

## Enfoques por nodos y por nivel para la verificación de la condición columna fuerte viga débil en pórticos de concreto reforzado\*

## Verification of strong column-weak beam condition in reinforced concrete frames with joint and story based methodologies

Esp. Ing. Sigfrido Loges F.

<https://orcid.org/0009-0009-2476-0147>

Correo-e: [sloges@gmail.com](mailto:sloges@gmail.com)

Dr. Ing. Angelo L. Marinilli M.

<https://orcid.org/0009-0004-1465-1055>

Correo-e: [angelomarinilli@gmail.com](mailto:angelomarinilli@gmail.com)

Recibido: 20-05-2024 | Aceptado: 16-11-2024

### Resumen

En la edición del año 1999 del documento SEAOC *Blue Book*, se propuso un nuevo enfoque por nivel para realizar la verificación de la condición columna fuerte viga débil en edificaciones aporticadas de concreto reforzado, al considerar que la práctica adoptada por un gran número de normas internacionales, basada en el estudio de cada nodo de la edificación, no resultó completamente eficaz para prevenir la formación de mecanismos de piso, como conclusión de un número de análisis no lineales llevados a cabo a una serie de casos de estudio de edificaciones aporticadas. Este nuevo enfoque se realiza por cada nivel de la edificación, tomando en cuenta a todas las vigas y columnas del sistema resistente a sismos, en cada dirección y sentido de la acción sísmica. Sin embargo, dicho enfoque solamente ha sido adoptado por la norma venezolana NVF 1753-2006 como una de las dos alternativas recomendadas. En este trabajo se explica la filosofía detrás del enfoque por nivel y se demuestra su eficacia al comparar sus resultados con aquellos obtenidos aplicando el enfoque por nodos, con base en la realización de análisis no lineales a modelos de pórticos planos regulares de concreto reforzado de varios niveles, bajo los lineamientos de la Norma Venezolana COVENIN 1756.

### Descriptores

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

### Abstract

In the 1999 edition of SEAOC *Blue Book*, a new story approach was proposed to verify the strong column weak beam condition in reinforced concrete frames buildings, considering that the practice adopted by many international standards, based in each node of the building, was not effective to preventing story mechanisms when nonlinear analysis was carried out on a several studies of framed buildings. This approach is carried out for each story of the building, taking into account all beams and columns of the seismic resistant system, with seismic action acting in each direction. However, this approach has only been adopted by the Venezuelan standard NVF 1753-2006 as one of the two recommended approaches. This article explains the philosophy behind the story approach, demonstrating its effectiveness by performing nonlinear analysis of multi-levels regular reinforced concrete frames, based in the Venezuelan Seismic Standard COVENIN 1756.

### Descriptors

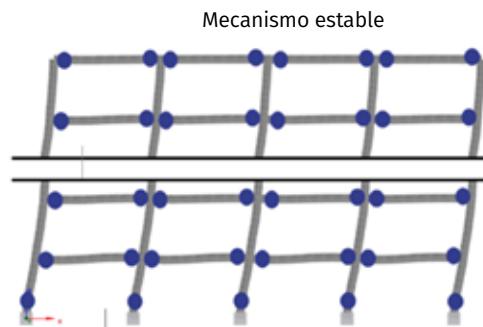
Frames, reinforced concrete, strong column weak beam, story approach, nonlinear analysis.

\* Agradecimiento al Instituto de Desarrollo Tecnológico de la Construcción-IDEC de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad Central de Venezuela por el apoyo recibido durante la fase de elaboración de la Tesis Doctoral, así como al Fondo Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación por el financiamiento otorgado a través del Proyecto FONACIT nº 2023000156 “Programa de Mejoramiento de la Seguridad Estructural para Ciudades más Resilientes, Inteligentes y Sostenibles en Venezuela”.

El objetivo principal de las normas estructurales es que los miembros de edificaciones aporticadas que sean diseñados para resistir la acción sísmica, permitan disipar la energía proveniente de ésta a través de la formación de mecanismos dúctiles que sean estables, con un desempeño esperado. El mecanismo de colapso plástico denominado “ideal” (ver imagen 1a), concentra el daño en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del edificio, pero para que esto suceda, las columnas deben ser más resistentes que las vigas y es lo que se conoce como condición columna fuerte viga débil (CFVD en lo sucesivo). La aparición de otros mecanismos con daño localizado en extremos de ciertas columnas, pueden llevar a la formación de mecanismos de piso y conducir a la inestabilidad de la edificación (ver imagen 1b).

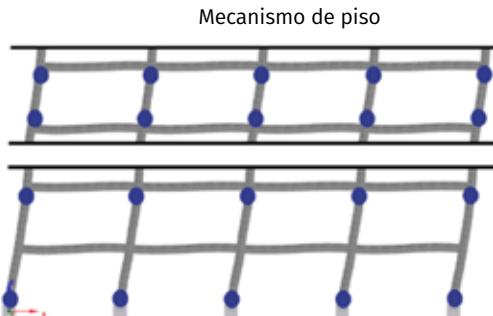
La CFVD se verifica, en general, partiendo de una comparación entre las resistencias de las vigas y columnas, obtenidas con los aceros longitudinales resultantes del diseño, considerando las vigas como miembros a flexión y las columnas a flexión y carga axial. La norma norteamericana de concreto reforzado ACI 318, en su edición del año 1971 (ACI, 1971), propuso realizar una comparación entre las resistencias de diseño de las vigas y columnas en cada uno de los nodos de la edificación y en cada nivel (verificación “por nodos”) indicando que la resistencia mínima requerida de las columnas debía ser, al menos, igual a la de las vigas en cada dirección y sentido de la acción sísmica (ver imagen 2). En la edición del año 1983 (ACI, 1983) se propuso dar un valor mayor a las columnas al plantearse que la sumatoria de sus resistencias nominales en cada nodo fuera, al menos, igual a  $6/5(\alpha)$  de la resistencia nominal de las vigas. La propuesta se mantiene vigente en la última edición de esta norma (ACI, 2022).

**Imagen 1a.** Mecanismos plásticos de disipación de energía en pórticos de concreto reforzado.



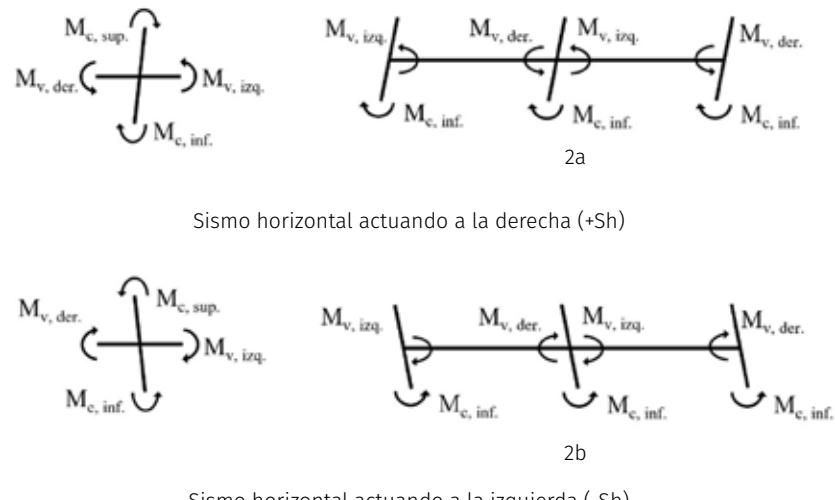
Fuente: Elaboración propia.

**Imagen 1b.** Mecanismos plásticos de disipación de energía en pórticos de concreto reforzado.



Fuente: Elaboración propia.

**Imagen 2.** Verificación por nodos (1) y por nivel (2)



Sismo horizontal actuando a la derecha (+Sh)

Fuente: Marinilli, 2017.

Este planteamiento ha sido adoptado también por otras normas internacionales (ver cuadro 1), variando solamente el valor requerido de  $\alpha$  (ver Ecuación 1). Una de las normas que adoptó esta propuesta ACI fue la venezolana COVENIN 1753, que en su edición del año 1985 (COVENIN, 1987) lo incluyó como parte del capítulo 18, dedicado específicamente al diseño sismorresistente de los miembros estructurales.

La versión actual de esta última norma, identificada como Norma Venezolana 1753-2006 (FONDONORMA, 2006) (en adelante NNF 1753-2006), adiciona una propuesta más de verificación de la CFVD, basada en el planteamiento del documento SEAOC *Blue Book*, edición del año 1999 (SEAOC, 1999), y ha sido denominada verificación “por nivel”, en donde se consideran las resistencias nominales de todas las vigas y todas las columnas inmediatamente por debajo de cada uno de los niveles de la edificación, en cada dirección y sentido de la acción sísmica, proponiendo el SEAOC que la razón entre ambas sumatorias resulte, al menos, igual a la unidad (ver Ecuación 2), es decir, lo importante es la suma de las resistencias de las columnas más que sus resistencias individuales (ver ima-

gen 2). La norma NNF 1753-2006 modificó el valor de la razón entre estas resistencias a 1.20. Es importante destacar, que en la edición del año 2019 del *Blue Book* (SEAOC, 2019), se considera este enfoque por nivel como el más adecuado para verificar la CFVD en edificaciones aportadas de concreto reforzado. Sin embargo, esta propuesta solamente ha sido adoptada por la norma NNF 1753-2006.

$$\Sigma M_{nc} \geq \alpha * \Sigma M_{nb} \quad (\text{Ecuación 1})$$

$$\Sigma M_{cn} \geq \beta * \Sigma M_{vn} \quad (\text{Ecuación 2})$$

Donde:

$\Sigma M_{nc}$  = Sumatoria de las resistencias nominales a flexión de las columnas (superior e inferior) que concurren en cada nodo.

$\Sigma M_{nb}$  = Sumatoria de las resistencias nominales a flexión de las vigas (derecha e izquierda) que concurren en cada nodo.

$\alpha$  = Valor mínimo requerido para la resistencia nominal de las columnas que concurren en cada nodo, con base en las resistencias nominales a flexión de las vigas en una misma dirección.

$\Sigma M_{cn}$  = Sumatoria de todas las resistencias nominales a flexión de las columnas por debajo del nivel en estudio, en una misma dirección.

$\Sigma M_{vn}$  = Sumatoria de todas las resistencias nominales a flexión de las vigas del nivel en estudio, en una misma dirección.

$\beta$  = Valor mínimo requerido para la sumatoria de la resistencia nominal de todas las columnas de un nivel, con base en la sumatoria de todas las resistencias nominales a flexión de las vigas en ese mismo nivel y en una misma dirección.

La Norma de Nueva Zelanda NZS 3101 (2006), la cual parte de un diseño por capacidad, incluye también dos propuestas para obtener la resistencia mínima requerida de las columnas, denominadas Método A y Método B, pero con la incorporación de ciertos factores para considerar, entre otras cosas, la sobrerresistencia de las vigas ( $\phi$ ) y el efecto de los modos su-

**Cuadro 1.** Valores normativos del factor  $\alpha$  para la revisión de la condición CFVD

| País              | Norma             | Valor de $\alpha$ |
|-------------------|-------------------|-------------------|
| Estados Unidos    | ACI 318-19(22)    | 6/5               |
| Venezuela         | NNF 1753:2006     | 1,20              |
| Comunidad Europea | EN 1998-1:2003    | 1,30              |
| India             | IS 13920 (2014)   | 1,40              |
| Ecuador           | NEC 2015          | (*)               |
| Nueva Zelanda     | NZS 3101.1:2006   | (*)               |
| Colombia          | NSR-10            | 1,20              |
| México            | NTC 2017          | 1,50              |
| Estados Unidos    | AISC 341-16       | > 1,00            |
| Venezuela         | COVENIN 1618:1998 | $\geq 1,00$       |

(\*) Se realiza un diseño por capacidad.

Fuente: Elaboración propia.

periores de vibración ( $\omega$ ), de acuerdo con la altura ( $h$ ) de la edificación. El Método A plantea la verificación de la CFVD por cada nodo de la edificación mientras que el Método B propone una verificación por nivel cuya filosofía difiere de la planteada por SEAOC, ya que parte de las resistencias a corte de las columnas para equilibrar las acciones máximas probables en las zonas de rótulas plásticas de cada nivel, y no de la sumatoria de las resistencias nominales a flexión de las vigas (SEAOC, 1999). El Método A es considerado como el que mayor nivel de protección proporciona para evitar la formación de rótulas plásticas en columnas ante la acción sísmica, mientras que el Método B brinda mayor flexibilidad en el diseño de las columnas, reconociéndose, sin embargo, como el que proporciona mayor consistencia en el nivel de resistencia de las columnas en contra de la formación de mecanismos de piso (NZCS, 2008).

La intención de este trabajo es mostrar la eficacia del método por nivel propuesto por la SEAOC, evaluando la posibilidad de considerarlo como una alternativa eficiente para alcanzar la CFVD. Se basa en los análisis estáticos y dinámicos no lineales realizados a varios casos de estudio, constituidos por pórticos de concreto reforzado de 3, 7 y 12 niveles, orientados a evaluar su desempeño sismorresistente y la probabilidad de alcanzar un cierto estado de daño. Este trabajo forma parte de una investigación doctoral.

### Algunos antecedentes para evaluar la eficacia de los enfoques por nodos y nivel para generar la CFVD

Los daños dejados por terremotos en edificaciones aportadas de concreto reforzado en los últimos años, y especialmente en las columnas con la consecuente formación de mecanismos de piso, han despertado el interés por evaluar si son eficaces los enfoques o las propuestas normativas actuales con relación a la verificación de la CFVD. Se han realizado al-

gunos trabajos empleando el enfoque por nodos en pórticos de concreto reforzado de varios pisos (Dooley & Bracci, 2001; Marinilli, 2012; Marinilli, 2014; Sunayana, 2014; Cagurandan, 2015; Rodríguez, 2015; Romay, 2016; Marinilli, 2017), concluyéndose que aun cuando la CFVD resulte en valores de  $\alpha$  iguales o mayores a 6/5, como se establece en las normas ACI 318 y NNF 1753-2006, los análisis no lineales realizados evidenciaron la aparición de mecanismos de piso en un cierto número de casos de estudio. Por ello se ha sugerido aumentar el valor de  $\alpha$  para evitar la aparición de tales mecanismos de piso, lo cual ha coincidido plenamente con los resultados alcanzados en otras investigaciones (Medina & Krawinkler, 2005; Haselton & Deierlein, 2008; Sudarsana, 2014).

Otros trabajos (Surana et al., 2018; Nie et al., 2020; Tian & Yinfeng, 2020; Zhang & Tao, 2021) indicaron la influencia de ciertos factores en la CFVD, como el acero de refuerzo de las losas de piso vaciadas monolíticamente con las vigas y a una cierta distancia a cada lado de estas (aumento de la resistencia a flexión de las vigas), paredes de relleno (pueden modificar la distribución de rigideces en la edificación), detallado adicional al resultante del diseño del acero de refuerzo en los extremos de las vigas y magnitud de las cargas gravitacionales (influencia en la posible formación de rótulas plásticas en los tramos de las vigas). El nivel de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo de las columnas de acuerdo con la magnitud de la carga axial, es otro factor que se ha tomado en cuenta, habiendo sido evaluado por Haselton et al. (2007), llegándose al desarrollo de una ecuación (ver Ecuación 3) que resulta en valores de dicho nivel de endurecimiento que van desde 1,11 hasta 1,22, sugiriéndose emplear un valor general de 1,13. En juntas viga-columna también se han realizado evaluaciones para determinar si el valor del factor  $\alpha$  puede influir en su desempeño bajo acciones sísmicas, como se indica en el trabajo de Shiohara et al. (2012), en donde a través del análisis no lineal de un

edificio de 9 pisos, se llegó a la conclusión de que los valores de  $\alpha$  inferiores a 1,50 pueden incidir en la aparición de mecanismos de fallas por corte (frágiles) en las juntas internas de las edificaciones.

$$\frac{M_c}{M_y} = (1,25)(0,89)^v(0,91)^{0,01\lambda f'_c} \quad (\text{Ecuación 3})$$

Donde:

$M_c$  = Resistencia última (máxima) en flexo compresión de la columna incluyendo el efecto del endurecimiento por deformación del acero de refuerzo longitudinal.

$M_y$  = Resistencia cedente en flexo compresión de la columna.

$v = \frac{P}{A_g f'_c}$ , siendo  $P$  la carga axial de diseño,  $A_g$  el área gruesa de la columna y  $f'_c$  la resistencia a compresión del concreto.

$\lambda$  = variable para convertir unidades, toma el valor de 1,00 cuando las unidades de  $f'_c$  son MPa y de 6,90 cuando se emplean ksi.

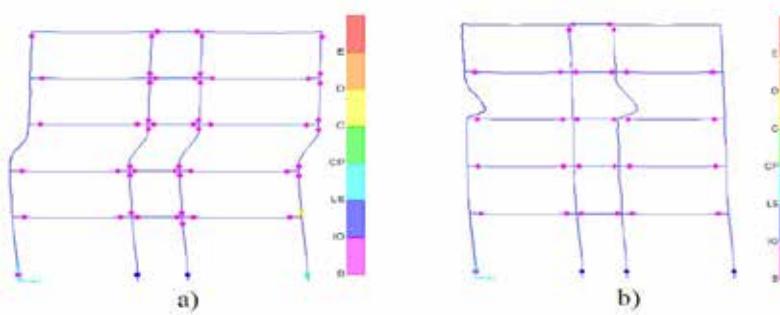
Para determinar las posibles variables que más influencia pudieran tener para alcanzar la CFVD, las cuales luego pudieran ser incorporadas a la propuesta por nivel de SEAOC, se consultó el estudio llevado a cabo por Tian & Yinfeng (2020). En dicho estudio, se realizó

una comparación de varias propuestas por nodos para generar la CFVD indicadas en las normas de China (GB50011-2010, 2010), Europa (EN, 2003), Estados Unidos (ACI, 2005) y Nueva Zelanda (NZS 3101, 2006), con el principal objetivo de evaluar su eficacia al realizar análisis no lineales a pórticos de concreto reforzado de 5 niveles. Se concluyó que la propuesta de Nueva Zelanda resultó la más eficaz para la CFVD, al alcanzarse en todos los casos el mecanismo de colapso plástico ideal, lo cual no se logró con las otras tres propuestas, en las cuales se formaron rótulas plásticas en extremos de columnas que condujeron, en algunos de los casos de estudio, a la formación de mecanismos de piso (ver imagen 3) y que incrementar el valor del factor  $\alpha$  no garantiza poder alcanzar la condición CFVD, considerando igualmente, que el método de los coeficientes ( $\alpha$ ) eventualmente debe ser reemplazado. Es importante destacar, que la norma de Nueva Zelanda incorpora en su propuesta, la consideración de la sobre-resistencia de los aceros de refuerzo de los miembros y el efecto de los modos superiores de vibración en la respuesta dinámica de la edificación, a través de los factores de Sobre-resistencia ( $\phi_0$ ) y Magnificación Dinámica ( $\omega$ ), respectivamente.

## Trabajos realizados con relación al enfoque por nivel

Con el principal objetivo de evaluar la eficacia del enfoque por nivel propuesto por el SEAOC para generar la CFVD en pórticos de concreto reforzado y como parte de la metodología planteada en esta investigación doctoral, se llevaron a cabo una serie de evaluaciones en las que también se compararon los resultados alcanzados con aquellos de emplear el enfoque por nodos a casos de estudio y considerando la influencia de varios factores. Es importante destacar que esta propuesta por nivel ha sido mucho menos estudiada que la propuesta por nodos, encontrándose pocos trabajos relacio-

**Imagen 3.** Patrón de formación de rótulas plásticas de acuerdo con los enfoques por nodos de las normas de a) China y b) Nueva Zelanda (CFVD)



Fuente: Tian & Yinfeng, 2020.

nados con la evaluación de su eficacia para la CFVD. Sin embargo, algunos fundados sobre la base de pórticos planos regulares de baja altura (Marinilli, 2011; 2014), los cuales fueron objeto de análisis estáticos y dinámicos no lineales empleando el valor de  $\beta$  planteado por NVF 1753-2006, han permitido alcanzar conclusiones interesantes acerca de su validez para verificar la CFVD, demostrando ser una metodología efectiva al lograr mecanismos de colapso plástico intermedios en algunos de los casos de estudio, sin evidenciarse aparición de mecanismos de piso, indicando igualmente para los casos de estudio que en general no se alcanzó el mecanismo de colapso plástico ideal.

En Loges y Marinilli (2018a) se evaluó si la altura de la edificación y el cambio de sección transversal de las columnas (S/C, sin cambio; C/C, con cambio) en pórticos planos de concreto reforzado tenía alguna incidencia en el desarrollo de la CFVD al emplear este enfoque, como está planteado en NVF 1753-2006 (donde el valor de  $\beta$  resulta igual a 1,20, superior al propuesto por SEAOC, de 1,00) al realizar análisis estáticos no lineales a los casos de estudio, los cuales consistieron en pórticos planos regulares de 3 y 7 niveles, con distancias iguales entre ejes de columnas de 5m y altura de entrepiso constante de 2,80m. Los valores de las cargas gravitacionales de uso fueron obtenidos de acuerdo con lo indicado en la Norma Venezolana COVENIN 2002-88 (COVENIN, 1988). Las secciones transversales de las vigas fueron de 30x40cm, mientras que las de las columnas se obtuvieron de acuerdo con criterios de resistencia y con base en sus cargas axiales esti-

madas, modificando el procedimiento propuesto por Arnal & Epelboim (1984) para incluir el efecto de la acción sísmica con respecto a la ubicación en planta de cada columna, fijando sus dimensiones mínimas en 40x40cm.

Con relación a la acción sísmica se empleó la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2001 (COVENIN, 2001), con base en edificaciones clasificadas en el Grupo B2 y valores de derivas de entrepiso máximas iguales a 1,8%, para la cual esta norma asocia un nivel de daño moderado. Para los análisis estáticos no lineales se siguieron los lineamientos del documento ASCE 41-17 (ASCE/SEI, 2017b). Los valores nominales de las resistencias de los materiales a compresión del concreto y tensión cedente del acero de refuerzo fueron, respectivamente, 250 kgf/cm<sup>2</sup> y 4200 kgf/cm<sup>2</sup>. Los resultados de los análisis mostraron la eficacia del enfoque por nivel, al evitar la formación de mecanismos de piso, sin embargo, mostró la aparición de rótulas plásticas en los extremos inferiores de algunas columnas de niveles intermedios, con lo cual, no se alcanzó el mecanismo ideal en todos los casos, sugiriendo, por ende, que tanto la altura de la edificación como el cambio de sección de las columnas tiene influencia en la CFVD. El cuadro 2 muestra los valores de las fuerzas de corte obtenidas de las curvas de capacidad de los análisis estáticos no lineales (corte cedente  $V_y$ , corte máximo,  $V_{máx}$ ), desplazamiento máximo que se espera alcance el nivel superior (techo) del sistema bajo la acción sísmica de diseño (objetivo,  $D_{obj}$ ), desplazamiento último del sistema ( $D_u$ ) y ductilidades obtenidas para los casos S/C y C/C, resultando siempre menos

**Cuadro 2. Resultados del análisis estático no lineal**

| Modelo                 | Corte Cedente $V_y$ (kgf) | Desplaz. Cedente $D_y$ (cm) | Corte Máximo $V_{máx}$ (kgf) | Desplaz. Objetivo $D_{obj}$ (cm) | Desplaz. Último $D_u$ (cm) | Demanda Ductilidad ( $D_{obj}/D_y$ ) | Ductilidad Global ( $D_u/D_y$ ) |
|------------------------|---------------------------|-----------------------------|------------------------------|----------------------------------|----------------------------|--------------------------------------|---------------------------------|
| <b>3 Niveles (S/C)</b> | 34762                     | 3,57                        | 40855                        | 9,29                             | 18,96                      | 2,60                                 | 5,31                            |
| <b>3 Niveles (C/C)</b> | 27977                     | 3,47                        | 35683                        | 10,85                            | 17,04                      | 3,13                                 | 4,91                            |
| <b>7 Niveles (S/C)</b> | 50239                     | 10,74                       | 54042                        | 24,28                            | 40,42                      | 2,26                                 | 3,76                            |
| <b>7 Niveles (C/C)</b> | 59879                     | 12,40                       | 65098                        | 23,13                            | 46,05                      | 1,87                                 | 3,71                            |

Fuente: Loges y Marinilli, 2018a.

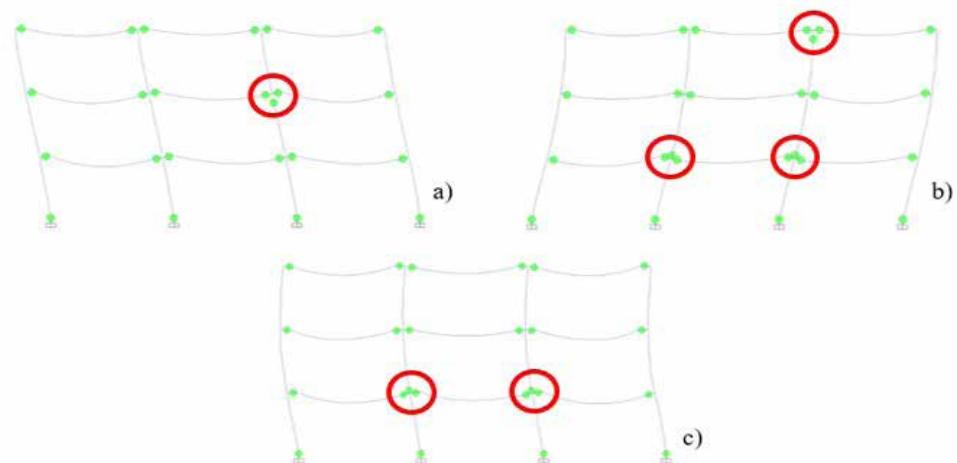
dúctiles los casos con cambio de sección transversal de columnas.

En otro trabajo (Loges y Marinilli, 2018b), fueron realizados análisis estáticos y dinámicos no lineales a pórticos planos regulares de concreto reforzado de 3 niveles, variando las secciones transversales de las columnas y aplicando el enfoque por nivel (FONDONORMA, 2006), con el principal objetivo de evaluar su eficacia para la CFVD y determinar el desempeño alcanzado (FEMA-NIBS, 2012), empleando 10 registros de aceleraciones obtenidos de la base de datos de PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) (Ancheta et al., 2013), de acuerdo con el escalado del espectro de respuesta de cada registro con relación al espectro de respuesta del sismo de diseño, aquél con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años y un período medio de retorno de 475 años, el cual fue obtenido con base en lo indicado por COVENIN 1756-1:2001 para edificaciones del grupo B2, Zona Sísmica 5, aceleración horizontal del terreno ( $A_0$ ) de 0,30g y un factor de corrección de esta aceleración horizontal ( $\phi$ ) de 0,90. El escalado de cada espectro de respuesta se hizo para el rango comprendido entre 0,2 y 2 veces el valor de los períodos fundamentales de cada

caso de estudio (NEHRP, 2017). Se llegó a la conclusión de que el enfoque por nivel permitió en la mayoría de los casos obtener el mecanismo de colapso plástico ideal, sin embargo, se formaron rótulas plásticas en los extremos inferiores de ciertas columnas del nivel intermedio para algunos registros de aceleraciones, nivel en el cual se realizó una reducción de su sección transversal (ver imagen 4). Igualmente, se obtuvo buena correspondencia entre el nivel de daño esperado (ver cuadro 3) y lo indicado en el documento FEMA-NIBS (2012), siendo representado por las letras **L, M y E** los niveles de daño correspondientes a Leve, Moderado y Extenso, respectivamente, registrándose daño Extenso en el nivel intermedio del caso con cambio de sección transversal de columnas (C/C).

Posterior al trabajo de Loges y Marinilli (2018b), se llevó a cabo una evaluación probabilística de pórticos planos regulares de concreto reforzado de 3 niveles (Loges y Marinilli, 2020), con el principal objetivo de determinar la probabilidad de alcanzar un cierto nivel de daño al emplear para la CFVD el enfoque por nivel planteado en NNF 1753-2006, aplicando análisis estáticos no lineales de acuerdo con lo indicado en los documentos ASCE 7-16 (ASCE/

**Imagen 4.** Patrones de formación de rótulas plásticas de los análisis dinámicos no lineales de pórticos planos de 3 niveles de concreto reforzado



Fuente: Loges y Marinilli, 2018b.

SEI, 2017a) y ASCE 41-17 (ASCE/SEI, 2017b). Para tomar en cuenta la posible variabilidad de las propiedades mecánicas de los materiales, resistencia a la compresión del concreto ( $f_c$ ) y tensión cedente del acero de refuerzo ( $f_y$ ), ambas se combinaron probabilísticamente de acuerdo con lo propuesto en el Método de los Estimadores Puntuales (Rosenblueth, 1975) (ver cuadro 4), siendo luego comparados y validados los resultados con los obtenidos de aplicar el método de Simulación de Monte Carlo. Para los análisis estáticos no lineales, se empleó un patrón de carga lateral de tipo triangular invertida con base en la forma del primer modo de vibración y un valor para el desplazamiento de control en el nivel techo de 35cm (4% de la

altura total del pórtico). Las rótulas plásticas, consideradas a flexión en las vigas y flexión y carga axial en las columnas, fueron caracterizadas de acuerdo con el modelo de plasticidad concentrada en los extremos de los miembros y con base en la filosofía de desplazamientos, de acuerdo con lo propuesto en el documento ACI 374.3R-16 (ACI, 2016), siendo por tanto necesario disponer de los diagramas Momento-Curva (M- $\phi$ ) en cada caso. El criterio de aceptación para los distintos niveles de desempeño se basó en lo indicado en ASCE 41-17, siendo el nivel de Ocupación Inmediata (**IO**) un 67% del valor de Seguridad de Vidas (**LS**), y este último un 75% del valor de Prevención de Colapso (**CP**), punto en donde ocurre una caída importante

**Cuadro 3.** Derivas de piso normalizadas y nivel de daño esperado

| Análisis                   | Derivas máximas de piso (T=Techo, P2=Piso 2, P1=Piso 1) |                         |                         |                         |                         |                         |
|----------------------------|---|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
|                            | 3 (S/C)   |                         |                         | 3 (C/C)                 |                         |                         |
|                            | T-P2  | P2-P1                   | P1-Base                 | T-P2                    | P2-P1                   | P1-Base                 |
| <i>Pushover</i>            | 0,0096; <b>M</b>  | 0,0113; <b>M</b>        | 0,0101; <b>E</b>        | 0,0095; <b>M</b>        | 0,0138; <b>E</b>        | 0,0138; <b>E</b>        |
| Superstition Hills-02, 722 | 0,0081; <b>M</b>  | 0,0099; <b>M</b>        | 0,0110; <b>E</b>        | 0,0068; <b>M</b>        | 0,0119; <b>E</b>        | 0,0013; <b>E</b>        |
| Big Bear-01, 902           | 0,0062; <b>M</b>  | 0,0078; <b>M</b>        | 0,0067; <b>M</b>        | 0,0072; <b>M</b>        | 0,0095; <b>M</b>        | 0,0080; <b>M</b>        |
| Kobe, 1100                 | 0,0091; <b>M</b>  | 0,0109; <b>E</b>        | 0,0118; <b>E</b>        | 0,0056; <b>M</b>        | 0,0119; <b>E</b>        | 0,0138; <b>E</b>        |
| Kobe, 1115                 | 0,0059; <b>M</b>  | 0,0079; <b>M</b>        | 0,0075; <b>M</b>        | 0,0060; <b>M</b>        | 0,0083; <b>M</b>        | 0,0078; <b>M</b>        |
| Parkfield-02, 4113         | 0,0080; <b>M</b>  | 0,0101; <b>E</b>        | 0,0109; <b>E</b>        | 0,0067; <b>M</b>        | 0,0125; <b>E</b>        | 0,0143; <b>E</b>        |
| Parkfield-02, 4117         | 0,0046; <b>L</b>  | 0,0076; <b>M</b>        | 0,0087; <b>M</b>        | 0,0039; <b>L</b>        | 0,0088; <b>M</b>        | 0,0096; <b>M</b>        |
| Big Bear-01, 6059          | 0,0056; <b>M</b>  | 0,0080; <b>M</b>        | 0,0089; <b>M</b>        | 0,0064; <b>M</b>        | 0,0088; <b>M</b>        | 0,0098; <b>M</b>        |
| Big Bear-01, 6060          | 0,0070; <b>M</b>  | 0,0093; <b>M</b>        | 0,0103; <b>E</b>        | 0,0057; <b>M</b>        | 0,0101; <b>E</b>        | 0,0108; <b>E</b>        |
| Darfield, 6952             | 0,0059; <b>M</b>  | 0,0077; <b>M</b>        | 0,0084; <b>M</b>        | 0,0056; <b>M</b>        | 0,0098; <b>M</b>        | 0,0098; <b>M</b>        |
| Darfield, 6971             | 0,0064; <b>M</b>  | 0,0080; <b>M</b>        | 0,0086; <b>M</b>        | 0,0048; <b>L</b>        | 0,0099; <b>M</b>        | 0,0113; <b>E</b>        |
| <b>Promedio Registros</b>  | <b>0,0067; <b>M</b></b>                                 | <b>0,0087; <b>M</b></b> | <b>0,0093; <b>M</b></b> | <b>0,0059; <b>M</b></b> | <b>0,0101; <b>E</b></b> | <b>0,0097; <b>M</b></b> |

Fuente: Loges y Marinilli, 2018b.

**Cuadro 4.** Casos de estudio y combinación de variables de acuerdo con el Método de los Estimadores Puntuales

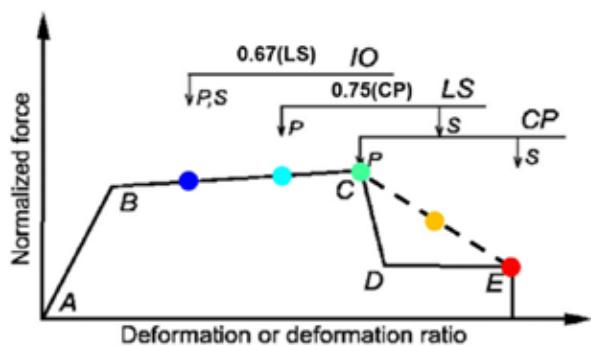
| Caso        | Combinación de Variables                             | Valores de Variables Combinadas ( $f_y$ , $f'_c$ ), kgf/cm <sup>2</sup> |
|-------------|--|---|
| Modelo Base | $f_y$ ; $f'_c$                                       | 4200; 250   |
| 1           | ( $f_y + \sigma_{f_y}$ ); ( $f'_c + \sigma_{f'_c}$ ) | 4410; 287,5   |
| 2           | ( $f_y + \sigma_{f_y}$ ); ( $f'_c - \sigma_{f'_c}$ ) | 4410; 212,5   |
| 3           | ( $f_y - \sigma_{f_y}$ ); ( $f'_c + \sigma_{f'_c}$ ) | 3990; 287,5   |
| 4           | ( $f_y - \sigma_{f_y}$ ); ( $f'_c - \sigma_{f'_c}$ ) | 3990; 212,5   |

Fuente: Loges y Marinilli, 2020.

de la resistencia y rigidez del sistema estructural (ver imagen 5).

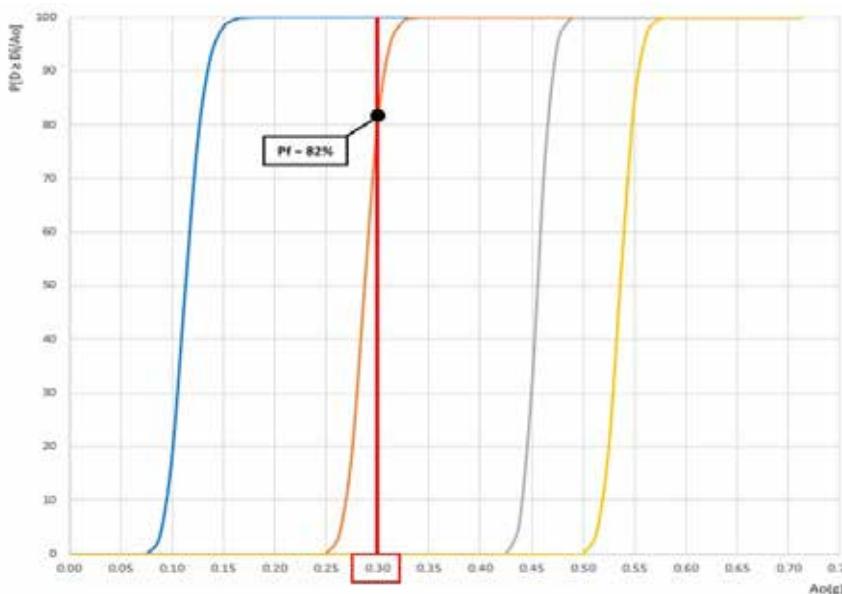
Con relación al análisis probabilístico realizado, fueron consideradas las propiedades de los materiales ( $f_c$  y  $f_y$ ) como variables aleato-

**Imagen 5.** Criterios de aceptación para niveles de desempeño de acuerdo con ASCE 41-17 y código de colores empleado en el programa Etabs.



Fuente: Loges y Marinilli, 2020.

**Imagen 6.** Curvas de Fragilidad Lognormales y Probabilidad de Falla ( $P_f$ ) para el sismo de diseño ( $A_o = 0,30_g$ )



Fuente: Loges y Marinilli, 2020.

|                           |                           |
|---------------------------|---------------------------|
| SERVICIO (S)              | SERVICIO (S)              |
| DAÑOS IRREPARABLES (I)    | DAÑOS IRREPARABLES (I)    |
| DAÑOS EXTENSOS (E)        | DAÑOS EXTENSOS (E)        |
| PREVENCIÓN DE COLAPSO (C) | PREVENCIÓN DE COLAPSO (C) |
| SISMO DE DISEÑO           | SISMO DE DISEÑO           |

rias independientes, lo cual permitió generar las curvas de fragilidad sísmica para valores de la aceleración horizontal del terreno ( $A_o$ ) (ver imagen 6), con base en los rangos de valores de derivas propuestos por Vielma et al. (2009) para determinar los niveles o umbrales de daño alcanzados en cada caso. Se llegó a la conclusión de que los casos de estudio presentaron una probabilidad de 82% de alcanzar la falla para el sismo de diseño ( $A_o = 0,30g$ ) al aplicar el enfoque por nivel para la CFVD, lo cual representó un estado límite de Daños Irreparables (I), siendo descrito como aquel umbral en el cual la reparación del sistema tendría una inversión importante de recursos económicos y tecnológicos.

## Casos de estudio de 3, 7 y 12 niveles

### Enfoque "por nodos"

En vista de los resultados anteriores y como parte de la metodología seguida en la presente investigación doctoral, se compararon los enfoques por nodos de las normas ACI 318 y NZS 3101 para evaluar la influencia en alcanzar la CFVD al incorporar los factores de magnificación dinámica ( $\omega$ ) y sobrerresistencia ( $\phi_0$ ) propuestos por la norma de Nueva Zelanda, a través de análisis estáticos no lineales a pórticos regulares de concreto reforzado de 3 y 12 niveles, los cuales fueron sometidos a acciones sísmicas de acuerdo con la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019 (COVENIN, 2019), y cuyo desempeño fue evaluado para dos escenarios sísmicos, el primero con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años y período medio de retorno de 475 años (sismo A) y el segundo, para una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años y período medio de retorno de 2475 años (sismo B).

Para el pórtico de 3 niveles, cuyas columnas del nivel techo fueron diseñadas con el área de acero mínima requerida, se obtuvo un mecanismo de colapso plástico intermedio con el enfoque ACI para el sismo A, generándose rótulas plásticas en los extremos de las vigas, en la base de las columnas inferiores y en el extremo

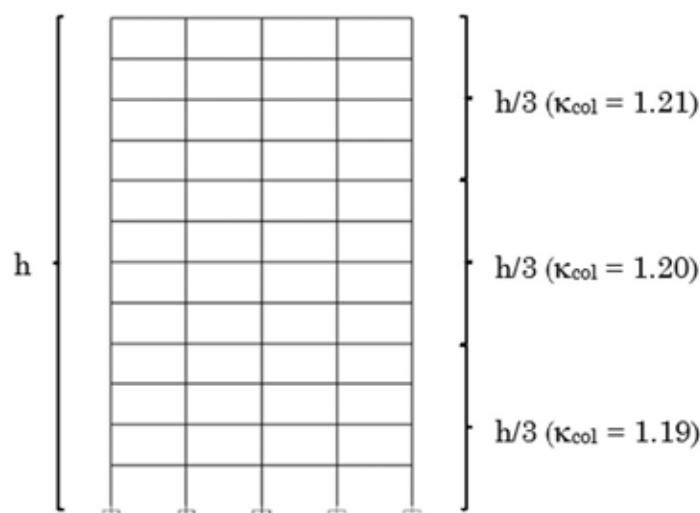
superior de las columnas del nivel techo, mientras que con el enfoque NZS, solo se obtuvieron rótulas plásticas en los extremos superiores de las columnas del nivel techo. En cuanto al sismo B, en ambas propuestas se obtuvo un mecanismo de colapso plástico intermedio, con la presencia de rótulas plásticas en las columnas de la base y extremo superior del nivel techo. Para el pórtico de 12 niveles y para el sismo A, se obtuvo un mecanismo ideal con el enfoque ACI, pero para el sismo B, se generó un mecanismo de colapso plástico intermedio, con rótulas plásticas en los extremos de las vigas, en la base de las columnas y extremo superior de las columnas de los niveles 7 al 10. En cambio, el enfoque NZS 3101, tanto para el sismo A como para el B, permitió alcanzar un mecanismo de colapso plástico ideal, lográndose concentrar el daño en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas del nivel inferior.

Estos resultados confirmaron las conclusiones alcanzadas por Tian & Yinfeng (2020), evidenciándose que la consideración del efecto de los modos superiores de vibración en la respuesta dinámica de las columnas, a través de la inclusión del factor de magnificación dinámica ( $\omega$ ) y la relación entre la resistencia máxima probable de las vigas y columnas (factor  $\varphi_0$ ) para equilibrar sus resistencias a flexión, tuvo influencia importante en la mayor eficacia del enfoque por nodos propuesto por la norma NZS en comparación con el de la norma ACI para alcanzar la CFVD, especialmente en el caso de 12 niveles, con mayor período de vibración. Sin embargo, en ambas propuestas se logró evitar la formación de algún mecanismo de piso indeseable.

En este mismo estudio, adicionalmente se evaluó el efecto de la carga axial en el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo de las columnas ( $\kappa_{col}$ ) para ambos casos de 3 y 12 niveles, de acuerdo con los diseños de los miembros obtenidos al emplear la norma NZS 3101 y con base en los resultados alcanzados por Haselton et al. (2007). La metodología

consistió en obtener para las máximas cargas axiales de cada columna, el correspondiente valor del factor de endurecimiento, siendo luego todos los valores promediados para obtener un valor global por el cual reducir la resistencia de todas las columnas con base en los diseños obtenidos inicialmente. Los resultados mostraron que considerar un valor promedio del endurecimiento por deformación del acero de refuerzo de las columnas (ver imagen 7), permitió reducciones de hasta 17% en la cuantía del acero de refuerzo longitudinal obtenida del enfoque de la norma NZS 3101, lográndose para el pórtico de 3 niveles, el mismo mecanismo de colapso plástico original, con rótulas plásticas en la base de las columnas del nivel inferior y extremo superior de las columnas del nivel techo, mientras que para el pórtico de 12 niveles se alcanzó un mecanismo de colapso intermedio, ya que se formaron rótulas plásticas en 4 extremos de columnas, en el extremo superior de las columnas centrales del nivel 7 y en el extremo inferior de una columna externa del nivel 1, para el sismo extremo, siendo el mecanismo ideal el obtenido para el sismo de diseño. Sin embargo, el me-

**Imagen 7.** Valores de  $\kappa_{col}$  ( $M_c/M_y$ ) sugeridos de acuerdo con la altura de la edificación para  $f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$



Fuente: Elaboración propia.

canismo de colapso intermedio resultante, no comprometió la estabilidad de la edificación.

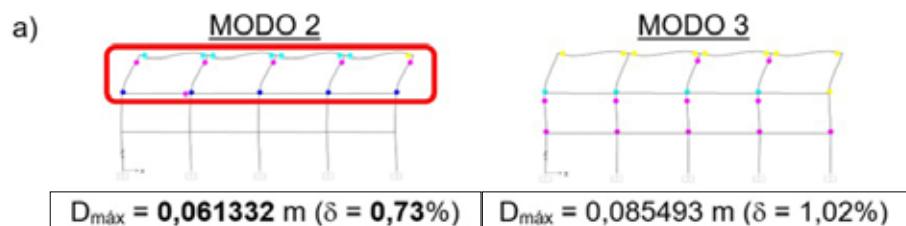
### Enfoque “por nivel”

Como parte de este trabajo se realizó el estudio de pórticos de concreto reforzado de 3 y 12 niveles, con el objetivo de evaluar el efecto que los modos superiores de vibración pudieran tener en la eficacia del planteamiento por nivel, originalmente propuesto por el SEAOC, para alcanzar la CFVD (Loges y Marinilli, 2023). Para seleccionar el modo de vibración más determinante en la respuesta dinámica de ambos casos, el estudio se apoyó en el trabajo de Paret et al. (1996), quienes propusieron un Índice Modal Crítico (MCI) acotado entre 0 y 1, siendo

el modo que resulte con mayor MCI el más influyente, es decir, el modo en el cual se alcance el desempeño esperado asociado con un menor valor del desplazamiento global de la edificación. De esta manera, los modos de vibración con mayores valores de MCI resultaron el modo 2 para el pórtico de 3 niveles y el modo 3 para el caso de 12 niveles.

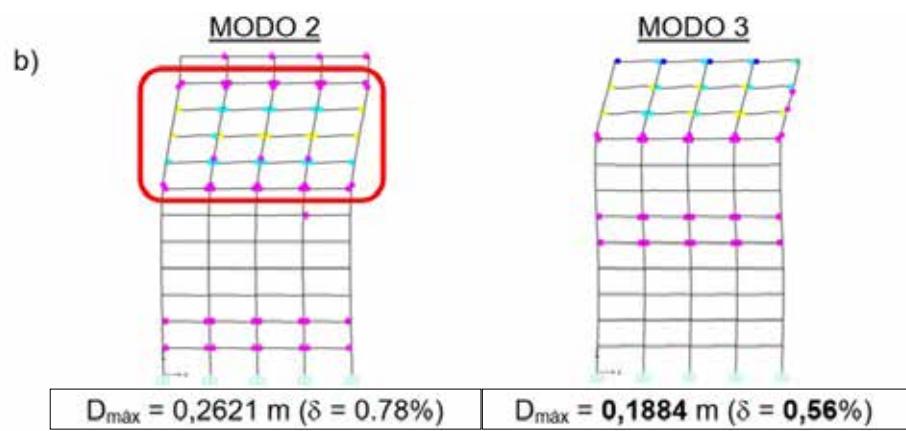
Se llegó a la conclusión de que el enfoque por nivel propuesto por SEAOC resultó ineficaz para evitar la aparición de mecanismos de piso, al formarse mecanismos de piso intermedios en los niveles correspondientes al tercio central de ambos pórticos de 3 y 12 niveles (ver imágenes 8a y 8b). Por ello, se consideró la incorporación en el enfoque por nivel de un factor para con-

**Imagen 8a.** Formación de rótulas plásticas y niveles de desempeño (LS, color cyan) para los modos de vibración 2 y 3, desplazamientos laterales del nivel techo y deriva global: 3 niveles



Fuente: Loges y Marinilli, 2023.

**Imagen 8b.** Formación de rótulas plásticas y niveles de desempeño (LS, color cyan) para los modos de vibración 2 y 3, desplazamientos laterales del nivel techo y deriva global: 12 niveles



Fuente: Loges y Marinilli, 2023.

siderar el efecto de los modos superiores de vibración a la propuesta por nivel del SEAOC, el cual se identificó en este trabajo con letra  $\psi$ , dependiente de la altura ( $H$ ) de la edificación, y el cual fue obtenido al ir aumentando paulatinamente el valor de  $\beta$  (ver Ecuación 2) en los casos de estudio hasta alcanzar un mecanismo de colapso ideal o el nivel de daño esperado. En la imagen 9 se aprecia el diagrama propuesto para  $\psi$ .

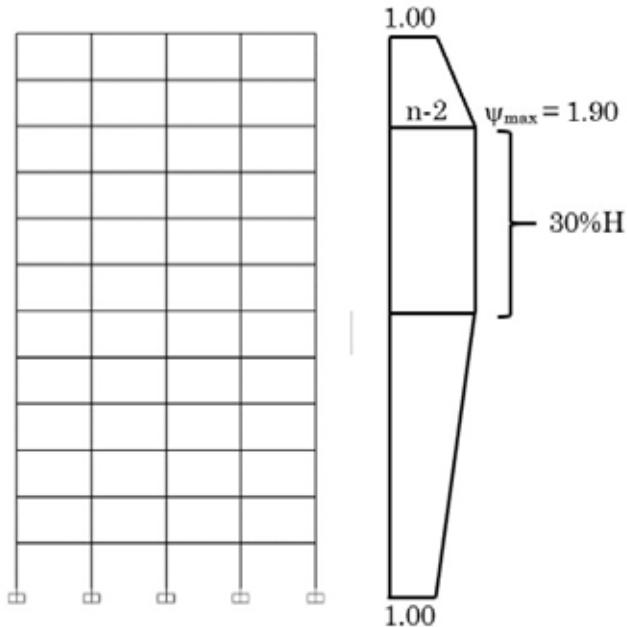
### Conclusiones y recomendaciones

Luego de haber analizado en este estudio pórticos regulares de concreto reforzado de 3, 7 y 12 niveles, a los cuales se les realizaron análisis estáticos y dinámicos no lineales con el principal objetivo de evaluar la eficacia de la propuesta por nivel para la CFVD fundada en el planteamiento propuesto por SEAOC en el *Blue Book* del año 1999, se ha podido llegar a las siguientes conclusiones:

1) De los dos enfoques propuestos por la norma NNF 1753-2006, por nodos y por nivel, basados en la norma ACI 318 y documento SEAOC *Blue Book* 1999, respectivamente, ninguno resultó completamente eficaz para generar la CFVD en pórticos regulares de concreto reforzado, especialmente en los niveles intermedios de los casos de estudio, apareciendo mecanismos de piso intermedios en un gran número de casos. Muchas normas internacionales se basan en la propuesta por nodos ACI 318 con variaciones del valor indicado para  $\alpha$ . Aun cuando esas variaciones del valor de  $\alpha$  resultan superiores al valor propuesto por ACI 318 de 1,20 para la CFVD, en muchos trabajos se concluye que no se pudo evitar la formación de mecanismos de piso en los casos de estudio analizados.

2) El enfoque planteado por la Norma de Nueva Zelanda basado en un diseño por capacidad, con la consideración de varios factores para incluir, entre otras cosas, la sobrerresistencia de los aceros de refuerzo longitudinales de las vigas ( $\varphi_o$ ) y el efecto de los modos su-

**Imagen 9.** Valores propuestos de  $\psi$  de acuerdo con la altura ( $H$ ) de la edificación para considerar el efecto de los modos superiores de vibración en el valor de  $\beta$  empleando el enfoque por nivel SEAOC para la CFVD



Fuente: Loges y Marinilli, 2023.

periores de vibración ( $\omega$ ), permitió alcanzar la CFVD y un mecanismo de colapso plástico ideal en todos los casos de estudio. Esto sugiere que incorporar estos factores en las propuestas por nodos basadas en el planteamiento del ACI 318, pudiera mejorar su eficacia y evitar la formación de mecanismos de piso en un mayor número de casos de estudio.

3) La propuesta por nivel planteada por SEAOC en el *Blue Book*, edición del año 1999, mostró eficacia para alcanzar la CFVD en un cierto número de casos de estudio. Sin embargo, y especialmente al incorporar el efecto de los modos superiores de vibración, aparecieron mecanismos de piso en los niveles intermedios de los casos estudiados, no lográndose alcanzar la CFVD en ninguno de ellos. Pese a esto,

los resultados indicaron también que se puede tomar en consideración como un enfoque válido para evaluar la CFVD en pórticos de concreto reforzado, analizando la posibilidad de mejorar su eficacia al incorporar factores para considerar el cambio que ocurre en las propiedades dinámicas de las edificaciones cuando están sometidas a la acción sísmica y la sobrerresistencia de los aceros de refuerzo de las vigas.

Finalmente, es oportuno mencionar que el auge de programas de computación con altas capacidades de procesamiento ha permitido realizar análisis no lineales avanzados a casos

de estudio como, por ejemplo, estáticos adaptativos y dinámicos incrementales, pudiéndose adicionalmente incorporar modelos de histéresis complejos para la caracterización de las propiedades inelásticas de los miembros estructurales y materiales. Esto, claramente, abre el camino a análisis más detallados, los cuales pudieran conducir a la consideración de factores  $\alpha$  y  $\beta$  variables, ajustados a la singularidad de cada edificación. En consecuencia, se aumentaría la eficacia de los actuales enfoques por nodos y nivel para alcanzar la CFVD en pórticos de concreto reforzado.

## Referencias bibliográficas

- ACI-American Concrete Institute (1971). *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)*. Michigan, Estados Unidos.
- ACI-American Concrete Institute (1983). *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)*. Michigan, Estados Unidos.
- ACI-American Concrete Institute (2005). *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-05)*. Michigan, Estados Unidos.
- ACI-American Concrete Institute (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318R-19)*. Michigan, Estados Unidos.
- ACI-American Concrete Institute (2022). *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-19(22))*. Michigan, Estados Unidos.
- ACI-American Concrete Institute (2016). *Guide to Nonlinear Modeling Parameters for Earthquake - Resistant Structures (ACI 374.3R-16)*. Michigan, Estados Unidos.
- Ancheta et al. (2013). *PEER NGA-West2 Database (PEER Report 2013/03)*. Pacific Earthquake Engineering Research Center-PEER, Ed. Berkeley, California.
- 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. (2017a). *Minimun Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (7-16)*. Estados Unidos.
- ASCE/SEI. (2017b). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (41-17)*. 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.
- COVENIN. (1987). *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño (1753-87)*. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Caracas, Venezuela.

- COVENIN. (1988). *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones (2002-88)*. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Caracas, Venezuela.
- COVENIN. (2001). *Edificaciones Sismorresistentes 1756-1:2001*. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Caracas, Venezuela.
- COVENIN. (2019). *Construcciones sismorresistentes (2da. revisión) 1756-1:2019*. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Caracas, Venezuela.
- De Gouveia, G. (2015). Evaluación del riesgo sísmico en puentes y tramos elevados. Tesis de Maestría, Universidad Central de Venezuela (UCV), Caracas.
- Dooley, K., & Bracci, J. (2001). Seismic evaluation of column - to - beam strength 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.
- FEMA-NIBS (2012). *Multi-Hazard Loss Estimation Methodology. Earthquake Model. HAZUS-MH 2.1. Technical Manual*. Federal Emergency Management Agency (FEMA) and National Institute of Building Sciences (NIBS). Washington D.C., Estados Unidos.
- FONDONORMA. (2006). *Norma Venezolana NVF 1753-2006. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural*. Caracas, Venezuela.
- GB50011-2010. (2010). *Chinese code for seismic design of buildings*. Beijing.
- Haselton, C. et al.(2007). *Beam - column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC frame buildings*. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Escuela de Ingeniería - Universidad de California, Berkeley.
- Haselton, C. & Deierlein, G. (2008). *Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment - frame buildings (PEER Report 2007/08)*. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), Escuela de Ingeniería - Universidad de California, Berkeley.
- IS (2014). *Ductile Design and Detailing of Reinforced Concrete Structures Subjected to Seismic Forces - Code of Practice*. Indian Standard 13920.
- Loges, S., y Marinilli, A. (2018a). Evaluación de la Condición Columna Fuerte - Viga Débil según el Procedimiento 2 de la Norma Venezolana NVF 1753:2006 en Edificaciones Regulares de Concreto Reforzado. XXXVI Jornadas de Investigación IDEC, FAU-UCV, pp.: 100-112.
- Loges, S. y Marinilli, A. (2018b). 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, FI-UCV.
- Loges, S. y Marinilli, A. (2020). Evaluación probabilística de la condición columna fuerte - viga débil empleando el procedimiento 2 de la Norma NVF 1753:2006. Trienal de Investigación FAU-UCV 2020.
- 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-FAU-UCV.
- Marinilli, A. (2011). Evaluación de los Procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006 para Obtener la Resistencia Mínima a Flexión de las Columnas en Edificios Bajos de Concreto Reforzado. Trabajo de Ascenso para Ascender a la Categoría de Profesor Titular, Universidad Central de Venezuela, Caracas.
- Marinilli, A. (2012). Evaluación de los procedimientos de la Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006 para generar la condición “columna fuerte - viga débil”. Jornadas de Investigación JIFI-EAI (26 - 30 de noviembre 2012). Universidad Central de Venezuela. Caracas.
- Marinilli, A. (2014). Evaluación de la Condición “Columna Fuerte - Viga Débil” en Pórticos de Concreto Reforzado Mediante Análisis Estáticos No Lineales. Congreso Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería y Ciencias Aplicadas (CINEMICS). Caracas.

- Marinilli, A. (2017). Evaluación probabilística de la condición “columna fuerte viga débil”. Trienal de Investigación FAU 2017. Universidad Central de Venezuela. Caracas.
- Medina, R., & Krawinkler, H. (2005). Strength demand issues relevant for the seismic design of moment - resisting frames. *Earthquake Spectra* (May 2005): 415 - 439.
- NEHRP (2017). *Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit and Design* (NIST GCR 17-917-45) .
- Nie, X. et al.(2020). The strong column - weak beam design philosophy in reinforced concrete frame structures: A literature review. *Advances in Structural Engineering*, 23 (16): 3566 - 3591.
- NSR-10 (2010). *Reglamento Colombiano de la Construcción Sismorresistente. Título C. Concreto Estructural*. Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismorresistentes. Bogotá, Colombia.
- NTC RSEE (2017). *Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de Edificaciones*. México.
- NZCS-The New Zealand Concrete Society (2008). NZS 3101 - Red Book, Seminar Series 2008. Nueva Zelanda.
- NZS 3101. (2006). *Concrete Design Committe P 3101. NZS 3101: Part 1: 2006. Concrete Structures Standard. Part 1: The Design of Concrete Structures*. The New Zealand Concrete Society. Nueva Zelanda.
- Paret et al.(1996). Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects. (E. S. Ltd, Ed.) Eleventh World Conference on Earthquake Engineering (WCEE).
- Rodríguez M., S. (2015). Análisis de la relación de resistencias de vigas y columnas que concurren a un nudo en estructuras porticadas de hormigón armado. Tesis de Maestría en Ingeniería Sísmica: Dinámica de Suelo y Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid.
- Romay, V. (2016). Influencia de los factores de resistencia columna - viga en el desempeño y consumo de material en pórticos especiales de concreto armado resistentes a momento. Tesis de Maestría en Ingeniería Estructural, Universidad del Zulia, Maracaibo.
- Rosenblueth, E. (1975). "Point Estimates for Probability Moments", *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America* Vol. 72, Nº 10, pp. 3812 - 3814.
- SEAOC-Structural Engineers Association of California (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary (Blue Book)*. Seismology Committee (Seventh Edition ed.).
- SEAOC-Structural Engineers Association of California (2019). *Blue Book: Seismic design recommendations. Seismology Committee*. Sacramento, California.
- SENCICO-Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú.
- Shiohara, H. et al.(2012). Seismic damage of a nine story RC residential building in Sendai designed by old seismic codes. *Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, March 1-4, 2012*. Tokio, Japón.
- Shiohara, H., & Kusuhara, F. (2010). An overlooked failure mechanism of reinforced concrete beam - column joints. *Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*. Toronto, Canadá.
- Sudarsana, K. (2014). Effect of column to beam strength on performance of reinforced concrete frames. *The 1st International Conference on Engineering Technology and Industrial Application* (ICETIA), pp.: 139-145. doi:10.13140/RG.2.1.2161.9369.
- Sunayana, S. (2014). Moment Capacity Ratio at Beam-Column Joint in a regular RC Framed Building. Tesis de Maestría, Instituto Nacional de Tecnología, Departamento de Ingeniería Civil, Rourkela, India.
- Surana, M. et al. (2018). Effect of strongcolumn weakbeam design provision on the seismic fragility of RC frame buildings. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, nº 10, pp.: 131-141.

Tian, H. & Yinfeng, D. (2020). "Comparison of yield mechanism of strong column - weak beam of reinforced concrete frame structure". *Vibroengineering PROCEDIA*, nº 33, 39-43.

Vielma, J.; Barbat, A. y Oller, S. (2009). "Umbráles de daño para estados límite de edificios porticados de concreto armado diseñados conforme al ACI 318 / IBC 2006". *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*. Vol. 8(2), pp: 119-134.

Zhang, C., & Tao, M.-X. (2021). "Research of strong-column-weak-beam criteria of reinforced concrete frames subjected to biaxial seismic excitation". *International Journal of Civil and Environmental Engineering*, Nº 15(2), pp.: 68-83.