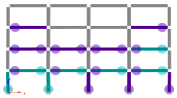
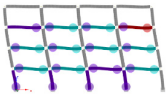
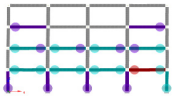
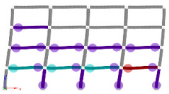
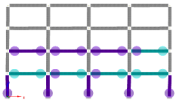
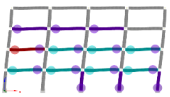
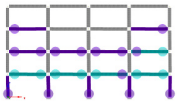
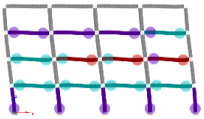
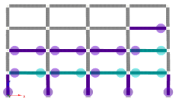
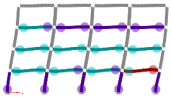
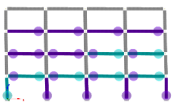
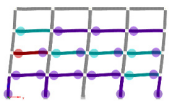
Cuadro 4. Resultados de la cedencia de vigas y columnas correspondiente al valor de $D_{máx}$ en el análisis DIN para el caso SIM y los Sismos S1 y S2

Registro de Aceleraciones (#PEER)	Cedencia (S1)	$D_{máx}$ (m)	Registro de Aceleraciones (#PEER)	Cedencia (S2)	$D_{máx}$ (m)
RSN-1111		0,088	RSN-1111		0,162
RSN-2734		0,095	RSN-2734		0,232
RSN-265		0,088	RSN-265		0,240
RSN-3947		0,087	RSN-3964		0,175
RSN-3966		0,089	RSN-3947		0,106
RSN-164		0,090	RSN-3966		0,167
RSN-4149		0,101	RSN-6915		0,150
RSN-3943		0,092	RSN-901		0,188
RSN-2739		0,087	RSN-4147		0,135
RSN-4140		0,091	RSN-4145		0,160
RSN-4122		0,100	RSN-4143		0,126

DOI: https://doi.org/10.37883/TyC.2026.38.2.01

Cuadro 5. Resultados de la revisión basada en la norma EN-1998 en el análisis DIN para el caso SIM y los Sismos S1 y S2



Registro de Aceleraciones (#PEER)	Desempeño (S1)	$D_{máx}$ (m)	Registro de Aceleraciones (#PEER)	Desempeño (S2)	$D_{máx}$ (m)
RSN-1111		0,088	RSN-1111		0,162
RSN-2734		0,095	RSN-2734		0,232
RSN-265		0,088	RSN-265		0,240
RSN-3947		0,087	RSN-3964		0,175
RSN-3966		0,089	RSN-3947		0,106
RSN-164		0,090	RSN-3966		0,167
RSN-4149		0,101	RSN-6915		0,150
RSN-3943		0,092	RSN-901		0,188
RSN-2739		0,087	RSN-4147		0,135
RSN-4140		0,091	RSN-4145		0,160
RSN-4122		0,100	RSN-4143		0,126

Cuadro 6. Resumen de Desplazamientos (D_y, D_{SD}), Relación de Deriva Lateral Total Global (Δ_{GT}) y Corte Basal asociado (V_b) (S1) (Caso SIM)

Registro de Aceleraciones	D_y (m)	V_y (kN)	$T_{(y)}$ (seg)	$D_{(SD)}$ (m)	$V_{b(SD)}$ (kN)	$T_{(SD)}$ (seg)	$\Delta_{GT(SD)}$
RSN-1111	0,042	413,73	6,37	0,078	499,10	11,11	0,0070 (0,70%)
RSN-2734	0,041	501,53	25,53	0,093	444,82	25,74	0,0083 (0,83%)
RSN-265	0,041	414,51	4,25	0,076	448,91	8,18	0,0068 (0,68%)
RSN-3947	0,043	315,50	21,08	0,083	503,51	21,24	0,0074 (0,74%)
RSN-3966	0,040	580,20	20,32	0,084	550,66	22,39	0,0071 (0,71%)
RSN-164	0,042	362,23	5,98	0,077	430,29	19,56	0,0069 (0,69%)
RSN-4149	0,038	372,48	5,96	0,082	490,53	6,50	0,0073 (0,73%)
RSN-3943	0,044	466,71	22,32	0,088	469,96	22,54	0,0079 (0,76%)
RSN-2739	0,036	460,22	24,88	0,078	393,55	31,25	0,0070 (0,70%)
RSN-4140	0,043	388,87	6,06	0,081	475,54	10,41	0,0072 (0,72%)
RSN-4122	0,033	416,46	2,30	0,076	486,50	2,48	0,0068 (0,68%)
Promedio	0,0403	426,59	-	0,0815	472,12	-	0,00728

Cuadro 7. Radios de Rótulas Plásticas ($r_{p,i}$) en vigas y columnas (S1) (Caso SIM) para el nivel de desempeño SD

Registro de Aceleraciones	$r_{p,vig,total}$	$r_{pf,vig}$	$r_{p,vig}$	$r_{p,col,total}$	$r_{pf,col}$	$r_{p,col}$	$\frac{r_{p,col}}{r_{p,vig}}$
RSN-1111	32	21	0,66 (66%)	40	5	0,125 (12,5%)	0,19 (19%)
RSN-2734	32	19	0,59 (59%)	40	5	0,125 (12.50%)	0,21 (21%)
RSN-265	32	21	0,66 (66%)	40	5	0,125 (12.50%)	0,19 (19%)
RSN-3947	32	21	0,66 (66%)	40	5	0,125 (12,5%)	0,19 (19%)
RSN-3966	32	22	0,69 (69%)	40	5	0,125 (12.50%)	0,18 (18%)
RSN-164	32	23	0,72 (72%)	40	5	0,125 (12.50%)	0,17 (17%)
RSN-4149	32	20	0,63 (63%)	40	5	0,125 (12.50%)	0,20 (20%)
RSN-3943	32	20	0,63 (63%)	40	5	0,125 (12.50%)	0,20 (20%)
RSN-2739	32	25	0,78 (78%)	40	5	0,125 (12.50%)	0,16 (16%)
RSN-4140	32	22	0,69 (69%)	40	5	0,125 (12.50%)	0,17 (17%)
RSN-4122	32	21	0,66 (66%)	40	5	0,125 (12.50%)	0,19 (19%)
Promedio	32	21	0,67 (67%)	40	5	0,125 (12.50%)	0,24 (24%)

DOI: https://doi.org/10.37883/TyC.2026.38.2.01

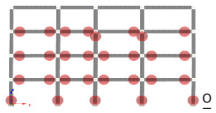
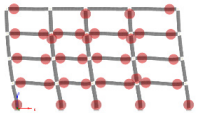
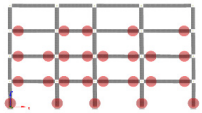
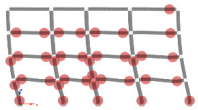
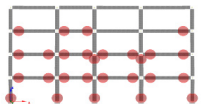
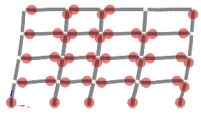
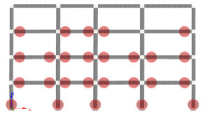
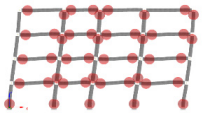
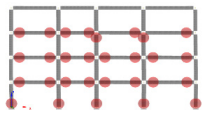
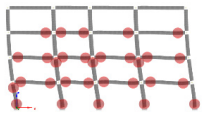
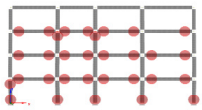
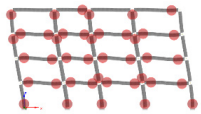
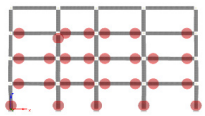
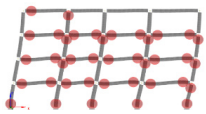
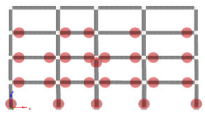
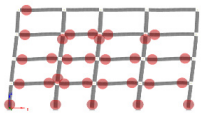
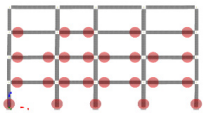
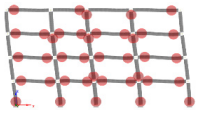
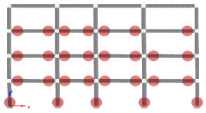
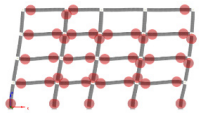
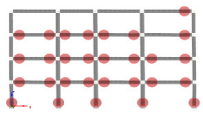
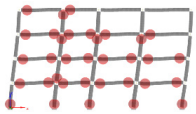
Cuadro 8. Resumen de Desplazamientos (D_{NC}), Relación de Deriva Lateral Total Global (Δ_{GT}) y Corte Basal asociado (V_b) (S2) (Caso SIM)

Registro de Aceleraciones	$D_{(NC)}$ (m)	$V_{b(NC)}$ (kN)	$T_{(NC)}$ (seg)	$\Delta_{GT(SD)}$
RSN-1111	0,123	587,58	6,56	0,0109 (1,09%)
RSN-2734	0,159	517,29	25,64	0,0142 (1,42%)
RSN-265	0,177	523,36	6,20	0,0158 (1,58%)
RSN-3964	0,111	593,29	21,59	0,0100 (1,00%)
RSN-3947	0,101	333,45	20,94	0,0090 (0,90%)
RSN-3966	0,154	509,26	20,56	0,0137 (1,37%)
RSN-6915	0,104	211,78	26,53	0,0093 (0,93%)
RSN-901	0,100	264,64	4,92	0,0089 (0,89%)
RSN-4147	0,107	373,80	6,85	0,0096 (0,96%)
RSN-4145	0,155	486,72	6,54	0,0084 (0,84%)
RSN-4143	0,100	454,32	6,62	0,0089 (0,89%)
Promedio	0,126	441,40	-	0,0113

Cuadro 9. Radios de Rótulas Plásticas ($r_{p,i}$) en vigas y columnas (S2) (Caso SIM) para el nivel de desempeño NC

Registro de Aceleraciones	$r_{p,vig,total}$	$r_{pf,vig}$	$r_{p,vig}$	$r_{p,col,total}$	$r_{pf,col}$	$r_{p,col}$	$\frac{r_{p,col}}{r_{p,vig}}$
RSN-1111	32	26	0,81 (81%)	40	9	0,23 (23%)	0,28 (47%)
RSN-2734	32	26	0,81 (81%)	40	14	0,35 (35%)	0,43 (43%)
RSN-265	32	30	0,94 (94%)	40	18	0,45 (45%)	0,48 (48%)
RSN-3964	32	31	0,97 (97%)	40	18	0,45 (45%)	0,46 (46%)
RSN-3947	32	21	0,66 (66%)	40	10	0,25 (25%)	0,38 (38%)
RSN-3966	32	28	0,88 (88%)	40	15	0,38 (38%)	0,43 (43%)
RSN-6915	32	21	0,66 (66%)	40	12	0,30 (30%)	0,45 (45%)
RSN-901	32	21	0,66 (66%)	40	11	0,28 (28%)	0,42 (42%)
RSN-4147	32	28	0,88 (88%)	40	14	0,35 (35%)	0,40 (40%)
RSN-4145	32	27	0,84 (84%)	40	15	0,38 (38%)	0,45 (45%)
RSN-4143	32	24	0,75 (75%)	40	10	0,25 (25%)	0,34 (34%)
Promedio	32	26	0,81 (78%)	40	13	0,33 (33%)	0,41 (41%)

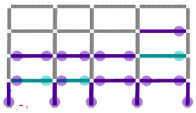
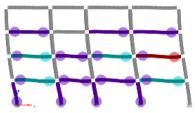
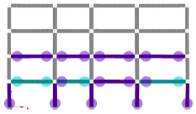
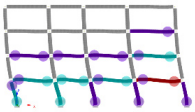
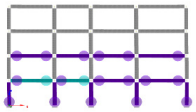
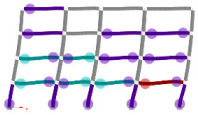
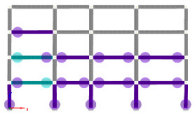
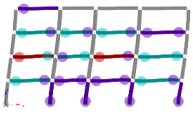
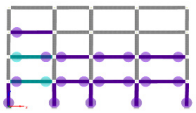
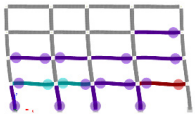
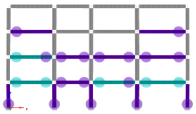
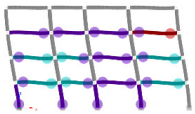
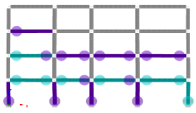
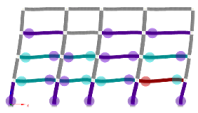
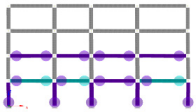
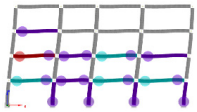
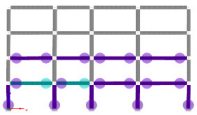
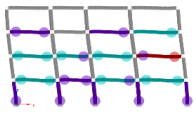
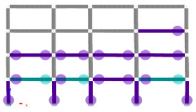
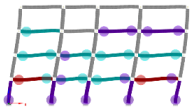
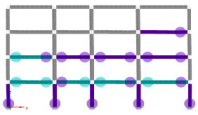
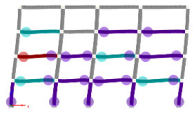
Cuadro 10. Resultados de la cedencia de vigas y columnas correspondiente al valor de $D_{máx}$ en el análisis DIN para el caso ASIM y los Sismos S1 y S2

Registro de Aceleraciones (#PEER)	Cedencia (S1)	$D_{máx}$ (m)	Registro de Aceleraciones (#PEER)	Cedencia (S2)	$D_{máx}$ (m)
RSN-1111		0,094	RSN-1111		0,163
RSN-2734		0,090	RSN-2734		0,212
RSN-265		0,089	RSN-265		0,215
RSN-3947		0,080	RSN-3964		0,122
RSN-3966		0,091	RSN-3947		0,101
RSN-164		0,088	RSN-3966		0,164
RSN-4149		0,099	RSN-6915		0,160
RSN-3943		0,092	RSN-901		0,175
RSN-2739		0,085	RSN-4147		0,130
RSN-4140		0,087	RSN-4145		0,155
RSN-4122		0,094	RSN-4143		0,125

DOI: https://doi.org/10.37883/TyC.2026.38.2.01

Cuadro 11. Resultados de la revisión basada en la norma EN-1998 en el análisis DIN para el caso ASIM y los Sismos S1 y S2



Registro de Aceleraciones (#PEER)	Desempeño (S1)	$D_{máx}$ (m)	Registro de Aceleraciones (#PEER)	Desempeño (S2)	$D_{máx}$ (m)
RSN-1111		0,094	RSN-1111		0,163
RSN-2734		0,090	RSN-2734		0,212
RSN-265		0,089	RSN-265		0,215
RSN-3947		0,080	RSN-3964		0,122
RSN-3966		0,091	RSN-3947		0,101
RSN-164		0,088	RSN-3966		0,164
RSN-4149		0,099	RSN-6915		0,160
RSN-3943		0,092	RSN-901		0,175
RSN-2739		0,085	RSN-4147		0,130
RSN-4140		0,087	RSN-4145		0,155
RSN-4122		0,094	RSN-4143		0,125

Cuadro 12. Resumen de Desplazamientos (D_y, D_{SD}), Relación de Deriva Lateral Total Global (Δ_{GT}) y Corte Basal asociado (V_b) (S1) (Caso ASIM)

Registro de Aceleraciones	D_y (m)	V_y (kN)	$T_{(y)}$ (seg)	$D_{(SD)}$ (m)	$V_{b(SD)}$ (kN)	$T_{(SD)}$ (seg)	$\Delta_{GT(SD)}$
RSN-1111	0,037	377,05	6,11	0,087	484,38	11,09	0,0083 (0,83%)
RSN-2734	0,034	239,74	24,76	0,089	461,18	25,72	0,0079 (0,79%)
RSN-265	0,034	312,99	4,29	0,085	482,93	8,15	0,0074 (0,74%)
RSN-3947	0,030	413,78	21,03	0,075	516,32	21,23	0,0067 (0,67%)
RSN-3966	0,037	389,53	20,40	0,077	541,78	22,40	0,0069 (0,69%)
RSN-164	0,036	265,56	5,61	0,076	558,66	19,01	0,0068 (0,68%)
RSN-4149	0,029	438,83	5,54	0,085	570,10	6,47	0,0076 (0,76%)
RSN-3943	0,036	442,83	22,02	0,088	497,58	22,52	0,0079 (0,79%)
RSN-2739	0,036	391,96	25,24	0,077	448,71	30,12	0,0069 (0,69%)
RSN-4140	0,036	405,00	6,07	0,081	467,36	10,41	0,0072 (0,72%)
RSN-4122	0,024	567,99	2,26	0,086	520,30	4,30	0,0077 (0,77%)
Promedio	0,0370	385,93	-	0,0820	504,48	-	0,00732

Cuadro 13. Radios de Rótulas Plásticas ($r_{p,i}$) en vigas y columnas (S1) (Caso ASIM) para el nivel de desempeño SD

Registro de Aceleraciones	$r_{p,vig,total}$	$r_{pf,vig}$	$r_{p,vig}$	$r_{p,col,total}$	$r_{pf,col}$	$r_{p,col}$	$\frac{r_{p,col}}{r_{p,vig}}$
RSN-1111	32	22	0,69 (69%)	40	7	0,18 (18%)	0,26 (26%)
RSN-2734	32	16	0,50 (50%)	40	7	0,18 (18%)	0,36 (36%)
RSN-265	32	21	0,66 (66%)	40	5	0,125 (12.50%)	0,19 (19%)
RSN-3947	32	17	0,53 (53%)	40	5	0,125 (12,5%)	0,24 (24%)
RSN-3966	32	22	0,69 (69%)	40	7	0,18 (18%)	0,26 (26%)
RSN-164	32	21	0,66 (66%)	40	5	0,125 (12.50%)	0,19 (19%)
RSN-4149	32	19	0,59 (59%)	40	6	0,15 (15%)	0,25 (25%)
RSN-3943	32	18	0,56 (56%)	40	6	0,15 (15%)	0,27 (27%)
RSN-2739	32	21	0,66 (66%)	40	5	0,125 (12.50%)	0,19 (19%)
RSN-4140	32	21	0,66 (66%)	40	5	0,125 (12.50%)	0,19 (19%)
RSN-4122	32	24	0,75 (75%)	40	5	0,125 (12.50%)	0,17 (17%)
Promedio	32	20	0,63 (63%)	40	6	0,144 (14%)	0,233 (23%)

DOI: https://doi.org/10.37883/TyC.2026.38.2.01

Cuadro 14. Resumen de Desplazamientos máximos (D_{NC}), Relación de Deriva Lateral Total Global (Δ_{GT}) y Corte Basal asociado (V_b) (S2) (Caso ASIM)Δ

Registro de Aceleraciones	$D_{(NC)}$ (m)	$V_{b(NC)}$ (kN)	$T_{(NC)}$ (seg)	$\Delta_{GT(SD)}$
RSN-1111	0,123	609,47	6,56	0,0109 (1,09%)
RSN-2734	0,138	783,58	25,60	0,0142 (1,42%)
RSN-265	0,142	655,46	6,17	0,0127 (1,27%)
RSN-3964	0,117	588,05	21,57	0,0104 (1,04%)
RSN-3947	0,098	386,64	20,93	0,0088 (0,88%)
RSN-3966	0,150	423,57	20,51	0,0134 (1,34%)
RSN-6915	0,142	562,06	27,19	0,0127 (0,93%)
RSN-901	0,096	243,71	4,91	0,0086 (0,86%)
RSN-4147	0,108	381,73	6,85	0,0096 (0,96%)
RSN-4145	0,096	454,98	5,40	0,0086 (0,86%)
RSN-4143	0,104	471,14	6,61	0,0093 (0,93%)
Promedio	0,119	505,49	-	0,1060

Cuadro 15. Radios de Rótulas Plásticas ($r_{p,i}$) en vigas y columnas (S2) (Caso ASIM) para el nivel de desempeño NC

Registro de Aceleraciones	$r_{p,vig,total}$	$r_{pf,vig}$	$r_{p,vig}$	$r_{p,col,total}$	$r_{pf,col}$	$r_{p,col}$	$\frac{r_{p,col}}{r_{p,vig}}$
RSN-1111	32	26	0,81 (81%)	40	11	0,28 (28%)	0,35 (35%)
RSN-2734	32	26	0,81 (81%)	40	14	0,35 (35%)	0,43 (43%)
RSN-265	32	27	0,84 (84%)	40	16	0,40 (40%)	0,48 (48%)
RSN-3964	32	29	0,91 (91%)	40	16	0,40 (40%)	0,44 (44%)
RSN-3947	32	21	0,66 (66%)	40	9	0,23 (23%)	0,35 (35%)
RSN-3966	32	26	0,81 (81%)	40	15	0,38 (38%)	0,47 (47%)
RSN-6915	32	25	0,78 (78%)	40	14	0,35 (35%)	0,45 (45%)
RSN-901	32	22	0,69 (69%)	40	9	0,23 (23%)	0,34 (34%)
RSN-4147	32	27	0,84 (84%)	40	12	0,30 (30%)	0,36 (36%)
RSN-4145	32	27	0,84 (84%)	40	15	0,38 (38%)	0,45 (45%)
RSN-4143	32	24	0,75 (75%)	40	10	0,25 (25%)	0,34 (34%)
Promedio	32	25	0,78 (78%)	40	13	0,33 (33%)	0,42 (42%)

b) Análisis IDA

El análisis dinámico incremental o IDA, consiste en una sucesión de análisis dinámicos cuyos registros de aceleraciones han sido progresivamente "escalados" mediante diferentes factores para ir incrementando sus intensidades (Vamvatsikos & Cornell, 2002). A partir de estos análisis, es posible obtener "curvas IDA" o curvas de *pushover* dinámico, en las cuales se grafican índices de desempeño (p. ej., relaciones de derivas laterales totales de entrepisos o globales del edificio versus aceleraciones espectrales), siendo posible construir luego curvas de fragilidad asociadas a distintos niveles de desempeño estructural.

En este trabajo, se emplearon 3 registros de aceleraciones (cuadro 16) para el sismo S1, cuyos resultados de las relaciones de deriva lateral total global (Δ_{GT}) fueron obtenidos de los análisis realizados para cada valor de intensidad de la aceleración pico del terreno o PGA, las cuales fueron luego organizadas, en los tres registros, en valores con incrementos iguales a 0,03g a partir de un proceso de interpolación cúbica (*spline*) hasta llegar a 0,99g. Se obtuvieron, entonces, tres resultados de Δ_{GT} para cada valor de la aceleración en incrementos de 0,03g, uno para cada registro analizado y cuyo valor máximo entre esos tres valores de ΔGT y para cada valor de aceleración, fue empleado luego para obtener la probabilidad de alcanzar los desempeños SD y NC a través de una Simulación de Montecarlo, siendo ΔGT la variable aleatoria. Los valores límites en los cuales se alcanzaron los desempeños SD y NC se obtuvieron de análisis estáticos no lineales adaptativos o APO realizados (cuadro 17) a cada caso de estudio (SIM y ASIM). Al final, estos valores límites de ambos casos de estudio fueron muy similares, estableciéndose, en definitiva, un valor de ΔGT para el desempeño SD igual a 0,0072 y para NC de 0,0117. Las curvas de fragilidad para ambos casos de estudio, se muestran en las imágenes 14 y 15. Es importante destacar también, que a partir de estos análisis APO, fue posible definir los factores de escala a ser empleados en los análisis IDA de una manera más eficaz, ya que al conocerse los valores para los desplazamientos laterales y cortes basales de varios puntos de interés (cedente, máxima capacidad y colapso), se pueden utilizar menos factores de escala para el rango elástico y concentrar una mayor cantidad en el rango inelástico de la estructura.

Cuadro 16. Registros de Aceleraciones seleccionados para el análisis IDA (S1)

Evento (#PEER)	Magnitud (M_w)	Estación	Dist. Epicentral (km)	Dist. Plano Ruptura (km)	Factor de Escala
Kobe (1111) (17-01-1995)	6,90	Nishi-Akashi	7,08	7,08	0,4947
Chi-Chi Taiwan-04 (2734) (21-09-1999)	6,20	CHY074	6,02	6,20	0,5095
Victoria, México (265) (09-06-1980)	6,33	Cerro Prieto	13,80	14,37	0,7022

Fuente: *PEER* (Ancheta y otros, 2013).

Cuadro 17. Resultados análisis APO

Caso de Análisis	Desplazamiento Cedente (dy)	Desplazamiento Desempeño SD y Ductilidad Requerida (μ_{req})	Desplazamiento Desempeño NC y Ductilidad Requerida (μ_{req})
SIM	0,0411m	0,0799m (μ_{req} = 1,944)	0,1684m (μ_{req} = 4,097)
ASIM	0,0426m	0,0779m (μ_{req} = 1,829)	0,1643m (μ_{req} = 3,856)

DOI: https://doi.org/10.37883/TyC.2026.38.2.01

Análisis de resultados

a) En los análisis dinámicos DIN, se alcanzó la condición CFVD por nivel de acuerdo con la propuesta de la norma NVF 1753 para el desempeño SD, con una gran cantidad de rótulas plásticas en vigas y columnas para el desempeño NC y para valores intermedios entre los desempeños SD y NC en extremos de varias columnas de los niveles intermedios en ambos casos de estudio. Se aprecia la formación de mecanismos de piso intermedios para el sismo S2 en los registros RSN-3964 y RSN-4145 del caso SIM. Para el caso de estudio ASIM, se presentaron rótulas plásticas en varias columnas para el sismo S1 en los niveles intermedios para los registros RSN-1111, RSN-3966, RSN-164, RSN-2734 y RSN-3943.

b) Siguiendo lo propuesto en el trabajo de Chang *et al*. (2020), se obtuvo una relación rp,-col / rp,vig para el análisis DIN de 19% en el desempeño SD (sismo S1), mientras que para el desempeño NC (sismo S2), la relación resultó igual a 41% para el caso de estudio SIM, con la formación de numerosas rótulas plásticas en extremos de columnas, lo cual propició la aparición de mecanismos intermedios de piso para algunos registros (RSN-3964 y RSN-4145). Para el desempeño SD y el caso de estudio ASIM, resultó para el análisis DIN de 23%, mientras que para el desempeño NC resultó de 42%. De acuerdo con Chang *et al*., estos resultados sugieren la posibilidad de que la estructura colapse globalmente debido a una inestabilidad general para el desempeño NC, mientras que para el desempeño SD se pudiera esperar una inestabilidad dinámica local y conducir a un colapso progresivo de la estructura.

c) En los análisis dinámicos IDA y considerando solamente el escenario sísmico S1 con 3 registros de aceleraciones, los resultados mostraron, para un valor de la aceleración horizontal del terreno (A_0) de 0,30g, una probabilidad de 97,24% de alcanzar un desempeño SD para el Caso SIM y de 1,95% para el desempeño NC, mientras que para el Caso ASIM, resultaron valores de 95% y 1,69%, respectivamente.

Imagen 14. Curva de fragilidad del caso de estudio SIM para los desempeños SD y NC, sismo S1

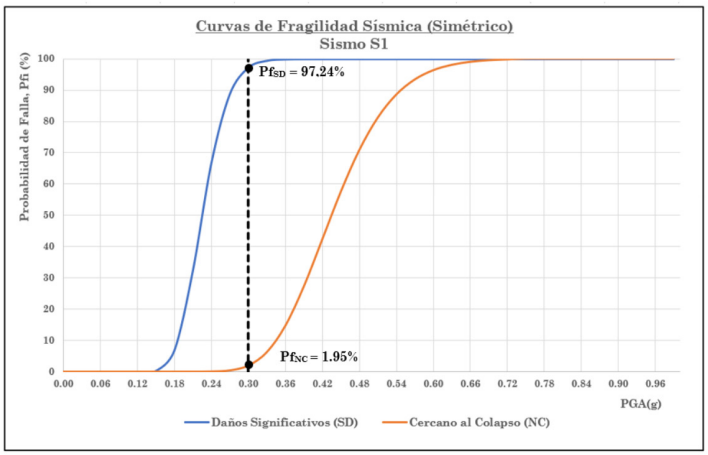
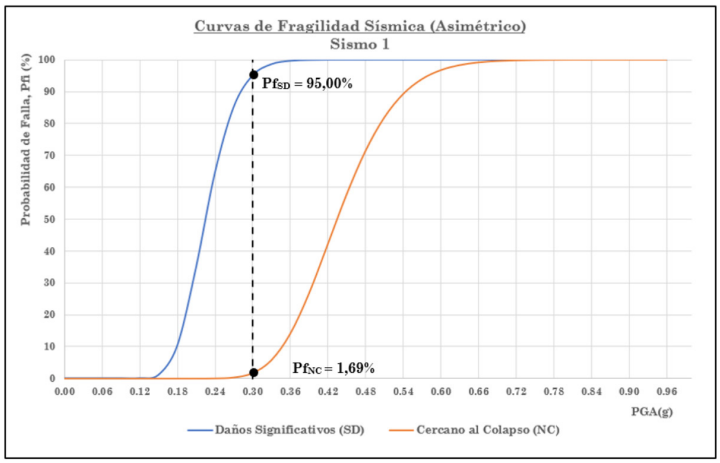


Imagen 15. Curva de fragilidad para el caso de estudio ASIM para los desempeños SD y NC, sismo S1



Conclusiones

En este documento, se indican los resultados de un total de 342 análisis no lineales, distribuidos de la siguiente manera: 4 Dinámicos (DIN) con 11 registros de aceleraciones (44 análisis) y 294 Dinámicos Incrementales (IDA) con 49 factores de escala y 3 registros de aceleraciones, cuyo principal objetivo fue evaluar la eficacia del enfoque por nivel propuesto por la norma NVF 1753 para generar la condición CFVD. Esto permitió concluir que:

- Esta propuesta por nivel mostró eficacia para alcanzar el desempeño esperado de Daños Significativos (SD) asociado con el

sismo de diseño (S1), al no presentarse ningún mecanismo de piso en ambos casos de estudio para los análisis dinámicos no lineales (DIN) realizados. Sin embargo, para el caso ASIM y este mismo desempeño, se evidenciaron rótulas plásticas en varios extremos de ciertas columnas para algunos registros de aceleraciones. Para valores intermedios entre los desempeños SD y NC y en ambos casos de estudio, no fue eficaz, ya que aparecieron numerosas rótulas plásticas en extremos de columnas de los niveles intermedios, lo cual pudiera propiciar la formación de algún mecanismo de piso.

- Con respecto a los métodos de análisis dinámico no lineal empleados, es importante destacar que ambos requieren una significativa inversión de recursos computacionales. Esta demanda de recursos es mayor en el análisis IDA, ya que por cada registro de aceleraciones empleado se requiere una gran cantidad de análisis dinámicos no lineales individuales (uno por cada factor de escala). Sin embargo, esta es precisamente la razón por la cual dicho método de análisis permite obtener resultados estadísticamente robustos, ya que la variabilidad de la acción sísmica para un escenario sísmico particular, queda mejor representada en la medida en que aumenta el número de registros empleados.
- Si bien los dos casos analizados corresponden a edificios de baja altura y que estas conclusiones no pueden ser generalizadas sin evaluaciones adicionales, se considera que –como alternativa en la propuesta para generar la condición CFVD por nivel de la norma NVF 1753– los resultados sugieren la posibilidad de incorporar ciertos factores para mejorar su eficacia (como p. ej., el endurecimiento por deformación de los aceros de refuerzo de vigas y columnas y la influencia de los modos superiores de vibración) (Loges y Marinilli, 2023 y 2024), con lo cual se busque disipar energía por deformaciones inelásticas proveniente de la acción sísmica, principalmente en los extremos de las vigas de edificaciones aporticadas, alcanzándose de esta manera mecanismos plásticos estables.

Referencias bibliográficas

Ancheta, T. D.; Darragh, R. B. ; Stewart, J. P ; Seyhan, E.; Silva, W. J. *et al.* (2013). PEER NGA-West2 Database, PEER Report 2013-03. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA. https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/2013_03_ancheta_7.3.2020.pdf

Arnal, H. y Epelboim, S. (1984). *Manual para el proyecto de estructuras de concreto armado para edificaciones*. Ministerio de Desarrollo Urbano-MINDUR. Caracas.

ASCE/SEI (2023). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (41-23).* Estados Unidos.

Cagurandan, C. K. (2015). Effects of Strong Column - Weak Beam Ratios on Collapse Capacities of Tall Reinforced Concrete Moment Frame Structures. Tesis Doctoral, Berkeley.

Castilla, E. y Marinilli, A. (2001). Propiedades del acero de refuerzo para el diseño de estructuras sismorresistentes. *Boletín Técnico IMME,* vol. 39, nº 1.

Chang, W.; Zuanfeng, P.; Chenjua, J. & Shaoping, M. (2020). Evaluation of deformation - based seismic performance of RECC frames based on IDA method. *Engineering Structures,* 211 (10). https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110499

COVENIN (2019). *Construcciones sismorresistentes* (2da. revisión) *1756-1:2019.* Caracas, Venezuela: Comisión Venezolana de Normas Industriales.

COVENIN (2000). *Barras y rollos de acero con resaltes para uso como refuerzo estructural* (4ta. revisión) *316:2000*. Caracas, Venezuela: Comisión Venezolana de Normas Industriales.

DOI: https://doi.org/10.37883/TyC.2026.38.2.01

COVENIN (1988). *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones 2002:88.* Caracas, Venezuela: Comisión Venezolana de Normas Industriales.

CSI-Computers and Structures Inc. (2006). *Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three - Dimensional Structures. Basic Analysis Reference Manual. Computers and Structures, Inc.* Berkeley, Ca.

Dooley, K., & Bracci, J. (2001). Seismic evaluation of column - to - beam strenght ratios in reinforced concrete frames. *ACI Structural Journal,* Vol. 98, nº 6: 843-851.

EN 1998-1 (2003). *European Committee for Standardization. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings.* Draft January 2003. Bruselas.

EN 1998-3 (2005). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.* C. E. Estandarización, Ed., Bruselas.

FONDONORMA (2006). *Norma Venezolana NVF 1753:2006. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural.* Caracas, Venezuela.

Loges, S. y Marinilli, A. (2018). Evaluación del Procedimiento 2 de la Norma Venezolana Fondonorma NVF 1753:2006 para Generar la Condición Columna Fuerte Viga Débil Mediante Análisis No Lineales. JIFI 2018. Jornadas de Investigación, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela.

Loges, S., y Marinilli, A. (2023). Evaluación del efecto de los modos superiores de vibración en la verificación de la condición columna fuerte viga débil según el enfoque por nivel. XXXVIII Jornadas de Investigación IDEC. Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad Central de Venezuela.

Loges, S., y Marinilli, A. (2024). Incidencia del endurecimiento por deformación del acero de refuerzo longitudinal de vigas en la verificación de la condición colulmna fuerte viga débil por nivel en pórticos regulares de concreto reforzado. Trienal de Investigación. Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad Central de Venezuela.

Loges, S., y Marinilli, A. (2025a). Enfoques por nodos y por nivel para la verificación de la condición columna fuerte viga débil en pórticos de concreto reforzado. Revista *Tecnología y Construcción,* 37(I): 62-77.

Loges, S., y Marinilli, A. (2025b). Desempeño de pórticos de concreto reforzado empleando el enfoque por nivel para generar la condición columna fuerte viga débil a través de análisis estáticos no lineales. XL Jornadas de Investigación IDEC FAU UCV, IV Jornadas de Investigación del IU FAU UCV y IX Jornadas de Innovación y Desarrollo Sostenible del CID FI UCAB.

Mander, J.; Priestley, M. & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering,* vol. 114, nº 8. American Society of Civil Engineers (ASCE): 1827-1849.

Marinilli, A. (2017). Evaluación probabilística de la condición "columna fuerte viga débil". Trienal de Investigación 2017. Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad Central de Venezuela.

Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings.* Estados Unidos de América: Wiley & Songs.

SEAOC (2019). *Blue Book: Seismic design recommendations.* Structural Engineers Association of California. Seismology Committee. Sacramento, California.

SEAOC (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary (Blue Book).* Structural Engineers Association of California. Seismology Committee. Seventh Edition ed..

Seismosoft (2023a). *Seismostruct - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures.* Pavia, Italia.

Seismosoft (2023b). *SeismoMatch - A computer program for Response Spectrum Matching.* Pavia, Italia.

Spacone, E.; Ciampi, V. & Filippou, F. (1996). Mixed formulation of nonlinear beam finite element. *Computers & Structures,* vol. 58, nº 1: 71-83. https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/004579499500103N

Tian, H. & Yinfeng, D. (2020). Comparison of yield mechanism of strong column - weak beam of reinforced concrete frame structure. *Vibroengineering PROCEDIA,* 33: 39-43. https://doi.org/10.21595/vp.2020.21581

Vamvatsikos, D. & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering Structural Dynamics,* 31(3): 491-514. https://doi.org/10.1002/eqe.141