

Influencia del refuerzo mediante tejidos de polímeros reforzados con fibras en el desempeño ante carga de sismo de una edificación de hormigón armado

Influence of the Reinforcement with Fibre-Reinforced Polymer Fabric on the Seismic Loading Behaviour of a Reinforced Concrete Building

Omar Zamora Díaz-Comas^{*,a}

^a Msc. Ing. Civil. Universidad Tecnológica de la Habana José Antonio Echeverría. (La Habana, Cuba)

Recibido el 19 de marzo de 2022; revisado el 12 de julio de 2022; aceptado el 12 de agosto de 2022

RESUMEN

En el presente artículo se analiza la influencia del refuerzo mediante tejidos de polímeros reforzados con fibra de vidrio (PRFV) en el desempeño ante carga de sismo de una edificación de pórticos de hormigón armado, a partir de la implementación del método estático no lineal. Se emplea el programa computacional ETABS V18.1. Se analizan dos tipos de modelos de la edificación objeto de estudio: el modelo de la estructura sin ningún refuerzo y el modelo de la estructura reforzada mediante tejidos de PRFV. Se reportan y establecen diferencias, para los dos modelos realizados, de los valores de desplazamientos en el tope de la edificación, cortante basal, cortante y desplazamiento de fluencia, punto y nivel de desempeño y valores de cortante basal y desplazamiento en el tope correspondiente a la formación de rótulas plásticas en vigas, columnas y la aparición del primer elemento colapsado. Se concluye que el refuerzo mediante el empleo de tejidos de PRFV modifica de manera favorable el desempeño de la edificación, ya que se incrementa la capacidad ante carga de sismo, se retrasa la formación del mecanismo de colapso y se mejora el nivel de desempeño con relación a la estructura sin refuerzo.

PALABRAS CLAVE: Análisis sísmico, hormigón armado, nivel de desempeño, polímeros reforzados con fibras, rótulas plásticas.

©2023 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The current paper analyzes the influence of reinforcement by implementation of glass fiber reinforced polymers (GFRP) to evaluate the seismic load performance of a building with reinforced concrete frames using a non-linear static method. By use of the computational program ETABS V18.1, two types of building models are created and analyzed; one model without any reinforcement and the other reinforced with GFRP. Differences between the values of the displacement from the top of the building, basal shear and yield displacement, performance point and level as well as basal shear displacement values at the top corresponding to the formation of plastic hinges in beams, columns and the appearance of the first collapsed element are reported and established for both models. It is concluded that the reinforcement by the implementation of GFRP favorably modified the performance of the building, since the capacity to withstand earthquakes increased, the formation of the collapsed mechanism is delayed and the level of performance is improved in relation to the building model without reinforcement.

KEYWORDS: Seismic analysis, reinforced concrete, performance level, fibers reinforced polymers, plastic hinges.

©2023 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

1. INTRODUCCIÓN

La mayoría de los reglamentos actuales de diseño sísmico, tienen como objetivo lograr estructuras con adecuados niveles de integridad y resistencia que eviten fallas con pérdidas ma-

teriales y humanas durante un sismo de gran intensidad. Desafortunadamente, la imposibilidad de conocer con precisión el nivel de daño esperado hace que aun cuando estas estruc-

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / e-mail: ozamoradcivil@gmail.com (Omar Zamora)

turas se comporten aparentemente bien ante sismos intensos, algunas de ellas requieran de algún nivel de rehabilitación [1]. Los nuevos procedimientos de diseño sísmico por desempeño en desarrollo de interés en el diseño de estructuras nuevas y en el refuerzo de edificaciones existentes, no sólo están encaminados a predecir de una manera más clara el comportamiento, sino también a controlarlo, ante las diferentes intensidades sísmicas según sean las necesidades de diseño.

El mal desempeño sísmico de estructuras sismorresistentes durante eventos sísmicos recientes ha puesto en evidencia que la confiabilidad del diseño sísmico no solo era menor que la que se esperaba, sino que presenta grandes inconsistencias entre edificaciones que tienen un mismo sistema estructural, lo cual ha enfatizado la necesidad de replantear las metodologías actuales de diseño sísmico [2]. Es así que, como parte de este replanteamiento, se ha resaltado la importancia de complementar la fase numérica del diseño sísmico con una fase conceptual y de implementación basadas en el control de la respuesta dinámica de las estructuras sismorresistentes [3]. La filosofía de diseño por desempeño se ha constituido dentro de este contexto como la alternativa más viable para el planteamiento de metodologías de diseño sísmico que den lugar a estructuras que satisfagan las cada vez más complejas necesidades de las sociedades modernas.

Una gran ventaja del diseño por desempeño o la evaluación estructural basada en el desempeño, es la acertada estimación de la demanda en términos de la rigidez, resistencia y ductilidad de la estructura. A partir de dicha estimación, es posible diseñar una edificación para que se comporte bajo ciertos niveles de desempeño para los cuales fue diseñada [4]. Utilizando las técnicas disponibles para evaluar el desempeño sísmico de una estructura existente, se puede determinar de una manera más confiable su vulnerabilidad frente a una determinada demanda sísmica. Adicionalmente, los costos asociados a la rehabilitación estructural pueden disminuirse apreciablemente frente a los requeridos a partir de la utilización de las metodologías aproximadas incluidas en los códigos de diseño [5].

En el caso de las edificaciones existentes, los métodos que tradicionalmente han prevalecido para reforzar elementos de hormigón armado ante la presencia de carga de sismo han sido el recrido de secciones de hormigón armado y el adosado exterior de planchas metálicas [6, 7]. Estas técnicas, si bien en muchas ocasiones suelen ser efectivas, presentan algunos inconvenientes como la generación de mayor peso propio sobre las edificaciones, posibilidad latente de corrosión del acero de refuerzo y sobre todo una gran dificultad constructiva para lograr la requerida continuidad entre los elementos que conforman las uniones de la estructura. En consecuencia, se hace sumamente necesario estudiar nuevos materiales que permitan reforzar de manera efectiva estructuras de hormigón armado ante la presencia de carga de sismo.

La aplicación de los materiales compuestos de polímeros reforzados con fibras (PRF) en forma de tejidos, dentro de las estrategias que brindan los métodos de rehabilitación sísmica para edificaciones de hormigón armado, han mostrado ser una alternativa a las técnicas tradicionales de refuerzo, ya que permiten mejorar el desempeño sísmico global de la estructura de una edificación [8]. Diferentes investigaciones [9-11] han evidenciado que el refuerzo con materiales de PRF ante

carga de sismo, puede ser usado para mitigar con eficiencia mecanismos de fallo frágil y para incrementar la capacidad de rotación inelástica de elementos estructurales, lo que conlleva a un aumento de la capacidad de disipación de energía de la estructura, todo ello, sin modificar prácticamente la rigidez y la masa de la edificación.

Dentro del territorio cubano, la región oriental es la zona del país más expuesta a la ocurrencia de terremotos, y en los últimos años se ha evidenciado un incremento de la actividad sísmológica, no solo en el oriente de Cuba, sino también en la región central y occidental. A lo anterior, hay que sumarle que la mayoría de las edificaciones existentes en el país son de hormigón armado y construidas antes de la entrada en vigencia de la actual norma cubana de diseño sismorresistente NC 46: 2017 [12], por lo que es muy probable que muchas de ellas carezcan de un adecuado detallado del acero de refuerzo en el diseño de sus elementos estructurales ante la presencia de carga de sismo. Ante este panorama, para poder llevar a dichas edificaciones a un nivel superior de desempeño, sería necesario emplear algún tipo de refuerzo que provoque en la estructura una disminución de la vulnerabilidad ante un evento sísmico.

El presente trabajo tiene como objetivo determinar la influencia del refuerzo mediante tejidos de polímeros reforzados con fibra de vidrio (PRFV) en el desempeño ante carga de sismo de una edificación de pórticos de hormigón armado, a partir de la obtención de las curvas de capacidad, del nivel de desempeño y de la formación y el comportamiento de las rótulas plásticas.

2. CONFINAMIENTO DEL HORMIGÓN MEDIANTE TEJIDOS DE PRF EN LA ZONA DE FORMACIÓN DE LA RÓTULA PLÁSTICA

Ante la presencia de carga de sismo, la envoltura completa mediante tejidos de PRF en los elementos estructurales de hormigón armado, provoca un confinamiento en el hormigón que permite alcanzar capacidades de rotación inelástica superiores a la alcanzada en la región de formación de las rótulas plásticas [13, 14].

La curvatura de diseño (ϕ_D) para secciones de hormigón armado confinadas con tejidos de PRF, en la región de formación de las rótulas plásticas, se determina empleando la ecuación 1.

$$\phi_D = \frac{\theta_p}{L_p} + \phi_{y,PRF} \leq \phi_{u,PRF} \quad (1)$$

En la ecuación anterior, θ_p es la demanda de rotación plástica; $\phi_{u,PRF}$ es la curvatura de capacidad última de la sección confinada con tejidos de PRF; L_p es la longitud de la rótula plástica y $\phi_{y,PRF}$ es la curvatura de la sección confinada mediante tejidos de PRF con el acero de refuerzo trabajando a fluencia, la cual se determina mediante la ecuación 2.

$$\phi_{y,PRF} = \frac{\varepsilon_y}{d - c_{y,PRF}} \quad (2)$$

En la ecuación anterior, ε_y y $c_{y,PRF}$ son la deformación de fluencia del acero de refuerzo y la profundidad de la línea neutra respecto a dicha deformación para el hormigón confinado con *PRF* respectivamente, y d es el canto útil de la sección transversal. La curvatura de capacidad última de la sección confinada con tejidos de *PRF* se calcula empleando la [ecuación 3](#).

$$\phi_{u,PRF} = \frac{\varepsilon_{ccu}}{c_{u,PRF}} \quad (3)$$

En la ecuación anterior, ε_{ccu} y $c_{u,PRF}$ son la máxima deformación en compresión y la profundidad de la línea neutra en la etapa de agotamiento de la sección, para el hormigón confinado con *PRF*.

Para determinar los parámetros que dependen del confinamiento del hormigón con tejidos de *PRF*, se empleó en esta investigación el modelo tensión-deformación del hormigón confinado con *PRF* propuesto por Lam y Teng [15]. En la [figura 1](#) se muestra la curva de comportamiento que describe el modelo tensión-deformación del hormigón confinado con *PRF* propuesto por Lam y Teng [15].

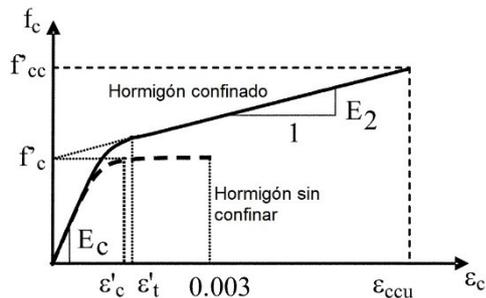


Figura 1. Modelo tensión-deformación del hormigón confinado con *PRF* [15].

Analíticamente, el modelo anterior [15] responde a las [ecuaciones 4, 5 y 6](#) respectivamente.

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f'_c} \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon'_c \\ f'_c + E_2 \varepsilon_c & \varepsilon'_c \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \end{cases} \quad (4)$$

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{f'_c \varepsilon_{ccu}} \quad (5)$$

$$\varepsilon'_c = \frac{2f'_c}{E_c - E_2} \quad (6)$$

3.

DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN OBJETO DE ESTUDIO

El edificio objeto de estudio, constituye un pabellón de urgencias de operaciones y cirugía, que pertenece a un centro hospitalario ubicado en el municipio de Santiago de Cuba, en la provincia que lleva el mismo nombre dentro de la región oriental de Cuba. El pabellón cuenta con cinco niveles de altura, de 3 m cada nivel, para un total de 15 m. Todas las plantas son típicas en cuanto a la distribución y dimensiones de los locales, a excepción de la cubierta. Su sistema estructural está conformado por pórticos de hormigón armado, compuestos por columnas de 60 x 60 cm y vigas de 40 x 60 cm. Los sistemas de entrepisos y la cubierta están compuestos por losas de hormigón armado de 15 cm de espesor. La edificación la conforman 18 módulos en cada planta, dispuestos de manera regular y distribuidos de la siguiente forma: 6 módulos de 5.75 m x 4.85 m, 6 módulos de 5.75 m x 2.45 m y 6 módulos de 5.75 m x 6.20 m respectivamente, lo que lo convierte en un edificio más largo que ancho, presentando una distancia total en el sentido longitudinal de 34.5 m, mientras que en el sentido transversal presenta una distancia total de 13.5 m. La estructura del edificio no presenta irregularidades ni en planta ni en elevación. En la [figura 2](#) se representa la planta típica y una vista tridimensional de la edificación objeto de estudio.

3.1. Proceso de modelación del edificio

Para modelar la estructura de la edificación objeto de estudio, fue empleado el programa de modelación computacional ETABS (versión 18.1), que está basado en el método de elementos finitos. Mediante el empleo de este programa, se logró a través de una misma interface crear y modificar el modelo, ejecutar su análisis, lo que hizo posible arribar a los resultados de la estructura en general y de cada uno de sus componentes.

Geometría

Las losas de entrepiso y de cubierta son de 15 cm de espesor. Fueron modeladas como elementos tipo shell- thin y cubren paños de: 5.75 m x 4.85 m, 5.75 m x 2.45 m y 5.75 m x 6.20 m respectivamente. Tanto a las losas de entrepiso como a la de cubierta se les asignó la propiedad de diafragma rígido.

Las columnas son de sección transversal de 60 x 60 cm, cuentan con 3 m de altura y fueron modeladas como elementos tipo frame. Las mismas presentan un total de 16 barras

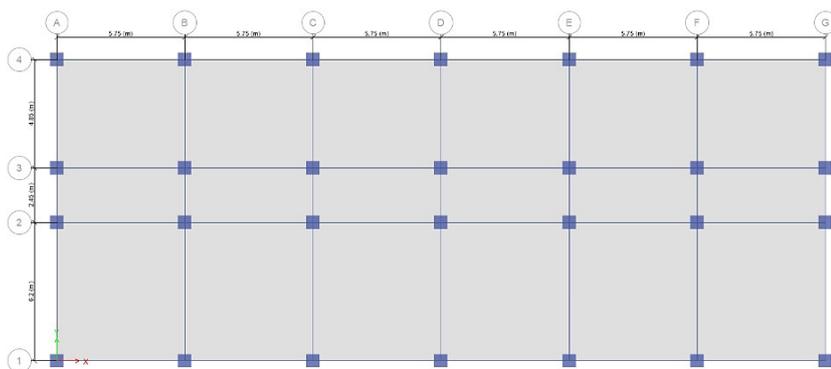


Figura 2. Planta y vista tridimensional del edificio.

de 25 mm de diámetro distribuidas de manera uniforme alrededor de todo el perímetro de la sección y como acero de refuerzo transversal, presentan cercos de 13 mm de diámetro espaciados a 200 mm.

Las vigas son de sección transversal de 40 x 60 cm, fueron modeladas como elementos tipo frame y cubren luces de: 5.75 m, 4.85 m, 2.45 m y 6.20 m respectivamente. Las mismas presentan como acero de refuerzo superior 6 barras de 25 mm de diámetro y como acero de refuerzo inferior 5 barras de 25 mm de diámetro. El acero de refuerzo transversal de las vigas se compone de cercos de 13 mm de diámetro espaciados a 150 mm.

Condiciones de borde

Las uniones columna-columna y viga-columna se consideran continuas en toda la extensión del edificio. Las bases de las columnas se consideraron empotradas a la cimentación y los paños de losas presentan continuidad en todos sus apoyos.

Materiales

Todas las losas, vigas y columnas se definieron de hormigón armado hormigonado in situ con una resistencia característica a compresión de $f_{ck} = 21 \text{ MPa}$, un peso específico de $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$, un módulo de deformación longitudinal $E = 21538,11 \text{ MPa}$ y un coeficiente de Poisson $\mu = 0.2$.

Con respecto al acero de refuerzo empleado en forma de barras en los elementos de hormigón armado, el mismo presenta un valor de límite elástico $f_y = 300 \text{ MPa}$, un peso específico de $\gamma = 78.50 \text{ kN/m}^3$ y un módulo de elasticidad $E = 200000 \text{ MPa}$.

Cargas

Para la asignación de las cargas permanentes se empleó la norma NC 283: 2003 [16]. Se consideró el peso propio de todos los elementos, así como los valores de sobrecargas permanentes mostradas en la tabla 1.

TABLA 1. Valores de sobrecargas permanentes asignadas en el modelo.

| Elemento | Sobrecarga permanente (kN/m ²) |
|-------------------|--|
| Losa de entrepiso | 4,45 |
| Losa de cubierta | 2,00 |

Para la asignación de las cargas de uso se empleó la norma NC 284: 2003 [17]. Se consideraron los valores de sobrecargas mostradas en la tabla 2, a excepción de la cubierta que se le asignó un valor de sobrecarga de uso de 2 kN/m², ya que es una azotea de techo plano con desagüe por tragante no accesible al público.

TABLA 2. Valores de sobrecargas de uso asignadas en el modelo.

| Denominación del local | Sobrecarga de uso (kN/m ²) |
|----------------------------|--|
| Zonas de dormitorios | 2,0 |
| Salas de visita | 3,0 |
| Locales de consulta médica | 1,5 |
| Laboratorios | 3,0 |
| Vestibulos y pasillos | 4,0 |

Para el cálculo de la carga sísmica se empleó la norma NC 46: 2017 [12]. El cálculo de dicha carga se realizó mediante el Método Estático Equivalente, ya que la norma [12] plantea que puede aplicarse en estructuras sin ninguna irregularidad en planta o elevación y que no excedan 50 m de altura sobre la base.

El edificio se encuentra ubicado en el municipio Santiago de Cuba, correspondiente con la zona sísmica 5 según la clasificación de la NC 46: 2017 [12] y se califica como una obra esencial con nivel de protección sísmica E. El tipo de sismo de diseño es severo, con una probabilidad del 5% de ser excedido en un periodo de 50 años de vida útil, correspondiente a un periodo de retorno de 808 años. La clasificación del sitio constituye un suelo tipo C. La tabla 5 muestra los parámetros propios del sitio donde se encuentra ubicada la obra, fundamentales para la confección del espectro sísmico.

TABLA 3. Parámetros para la construcción del espectro de diseño sísmico.

| Provincia | Municipio | $S_o(g)$ | $S_s(g)$ | $S_1(g)$ | $T_L(s)$ | Zona |
|------------------|------------------|----------|----------|----------|----------|------|
| Santiago de Cuba | Santiago de Cuba | 0,513 | 1,035 | 0,428 | 6 | 5 |

Donde S_s es la ordenada espectral de periodo corto; S_1 la ordenada espectral con periodo de 1s y

T_L , el periodo de transición del periodo largo.

Para determinar el nivel de diseño se debe emplear un factor de escalado K_d , que en este caso resulta igual a 0,80.

Las ordenadas espectrales (S_a) se determinarán según el valor del periodo de vibración de la estructura (T) según las expresiones de la (7) a la (10) contenidas en la NC 46: 2017 [12].

$$S_a = S_{DS} (0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0}) \quad \text{para } T < T_0 \quad (7)$$

$$S_a = S_{DS} \quad \text{para } T_0 < T < T_s \quad (8)$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{para } T_s < T < T_L \quad (9)$$

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad \text{para } T > T_L \quad (10)$$

Siendo:

S_{DS} la aceleración espectral de diseño para periodos cortos; S_{D1} , la aceleración espectral de diseño para periodos largos; T_0 y T_s , los periodos de esquina del espectro junto con T_L .

En la figura 3 se muestra el espectro de diseño de aceleraciones horizontales y verticales para un suelo tipo C.

El periodo propio de la estructura (T) se determinó mediante el programa ETABS (versión 18.1), considerando la totalidad de las cargas permanentes y el 25 % de las cargas de uso. Para el edificio analizado, el periodo en la dirección "x" fue de 0.564 s y en la dirección "y" de 0.552 s respectivamente.

Combinaciones de cargas

Las combinaciones de carga que incluyen la carga de sismo y que aparecen en la norma NC 450: 2006 [18], se sustituyen por las combinaciones de carga que aparecen en la norma NC

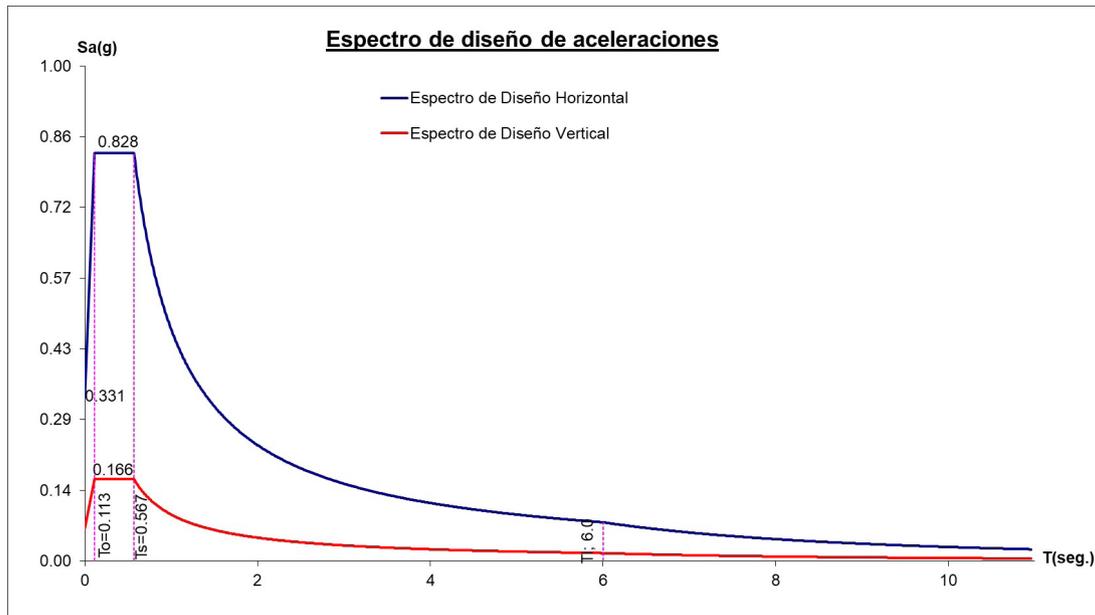


Figura 3. Espectro de diseño de aceleraciones horizontales y verticales.

46: 2017 [12]. En la tabla 4 se resumen las combinaciones de carga empleadas en la modelación del edificio objeto de estudio.

TABLA 4.
Combinaciones de carga empleadas en la modelación.

| Según la NC 450: 2006 [18] | Según la NC 46: 2017 [12] |
|----------------------------|----------------------------|
| 1.4G | $1.2G + Q_t + S_v \pm S_h$ |
| $1.2G + 1.6Q + 0.5Q_c$ | $0.9G - S_v \pm S_h$ |
| $1.2G + 1.6Q_c + 0.5Q$ | $G + Q_t - S_v + S_h$ |
| $G + Q_t$ | |

Siendo:

- G: Cargas permanentes.
- S: Cargas Sísmicas (S_v : Demanda sísmica vertical y S_h : Demanda sísmica horizontal).
- Q: Cargas de uso de entresuelo.
- Q_c : Carga de uso de cubierta.
- Q_t : Carga de uso total.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A continuación, se muestran los resultados referidos a las curvas de capacidad, el nivel de desempeño y el comportamiento y formación de las rótulas plásticas obtenidos a través de la realización de un análisis estático no lineal o análisis *pushover* a la edificación objeto de estudio en su estado original, y posteriormente se comparan dichos resultados con los obtenidos en la misma edificación cuando esta se encuentra reforzada mediante tejidos de polímeros reforzados con fibra de vidrio (PRFV).

4.1. Análisis estático no lineal de la edificación en su estado original

Curvas de capacidad

El procedimiento a seguir para la implementación del análisis estático no lineal consiste en obtener la curva de capacidad de la estructura graficando los valores de cortante basal y de desplazamiento en el tope de la edificación. Inicialmente la estructura sin rótulas es expuesta a cargas laterales monotónicas, hasta que algunos elementos alcancen su límite elástico. Las cargas se van incrementando y se aplican a la estructura modificada, que contempla la reducción de resistencia producida, hasta provocar el colapso de la misma. Cada valor de cortante basal y desplazamiento en el tope correspondiente, definen un punto de la curva; por tanto, para conformar la curva se debe repetir este proceso en varias ocasiones. En la figura 4 se muestran las curvas de capacidad, para la edificación objeto de estudio, obtenidas en las dos direcciones de análisis de actuación de la carga de sismo.

A partir de la obtención de las curvas de capacidad de la edificación, se tiene que, para la dirección de análisis "x", la estructura posee una capacidad de desplazamiento máximo en el tope de 237.78 mm asociado a un cortante basal de 17 511.29 kN; mientras que para la dirección de análisis "y", la estructura posee una capacidad de desplazamiento máximo en el tope de 210.66 mm asociado a un cortante basal de 15 218.35 kN. Estos valores describen un mejor comportamiento de la estructura en la dirección de análisis "x", en términos de capacidad de resistencia y de desplazamiento ante carga de sismo. Se puede observar también en ambas gráficas (figura 4), que de manera general no se evidencia un comportamiento plástico significativo de la edificación en ambas direcciones de análisis, debido a que no se muestra de manera clara la obtención de grandes incrementos de desplazamientos asociados a valores de cortante basal prácticamente constantes.

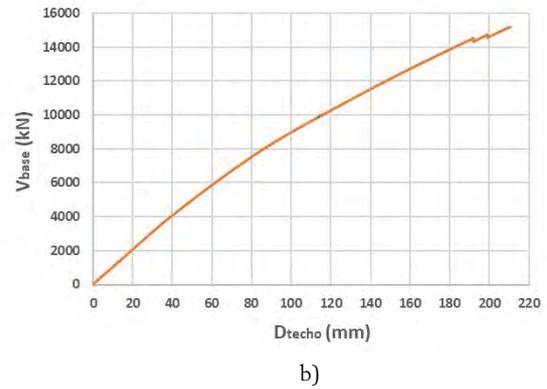
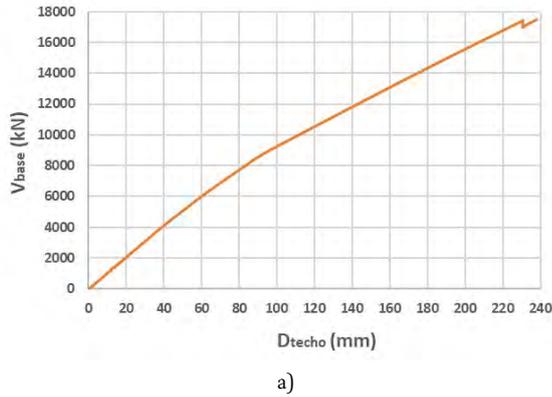


Figura 4. Curvas de capacidad del edificio objeto de estudio. a) Dirección de análisis "x". b) Dirección de análisis "y".

Nivel de desempeño

El nivel de desempeño de una estructura describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales; la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños; y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

Para determinar el nivel de desempeño de la edificación objeto de estudio, es necesario estimar el punto de desempeño sobre las curvas de capacidad en ambas direcciones de análisis de actuación de la carga de sismo. Para la obtención del punto de desempeño, se empleó el método del Coeficiente de Desplazamiento que aparece en el código ASCE/SEI 41 [19], y que consiste en modificar la respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad mediante una serie de factores para estimar un desplazamiento máximo global, el cual se conoce como desplazamiento objetivo. Mediante la aplicación del método del Coeficiente de Desplazamiento, se obtiene una representación bilineal de la curva de capacidad y a través de la misma, se determinan los valores de cortante basal de fluencia y de desplazamiento de fluencia de la edificación ante carga de sismo. Según establece el documento del Comité VISION 2000 [20], a partir de los valores de desplazamiento de fluencia y de desplazamiento máximo de la estructura, se puede sectorizar la curva de capacidad, donde

a cada sector le corresponde un nivel de desempeño establecido en la NC 46: 2017 [12].

En este sentido, la zona de desplazamiento elástico de la estructura se relaciona con un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, mientras que la zona de desplazamiento inelástico de la estructura, se divide en cuatro sectores, correspondiente a porcentajes de 30%, 30%, 20% y 20%, a los que se asocian los siguientes niveles de desempeño: Operativo, Seguridad de Vida, Prevención de Colapso y Colapso respectivamente. En la figura 5 se muestran, para ambas direcciones de análisis de actuación de la carga de sismo, las curvas de capacidad sectorizadas de la edificación objeto de estudio, donde además se identifican los puntos desempeño y los puntos de fluencia efectiva.

En la figura 5 se puede ver, como para ambas direcciones de análisis, el nivel de desempeño que presenta la edificación es de Seguridad de Vida, ya que en ese sector de la curva de capacidad es donde se encuentra localizado el punto de desempeño. Según la NC 46: 2017 [12], en el nivel de Seguridad de Vida se espera que los elementos estructurales puedan sufrir daños localizados que pueden ser reparables y que en todos los casos no se producirán fallas que pongan en peligro la vida de los ocupantes del edificio. Las coordenadas del punto de desempeño de la estructura en la dirección de análisis "x" es de 128.45 mm de desplazamiento y 11 106.99 kN de cortante basal; mientras que en la dirección de análisis "y" es de 143.18 mm de desplazamiento y 11 728.21 kN de cortante basal.

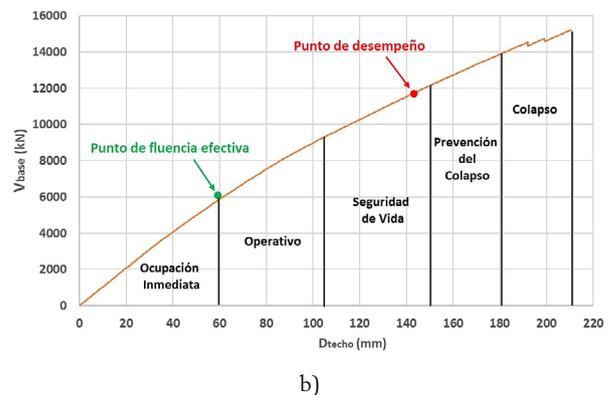
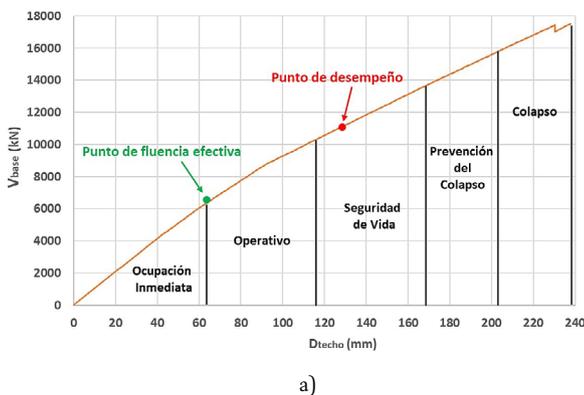


Figura 5. Sectorización de las curvas de capacidad del edificio objeto de estudio. a) Dirección de análisis "x". b) Dirección de análisis "y".

La edificación objeto de estudio, al constituir un pabellón de urgencias de operaciones, cirugía y hospitalización, perteneciente a un centro hospitalario, clasifica como una obra esencial desde el punto de vista sismorresistente, por lo que de acuerdo a lo que establece la NC 46: 2017 [12], para las edificaciones catalogadas como importantes y esenciales, sometidas a un nivel de demanda sísmica con un sismo de diseño severo, el nivel de desempeño requerido para la estructura corresponde al nivel Operativo, que supone que la edificación puede seguir operando después de la ocurrencia de un sismo. A partir de los resultados mostrados en la figura 5, se puede afirmar que la edificación no cumple con el nivel de desempeño sísmico exigido por la norma NC 46: 2017 [12].

Comportamiento de las rótulas plásticas y refuerzo mediante tejidos de PRF

El código ASCE/SEI 41 [19] define los criterios de desempeño o niveles de daño alcanzado en las estructuras a través de tres niveles: Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP), los cuales a su vez van a estar limitados mediante la rotación plástica (θ_p) que presenten los elementos estructurales en la zona de formación de las rótulas plásticas para un nivel de demanda sísmica determinada. En la figura 6 se muestra el esquema que representa la curva idealizada de comportamiento de una articulación plástica, junto con los límites de cada uno de los niveles de desempeño mencionados anteriormente.

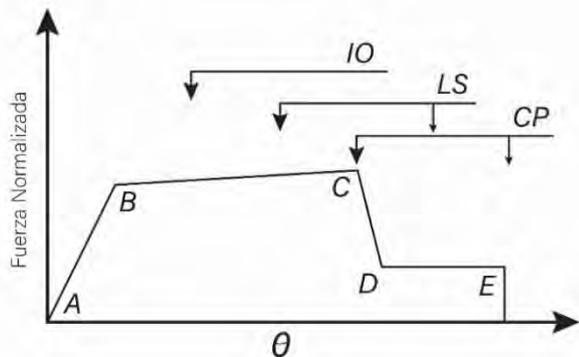


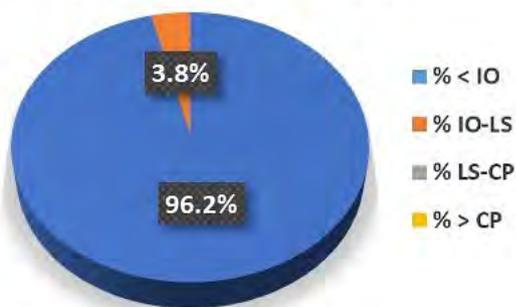
Figura 6. Curva de comportamiento idealizada de una rótula plástica [19].

Basado en el esquema de la figura 6, el documento ASCE/SEI 41 [19], presenta unas tablas que tienen un respaldo teórico y experimental, por medio de las cuales se pueden determinar las rotaciones plásticas (θ_p) de diferentes elementos estructurales como: vigas, columnas y uniones de hormigón armado, a partir de la calidad de los materiales constituyentes, de la geometría de los elementos, de la cuantía del acero de refuerzo y del confinamiento brindado por el acero transversal. En esas mismas tablas, se establecen los valores límites de rotación plástica ($\theta_{p,lim}$) que sirven como criterios de aceptación de los niveles de desempeño.

En la figura 7 se muestra, para el punto de desempeño de la edificación objeto de estudio, el nivel de daño alcanzado en las rótulas plásticas, a partir de las demandas de rotación plástica que exceden los valores límites que sirven como criterios de aceptación de los niveles de desempeño establecidos en el documento ASCE/SEI 41 [19].

En la figura 7 se puede ver que, en ambas direcciones de análisis del *pushover*, más del 95% de las rótulas presentan una demanda de rotación plástica inferior al límite establecido para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), que de acuerdo al documento ASCE/SEI 41 [19], constituye el nivel de desempeño requerido para edificaciones catalogadas como esenciales como el caso de los hospitales; sin embargo, se puede observar también como, en la dirección de análisis "x", el 3.8%, que representa 28 rótulas del total, y en la dirección de análisis "y", el 30% que representa 22 rótulas del total, exhiben una demanda de rotación plástica superior al límite establecido para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), lo que las coloca con un comportamiento en el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS), y de acuerdo a lo establecido en el código ASCE/SEI 41 [19], en esos elementos estructurales no se está cumpliendo con el nivel de daño permitido ante carga de sismo para las edificaciones esenciales. En este sentido, para poder mejorar el desempeño de la estructura, se debe proceder a aplicar alguna técnica de refuerzo en aquellos elementos que presenten rotaciones plásticas superiores al límite establecido para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO) y con ello mejorar el comportamiento de la edificación en términos de daños alcanzados para el nivel de demanda sísmica establecido.

Niveles de daño en las rótulas plásticas en la dirección de análisis "X"



Niveles de daño en las rótulas plásticas en la dirección de análisis "Y"

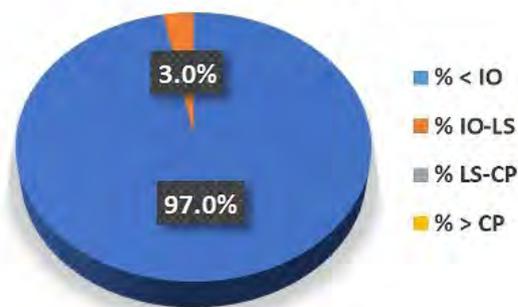


Figura 7. Niveles de daño alcanzados en las rótulas plásticas para el punto de desempeño.

TABLA 5.

Resultados del refuerzo con PRFV en las columnas con mayores valores de demanda de rotación plástica.

| Dirección de análisis | No. de capas de PRFV | θ_p sin PRFV (rad) | $\theta_{D,PRFV}$ (rad/m) | $\theta_{u,PRFV}$ (rad/m) | θ_p con PRFV (rad) |
|-----------------------|----------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| X | 5 capas | 0.0036 | 0.0103 | 0.0701 | 0.0062 |
| Y | 5 capas | 0.0069 | 0.0158 | 0.0701 | 0.0095 |

A partir del resultado anterior, se procede a realizar el diseño del refuerzo que confina el hormigón en la zona de formación de las rótulas plásticas, empleando en este caso tejidos de polímeros reforzados con fibra de vidrio (PRFV) con las siguientes propiedades mecánicas: resistencia a la tracción en la rotura $f_{ju}^* = 2560 \text{ MPa}$, módulo de elasticidad $E_f = 80\,700 \text{ MPa}$ y deformación a la tracción en la rotura $\epsilon_{ju}^* = 0.0317$.

En la tabla 5 se muestran los resultados del diseño del refuerzo mediante el confinamiento con tejidos de PRFV, en las columnas de hormigón armado de la edificación objeto de estudio que presentaron los mayores valores de demanda de rotación plástica (θ_p), para las dos direcciones de análisis de actuación de la carga de sismo. En total hubo que reforzar 32 columnas de la edificación en la zona de formación de las rótulas plásticas.

En los resultados de la tabla 5, se puede observar como mediante el confinamiento con tejidos de PRFV en las columnas de hormigón armado, se logra un incremento significativo de la capacidad de rotación plástica (θ_p) con relación al valor de demanda de rotación plástica. En este caso para la dirección de análisis “x”, este incremento es de 72.2%, mientras que en la dirección de análisis “y” el incremento es de 37.7%.

4.2. Análisis estático no lineal de la edificación reforzada con PRFV. Comparación de resultados

Con el objetivo de poder determinar la influencia que tiene el refuerzo mediante tejidos de PRFV en el desempeño ante carga sísmica de la edificación objeto de estudio, a continuación, se presenta una comparación de los principales resultados obtenidos en el análisis estático no lineal de la edificación sin refuerzo y de la estructura después de ser reforzada mediante tejidos de PRFV.

Curvas de capacidad

En la figura 8 se muestran las curvas de capacidad de la edificación sin refuerzo y la edificación reforzada con tejidos de

PRFV, en las dos direcciones de análisis de actuación de la carga de sismo.

En la figura 8 se puede ver el incremento de capacidad, en términos de resistencia y de desplazamiento ante carga de sismo, de la edificación objeto de estudio cuando se encuentra reforzada mediante tejidos de PRFV con relación a la estructura sin refuerzo. En este sentido, la diferencia obtenida con relación a los máximos cortantes basales, en la dirección de análisis “x” es de 64.8%, mientras que en la dirección de análisis “y” es de 44.8%. De la misma forma, la diferencia obtenida con relación a los máximos desplazamientos en el tope de la edificación, en la dirección de análisis “x” es de 99.5%, mientras que en la dirección de análisis “y” es de 63.2%. A partir de los resultados anteriores, se puede inferir que el refuerzo con PRFV tiene una mayor influencia en el incremento de la capacidad por desplazamiento de la edificación, debido al confinamiento con tejidos de PRFV en las secciones de los elementos de hormigón armado, que provoca el aumento de las deformaciones en el hormigón sin perder capacidad resistente, lo que resulta en un incremento del giro y de las rotaciones plásticas en la sección, y por ende en un incremento de la ductilidad en la estructura.

En la tabla 6, se muestra un resumen de los principales resultados obtenidos en las curvas de capacidad y las curvas bilineales derivadas del análisis estático no lineal para la edificación sin refuerzo y para la edificación reforzada con PRFV en ambas direcciones de análisis de actuación de la carga de sismo.

A partir de los resultados mostrados en la tabla 6 se puede observar que, la edificación reforzada con tejidos de PRFV ingresa más temprano en el rango no lineal de su comportamiento, con respecto a la edificación sin reforzar, ya que los valores de desplazamiento en el tope y de cortante basal de fluencia de la edificación reforzada con PRFV resultan menores que los obtenidos en el análisis de la edificación sin refuerzo. Otro aspecto importante a resaltar en los resultados de la tabla 6 es como la edificación reforzada mediante tejidos de PRFV presenta, de manera significativa, una mayor ductilidad por desplazamiento (D_u/D_y), con relación a la edificación sin

TABLA 6.

Resultados de las curvas de capacidad de la edificación sin reforzar y reforzada con PRFV.

| Dirección de análisis | Modelo de la edificación | D_{ope} último (D_u) (mm) | V_{base} último (kN) | D_{ope} de fluencia (D_y) (mm) | V_{base} de fluencia (kN) | Ductilidad (D_u/D_y) |
|-----------------------|--------------------------|---------------------------------|------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|--------------------------|
| X | No reforzada | 237.78 | 17 511.29 | 63.38 | 6585.17 | 3.75 |
| | Reforzada con PRFV | 474.40 | 28 855.27 | 50.78 | 5361.20 | 9.34 |
| Y | No reforzada | 210.66 | 15 218.35 | 59.14 | 6097.84 | 3.56 |
| | Reforzada con PRFV | 343.78 | 22 034.62 | 50.24 | 5286.57 | 6.84 |

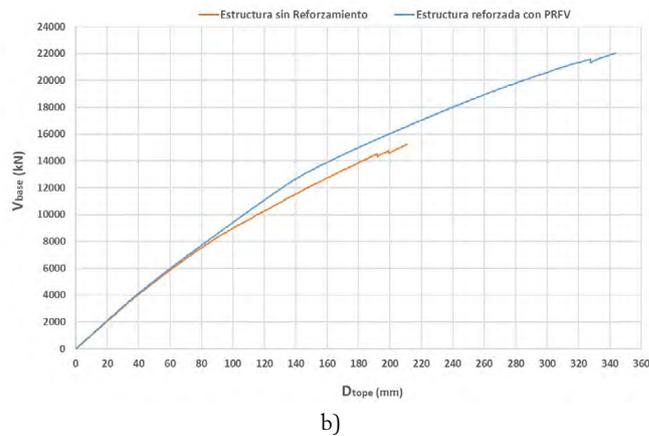
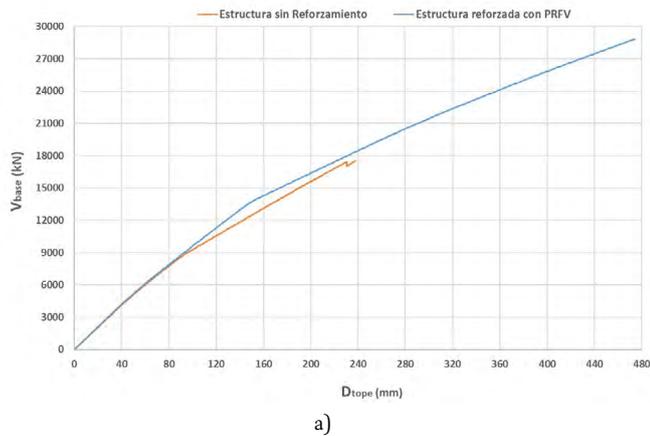


Figura 8. Curvas de capacidad de la edificación sin reforzar y reforzada con PRFV. a) Dirección de análisis “x”. Dirección de análisis “y”.

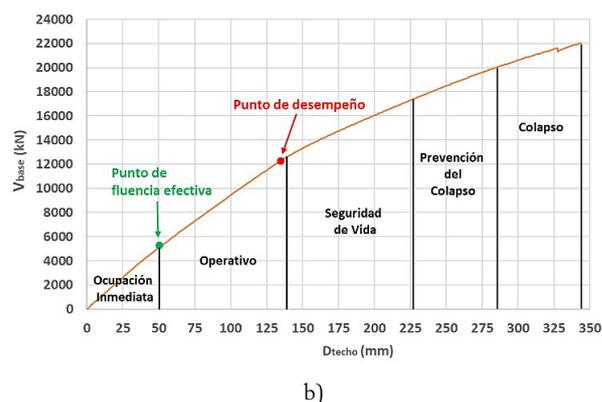
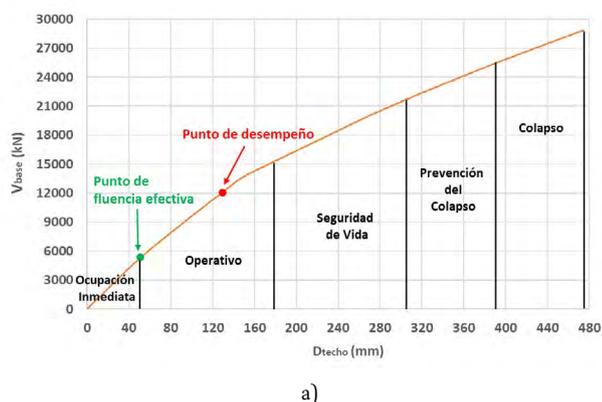


Figura 9. Sectorización de las curvas de capacidad de la edificación reforzada con PRFV. a) Dirección de análisis “x”. b) Dirección de análisis “y”.

refuerzo. La diferencia de ductilidad por desplazamiento obtenida en la dirección de análisis “x” es de 149.07%, mientras que en la dirección de análisis “y” es de 92.13%.

Nivel de desempeño

En la figura 9, se muestra, para ambas direcciones de análisis de actuación de la carga de sismo, las curvas de capacidad sectorizadas de la edificación reforzada mediante tejidos de PRFV, donde además se identifican los puntos de desempeño y los puntos de fluencia efectiva.

En la figura 9 se puede ver, como para ambas direcciones de análisis de actuación de la carga de sismo, el nivel de desempeño que presenta la edificación cuando se encuentra reforzada mediante tejidos de PRFV es el nivel Operativo, y según la NC 46: 2017 [12], en este nivel se espera que la edificación pueda seguir operando después de la ocurrencia de un sismo, sin sufrir daños en los elementos estructurales y en el equipamiento. Las coordenadas del punto de desempeño de la estructura reforzada con PRFV en la dirección de análisis “x” son de 129.29 mm de desplazamiento y 12 085.67 kN de cortante basal; mientras que en la dirección de análisis “y” son de 134.70 mm de desplazamiento y 12 260.49 kN de cortante basal. A partir de estos resultados se puede afirmar que el refuerzo mediante tejidos de PRFV mejora el desem-

peño ante carga de sismo de la edificación objeto de estudio, ya que, de un nivel de desempeño de Seguridad de Vida en la estructura sin refuerzo, pasa a un nivel de desempeño Operativo una vez que la edificación está reforzada con PRFV. Además, no solo es importante señalar que el refuerzo mediante tejidos de PRFV mejora el desempeño de la estructura, sino que en este caso, hace que la edificación se desempeñe ante carga de sismo en el nivel exigido para edificaciones esenciales según lo establecido en la NC 46: 2017 [12].

En la tabla 7 se muestran los resultados de los rangos correspondientes a cada uno de los niveles de desempeño para la edificación estudiada, atendiendo a los dos modelos realizados y a la sectorización de las curvas de capacidad.

En la tabla 7 se puede observar como la edificación reforzada con tejidos de PRFV presenta mayores intervalos de desplazamientos según los niveles de desempeño en su etapa de comportamiento no lineal, con relación a los rangos de desplazamiento que presenta la estructura sin refuerzo. Este resultado, que se encuentra relacionado con el incremento de capacidad por desplazamiento ante carga de sismo obtenido en la edificación reforzada mediante tejidos de PRFV, permite que el intervalo de desplazamiento no lineal relacionado con cada nivel de desempeño se incremente y por lo tanto, le concede a la estructura un margen de variación de desplazamiento mucho mayor para un mismo nivel de desempeño.

TABLA 7.

Rangos de desplazamiento según los niveles de desempeño para la edificación sin reforzar y reforzada con PRFV.

| Modelo de la edificación | Dirección de análisis | Rango de desplazamiento según nivel de desempeño (mm) | | | | |
|--------------------------|-----------------------|---|---------------|-------------------|------------------------|---------------|
| | | Δ_c | $0,3\Delta_p$ | $0,3\Delta_p$ | $0,2\Delta_p$ | $0,2\Delta_p$ |
| | | Ocupación Inmediata | Operativo | Seguridad de Vida | Prevención del Colapso | Colapso |
| No reforzada | X | 63,38 | 52,32 | 52,32 | 34,88 | 34,88 |
| | Y | 59,14 | 45,46 | 45,46 | 30,30 | 30,30 |
| Reforzada con PRFV | X | 50,78 | 127,09 | 127,09 | 84,72 | 84,72 |
| | Y | 50,24 | 88,06 | 88,06 | 58,71 | 58,71 |

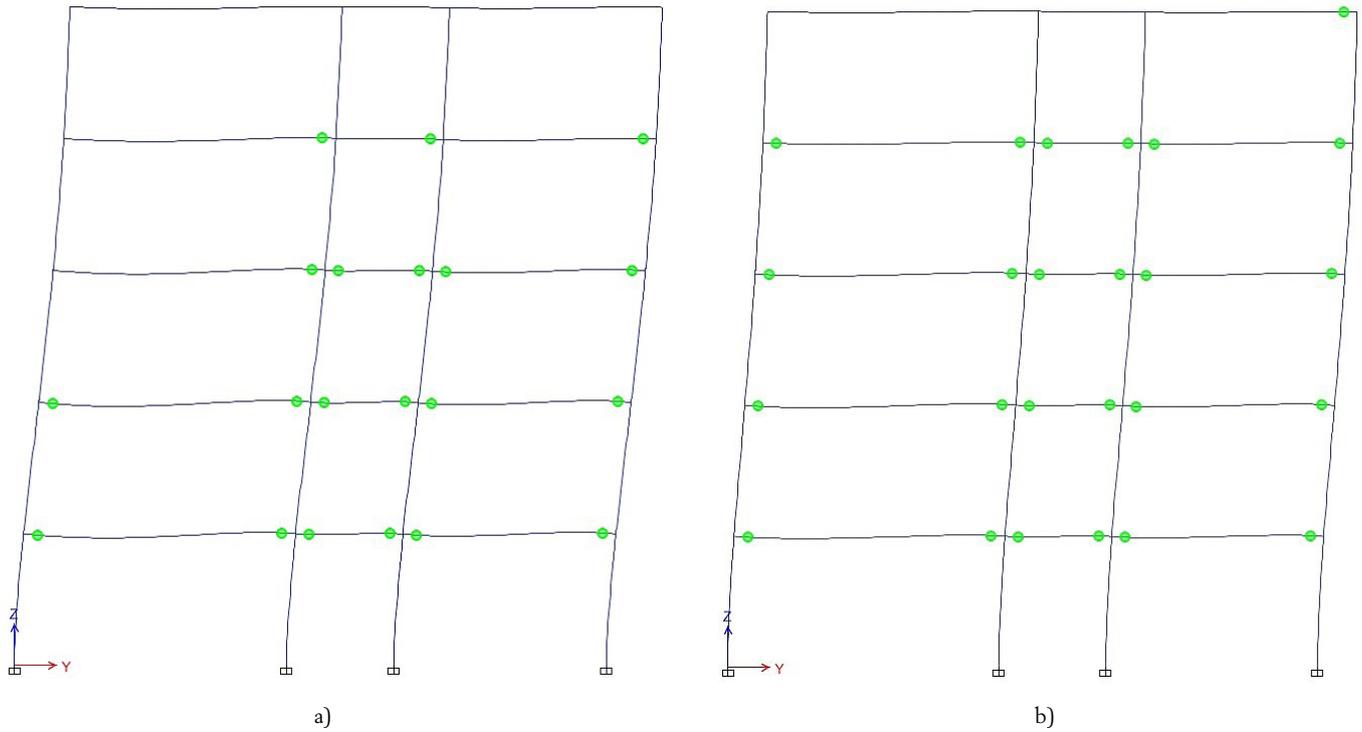


Figura 10. Formación de rótulas plásticas en vigas. a) Estructura sin refuerzo. b) Estructura reforzada con PRFV.

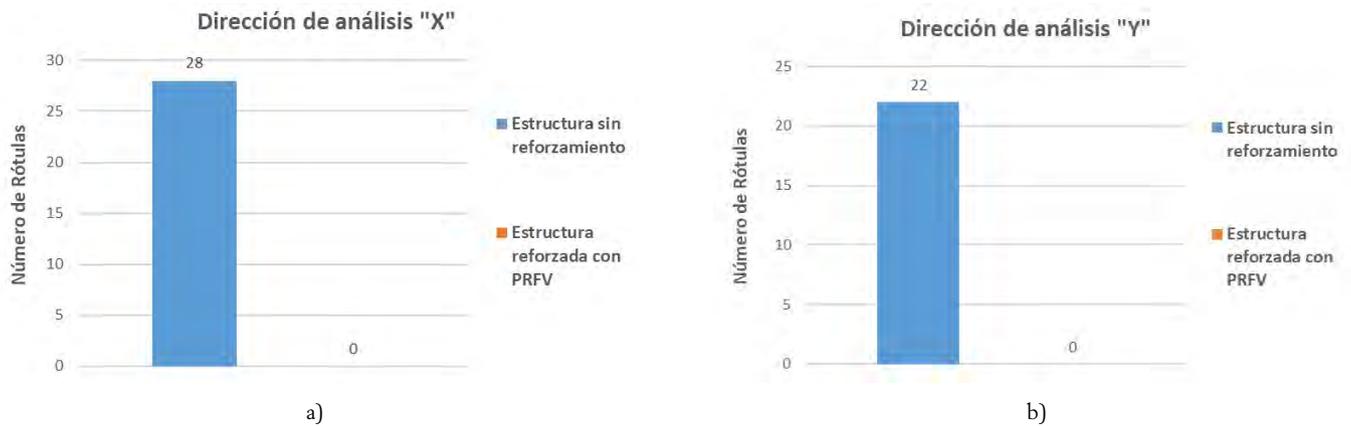


Figura 11. Rótulas plásticas que sobrepasan los valores límites para el nivel de Ocupación Inmediata (IO).

TABLA 8.

Aparición de la primera rótula plástica en vigas y columnas para la edificación sin reforzar y reforzada con PRFV.

| Dirección de análisis | Modelo de la edificación | Elemento | Desplazamiento (mm) | V_{base} (kN) |
|-----------------------|--------------------------|----------|---------------------|-----------------|
| X | No reforzada | Viga | 34.22 | 3555.63 |
| | | Columna | 80.26 | 7780.89 |
| | Reforzada con PRFV | Viga | 33.85 | 3574.26 |
| | | Columna | 133.24 | 12 417.34 |
| Y | No reforzada | Viga | 27.90 | 2876.84 |
| | | Columna | 61.69 | 6008.12 |
| | Reforzada con PRFV | Viga | 27.68 | 2912.86 |
| | | Columna | 101.23 | 9519.86 |

Formación y comportamiento de las rótulas plásticas

En la [figura 10](#) se muestra, tanto para la edificación sin refuerzo como para la edificación reforzada con PRFV, el lugar de aparición de las rótulas plásticas en las vigas, justo antes de que aparezca la primera rótula en las columnas. En este sentido se puede ver ([figura 10](#)) como el mecanismo de colapso que ocurre para la carga de sismo aplicada, constituye el mecanismo deseado en las edificaciones sometidas a cargas sísmicas, ya que ha comenzado la fluencia en las secciones críticas de las vigas antes que en las columnas, lo que demuestra que la estructura, para ambos modelos analizados, cumple con el criterio de diseño sismorresistente de columna fuerte – viga débil; sin embargo, es importante señalar que en la edificación reforzada con tejidos de PRFV existe un mayor número de formación de rótulas plásticas con relación a la estructura sin refuerzo, lo que se traduce en que la estructura reforzada incursiona más en el rango no lineal de su comportamiento con relación a la edificación sin refuerzo, y de esta manera, posibilita una mayor disipación de energía ante la acción de la carga de sismo.

En la [figura 11](#) se muestra, para ambos modelos de análisis, la cantidad de rótulas plásticas que para el punto de desempeño resultaron presentar valores de demandas de rotación plástica (θ_p) superiores a los valores límites que sirven como criterio de aceptación para nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), a partir de lo establecido en el documento ASCE/SEI 41 [19].

En la [figura 11](#) se puede observar la influencia que tuvo el refuerzo con tejidos de PRFV en los valores obtenidos de demandas de rotación plástica (θ_p) para el punto de desempeño de la edificación, ya que en ningún elemento estructural se presentó un valor de rotación plástica que sobrepase los valores límites establecidos para el cumplimiento del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), que además

constituye, según el código ASCE/SEI 41 [19], el nivel de desempeño requerido para edificaciones catalogadas como esenciales.

En la [tabla 8](#) se expone el valor de cortante basal y desplazamiento en el tope correspondiente para los cuales se desarrolla la primera rótula plástica en vigas y columnas de hormigón armado, para los modelos de la edificación sin refuerzo y la edificación reforzada con PRFV.

Con los resultados mostrados en la [tabla 8](#), se puede ver como para la edificación sin refuerzo y la edificación reforzada con PRFV, no se aprecian diferencias significativas entre los valores de cortante basal y desplazamiento en el tope correspondientes a la aparición de la primera rótula plástica en las vigas de hormigón armado; sin embargo, se puede observar como en la edificación reforzada con PRFV, la aparición de la primera rótula plástica en las columnas de hormigón armado se da para valores de desplazamiento en el tope y cortante basal superiores a los obtenidos en la edificación sin refuerzo. Este resultado también se traduce en una mejora del desempeño de la estructura reforzada con PRFV, ya que permite, con relación a la edificación sin refuerzo, retrasar el proceso de formación de las rótulas plásticas en las columnas, lo que posibilita mejorar el mecanismo de colapso debido a la importancia que reviste el posible fallo en una columna de hormigón armado ante la presencia de carga de sismo.

Finalmente, se muestra en la [tabla 9](#), para cada uno de los modelos analizados, el valor de cortante basal y desplazamiento en el tope correspondiente al primer elemento estructural que presenta un colapso o fallo con peligro para la vida de las personas.

En la [tabla 9](#) se puede observar como en la edificación reforzada con PRFV, la aparición del primer elemento estructural que colapsa, se da para valores de desplazamiento y cortante basal muy superiores a los obtenidos en la edificación sin refuerzo, lo que ratifica un retraso en el mecanismo de

TABLA 9.

Aparición del primer elemento colapsado para la edificación sin reforzar y reforzada con PRFV.

| Dirección de análisis | Modelo de la edificación | Elemento que colapsa | Desplazamiento (mm) | V_{base} (kN) |
|-----------------------|--------------------------|----------------------|---------------------|-----------------|
| X | No reforzada | Columna | 216.29 | 16 590.07 |
| | Reforzada con PRFV | Columna | 443.35 | 27 609.54 |
| Y | No reforzada | Columna | 182.55 | 14 015.12 |
| | Reforzada con PRFV | Columna | 314.53 | 21 146.61 |

colapso y por lo tanto un desempeño mucho más favorable desde el punto de vista del fallo ante carga de sismo en la edificación reforzada con PRFV. También es importante señalar, que en todos los casos, el primer elemento que colapsa es una columna de hormigón armado, lo que resalta aún más la importancia del sistema de refuerzo aplicado en el mecanismo de colapso de la edificación objeto de estudio.

5. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos en esta investigación demuestran que el refuerzo mediante el empleo de tejidos de PRFV en una edificación de pórticos de hormigón armado modifica de manera favorable su desempeño ante carga de sismo. Esto se evidencia en la mejora de la capacidad ante carga de sismo de la edificación reforzada con PRFV, ya que se obtuvieron, con relación a la estructura sin refuerzo, incrementos significativos de cortante basal y de desplazamiento en el tope de la edificación. De igual manera, con el refuerzo mediante tejidos de PRFV, se mejoró el nivel de desempeño de la edificación objeto de estudio, ya que se pasó del nivel de Seguridad de Vida en la estructura sin refuerzo, al nivel Operativo en la edificación reforzada con PRFV. De la misma forma, también se pudo comprobar que el refuerzo mediante tejidos de PRFV, permitió mejorar el mecanismo de colapso ante carga de sismo de la edificación objeto de estudio, ya que, con relación a la estructura sin refuerzo, se retrasa, tanto la formación de rótulas plásticas en las columnas, como la aparición del primer elemento estructural colapsado.

Referencias

[1] Ismail, A. (2014) Non linear static analysis of a retrofitted reinforced concrete building. *Engineering Structures*. 10 (1) 100-107, <http://dx.doi.org/10.1016/j.hbrcj.2013.07.002>.

[2] Golghate, K., Baradiya, V., & Sharma, A. (2013) Pushover analysis of 4 storey's reinforced concrete building. *International Journal of Latest Trends in Engineering and Technolog*. 2 (3) 80-84, <https://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.1053.9433&rep=rep1&type=pdf>.

[3] Alhaddad, M.S., et al. (2021) Seismic performance of RC buildings with Beam-Column joints upgraded using FRP laminates. *Journal of King Saud University-Engineering Sciences*. 33 (6) 386-395, <https://doi.org/10.1016/j.jksues.2020.05.008>.

[4] Zameeruddin, M., & Sangle, K.K. (2016) Review on Recent developments in the performance-based seismic design of reinforced concrete structures. *Structures*. 6, 119-133, <http://dx.doi.org/10.1016/j.istruc.2016.03.001>.

[5] Kissi, B., et al. (2018) Influence of zone type on performance of retrofitted Reinforced Concrete buildings by using Pushover Analysis. *Materials Today: Proceedings*. 5 (1) 22-29, <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214785317322800>.

[6] Mostofinejad, D., & Hajrasouliha, M. (2019) 3D beam-column corner joints retrofitted with X-shaped FRP sheets attached via the EBROG technique. *Engineering Structures*. 183 987-998, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.038>.

[7] Baji, H., Eslami, A., & Ronagh, H.R. (2015) Development of a nonlinear FE modelling approach for FRP- strengthened RC beam-column connections. *Structures*. 3 272-281, <http://dx.doi.org/10.1016/j.istruc.2015.06.003>.

[8] Ma, C., Wang, D., & Wang, Z. (2017) Seismic retrofitting of full-scale RC interior beam-column-slab subassemblies with CFRP wraps. *Composite Structures*. 159, 397-409, <http://dx.doi.org/10.1016/j.comstruct.2016.09.094>.

[9] Pampanin, S., Bolognini, D., & Pavese, A. (2007) Performance-based seismic retrofit strategy for existing reinforced concrete frame systems using fiber-reinforced polymer composites. *Journal of Composites for Construction*. 11 (2) 211-226, [https://doi:10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2007\)11:2\(211\)](https://doi:10.1061/(ASCE)1090-0268(2007)11:2(211)).

[10] Di Ludovico, M., et al. (2008) Seismic strengthening of an under-designed RC structure with FRP. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 37 (1) 141-162, <https://doi:10.1002/eqe.749>.

[11] Balsamo, A., et al. (2005) Seismic behavior of a full-scale RC frame repaired using CFRP laminates. *Engineering Structures*. 27 (5) 769-780, <https://doi:10.1016/j.engstruct.2005.01.002>.

[12] NC 46. Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción". Oficina Nacional de Normalización. El Vedado, La Habana. Cuba. pp. 107. 2017.

[13] Pantelides, C.P., Okahashi, Y., & Reaveley, L. (2008) Seismic rehabilitation of reinforced concrete frame interior beam-column joints with FRP composites. *Journal of Composites for Construction*. 12 (4) (2008) 435-445, [https://doi:10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2008\)12:4\(435\)](https://doi:10.1061/(ASCE)1090-0268(2008)12:4(435)).

[14] Realfonzo, R., Napoli, A., & Pinilla, J.G.R. (2014) Cyclic behavior of RC beam-column joints strengthened with FRP systems. *Construction and Building Materials*. 54 282-297, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.12.043>.

[15] Lam, L., & Teng, J.G. (2003) Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete. *Construction and Building Materials*. 17 (6-7) 471-489, [https://doi:10.1016/S0950-0618\(03\)00045-X](https://doi:10.1016/S0950-0618(03)00045-X).

[16] NC 283. Densidad de materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción como carga de diseño. Oficina Nacional de Normalización. Vedado, La Habana, Cuba. pp. 11. 2003.

[17] NC 284. Edificaciones. Cargas de uso. Oficina Nacional de Normalización. Vedado, La Habana, Cuba. pp. 12. 2003.

[18] NC 450. Edificaciones. Factores de carga o ponderación. Combinaciones. Oficina Nacional de Normalización. Vedado, La Habana. Cuba. pp. 9. 2006.

[19] ASCE/SEI 41. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers. United States of America. pp. 623. 2017, <https://doi:10.1061/9780784414859>.

[20] SEAOC. Vision 2000. Report on performance based seismic engineering of buildings. Structural Engineers Association of California, Sacramento, California. 1995.