

Refuerzo pre-sísmico de juntas exteriores no conformes de concreto armado con FRP, estudio experimental y numérico

Juan Carlos Vielma Pérez¹, Carmen Virginia Pérez Moreno²,
Hermenegildo Rodríguez³, Ricardo Antonio Picón Rodríguez⁴

RESUMEN

La ocurrencia de terremotos fuertes recientes ha evidenciado la vulnerabilidad de las edificaciones en varios países de Latinoamérica. Esta vulnerabilidad se debe en gran medida a edificaciones que se construyen de manera informal, sin observar prescripciones normativas. Una de las técnicas contempladas para la reducción de la vulnerabilidad consiste en reforzar las estructuras utilizando láminas de polímero reforzado con fibra (FRP). Sin embargo, la eficacia de esta técnica de refuerzo frente a acciones sísmicas debe ser comprobada, especialmente en los puntos de la estructura que suelen sufrir los daños más severos, como son las juntas viga-columna. Con este propósito se ha diseñado una serie de ensayos experimentales para estudiar el comportamiento de las juntas reforzadas con varias configuraciones de láminas de FRP. Además se han realizado simulaciones numéricas aplicando modelos de fibra incorporando las características de los materiales que constituyen los especímenes. Los resultados muestran que la eficacia del refuerzo es limitada, que si bien se mejora la resistencia, pero que la adición de FRP desmejora la ductilidad. Los resultados numéricos muestran un ajuste adecuado a los resultados experimentales, sin embargo se observa una sobrevaloración del aporte del FRP, debido a la ocurrencia del fallo de la adherencia entre la fibra y el concreto que los modelos numéricos no logran capturar. Finalmente, los resultados obtenidos al aplicar acelerogramas sintéticos muestran que la adición de láminas de FRP no aporta incremento sustancial a la rigidez estructural debido a que no se reducen los valores de las derivas máximas evaluadas para tres niveles de daño.

Palabras clave: Juntas viga-columna, refuerzo con FRP, cargas cíclicas, comportamiento sismorresistente.

¹ Dr. Ingeniero, Departamento de Ingeniería Estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado UCLA, Barquisimeto, Venezuela/ Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí, Ecuador. Autor para correspondencia. E-mail: jcvielma@ucla.edu.ve / jcvielma@espe.edu.ec

² MSc. Ingeniera, Aula UCLA-CIMNE, Departamento de Ingeniería Estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela. carmenvirginiap@gmail.com

³ Ingeniero, Departamento de Ingeniería Estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela rodriguezrh@ucla.edu.ve

⁴ Dr. Ingeniero, Departamento de Ingeniería Estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela rpicon@ucla.edu.ve

1 Introducción

En los últimos años se le ha dado gran importancia al estudio de las juntas estructurales, específicamente a las juntas de vigas con columnas de concreto armado debido a las frecuentes evidencias de fallas que han sido observadas en sismos recientes. Uno de los principales problemas en edificaciones de concreto armado ocurre por el mal diseño en vigas y especialmente el detallado deficiente de las columnas. Este tipo de fallas fueron detectadas durante los terremotos de El Asnam en 1980, México 1985, San Salvador 1986, Loma Prieta 1989 y Los Ángeles 1994, donde una gran cantidad de estructuras construidas en concreto armado presentaron fallas debidas al corte y de anclaje del acero longitudinal en las juntas vigas-columnas, Di Ludovico *et al.* (2008), Karayannis y Sirkelis (2008) y Khalifa y Nanni (2002).

La realidad de las construcciones de Venezuela no difiere mucho de las del resto de América Latina. En las grandes ciudades, y en especial en la capital, se concentra una gran cantidad de viviendas unifamiliares construidas en terrenos inestables, sin la presencia de ingenieros. Es de hacer notar que en Venezuela el 80% de la población se encuentra asentada en ciudades con un nivel de amenaza sísmica alto o muy alto (aceleración básica=0,3g-0,4g).

La tipología predominante de las viviendas corresponde a estructuras aporticadas de concreto armado, con unas configuraciones que permiten clasificarlas como irregulares tanto en planta como en elevación. Aparte de este problema, los miembros de los pórticos disponen de secciones generalmente reducidas, esto debido a que originalmente las viviendas han sido construidas para albergar una sola familia, pero cuando aumenta el número de miembros de esta, se construyen nuevas plantas (crecimiento vertical) que incrementan la vulnerabilidad de las construcciones de por sí precarias, ver Figura 1. Este tipo de estructuras aporticadas puede clasificarse como estructuras de ductilidad limitada (Vielma *et al.* 2010a).



Figura 1: Construcciones informales en las que se aprecia la irregularidad tanto en planta como en elevación

En cuanto a la armadura de los miembros estructurales, se observa que generalmente estos no cumplen con las disposiciones normativas mínimas en lo referente a cuantía de acero de refuerzo longitudinal y transversal, lo que afecta la capacidad de disipación de energía de manera estable, la ductilidad y la reserva de resistencia.

En la Norma venezolana Covenin 1756-1:2001 (2001) se plantea la necesidad de adecuar las edificaciones existentes por las modificaciones introducidas en su última versión. Si bien es cierto que este proceso de adecuación puede resultar dificultoso desde el punto de vista tecnológico, llegando además a ser muy costoso, es necesaria su aplicación para reducir la vulnerabilidad de las estructuras proyectadas conforme a normas antiguas o siguiendo procedimientos en los que no ha existido la presencia de ingenieros estructurales, Prota *et al.* (2005).

Para evaluar el comportamiento de las juntas viga-columna reforzada con fibras de carbono, se construyeron ocho especímenes con una geometría de “L” invertida, correspondientes a juntas exteriores de nivel de cubierta, una sin refuerzo y siete reforzadas. En estos ensayos experimentales se busca relacionar su comportamiento mecánico de los especímenes reforzados con FRP con el espécimen equivalente sin refuerzo.

Las simulaciones numéricas realizadas pretenden reproducir los ensayos experimentales, tomando en consideración las características de no linealidad de los materiales que constituyen los especímenes Martínez *et al.* (2006) y Martínez *et al.* (2008a) aplicando la misma acción cíclica y también aplicando una serie de acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro elástico de diseño, con tres niveles de intensidad correlacionados con tres Estados Límite de daño.

2 Estudio experimental

El tipo de junta analizada en esta investigación tiene una geometría en forma de “L” invertida, equivalentes a juntas exteriores de nivel de cubierta, siendo empleadas, en pórticos planos o en otras estructuras y que suelen presentar problemas en su detallado. Los modos de falla de este tipo de juntas viga-columna, son el agrietamiento por tensión diagonal, por falta de anclaje, por plastificación del acero, por daño del anclaje o por el aplastamiento del concreto.

2.1 Descripción de los especímenes

En los especímenes la longitud de la viga y de la columna es de 1,50 m, la sección transversal de las columnas es cuadrada de 0,20 m por 0,20 m y las vigas de sección transversal rectangular de 0,20 m de lado, donde cada elemento tiene como refuerzo principal cuatro barras de acero de diámetro 1/2” Así mismo los estribos y las ligaduras de diámetro 3/8” espaciadas 0,15 m.

Las láminas de FRP utilizadas contienen fibras dispuestas unidireccionalmente y fueron adheridas a la superficie de las vigas y de las columnas mediante resina epóxi-

ca, caracterizada por poseer alta capacidad de adherencia para los elementos de fibras de carbono y alta resistencia a la corrosión. Las características de los materiales que fueron utilizados para la construcción de los especímenes se muestran en la.

Tabla 1: Características de los Materiales

Materiales	Resistencia a la compresión (Mpa)	Resistencia a la tracción (Mpa)	Módulo Elástico (Mpa)
Acero	420,00	420,00	$2,10 \times 10^5$
Concreto	25,00	2,50	$2,10 \times 10^4$
Fibra de Carbono	2300,00	2300,00	$1,50 \times 10^4$
Matriz Epóxica	87,50	29,20	$1,20 \times 10^4$

Los especímenes se ensayaron para producir comportamiento histerético. En la Figura 2 se muestra uno de los especímenes al inicio de la aplicación de las cargas.



Figura 1: Aplicación de la Historia de desplazamiento en los especímenes durante el ensayo a través del actuador hidráulico

Las juntas viga-columna, exteriores de último nivel se ensayaron en una posición de la columna totalmente vertical, donde la columna se encuentra apoyada en la parte inferior por una pieza de acople restringiendo movimientos verticales y laterales y que

permite rotación, logrando solo movilizar en la misma dirección donde es aplicada la fuerza por el actuador. Esta fuerza se aplicó en la esquina de la viga en posición horizontal tal como se observa en la Figura 2.

Tabla 2: Configuración del reforzamiento FRP de los especímenes

Denominación	Descripción
SR	Junta viga-columna sin refuerzo FRP.
RC1	Junta viga-columna con refuerzo transversal-refuerzo a corte con una capa de FRP.
RF1	Junta viga-columna con refuerzo longitudinal-refuerzo a flexión con una capa de FRP.
RM1	Junta viga-columna con refuerzo mixto-refuerzo a corte-flexión con una capa de FRP.
RC2	Junta viga-columna con refuerzo transversal-refuerzo a corte con dos capas de FRP.
RF2	Junta viga-columna con refuerzo longitudinal - refuerzo a flexión con dos capas de FRP.
RM2	Junta viga-columna con refuerzo mixto-refuerzo a corte-flexión con dos capas de FRP.
RCE	Junta viga-columna con refuerzo transversal envuelta-refuerzo a corte con una capa de FRP.

En la Tabla 2 se muestra un resumen del refuerzo aplicado a todos los especímenes ensayados. Posteriormente se introdujo mediante el sistema de Test-Ware, una historia de desplazamientos que se muestra en la Figura 3, con el objeto de obtener el comportamiento cíclico en términos de carga vs desplazamiento.

La acción aplicada fue seleccionada con la intención de causar fuerzas que producen los altos niveles de deformaciones inelásticas que pueden ser experimentadas en estructuras durante un terremoto severo y sobre todo lograr la concentración del daño en la juntas viga-columna.

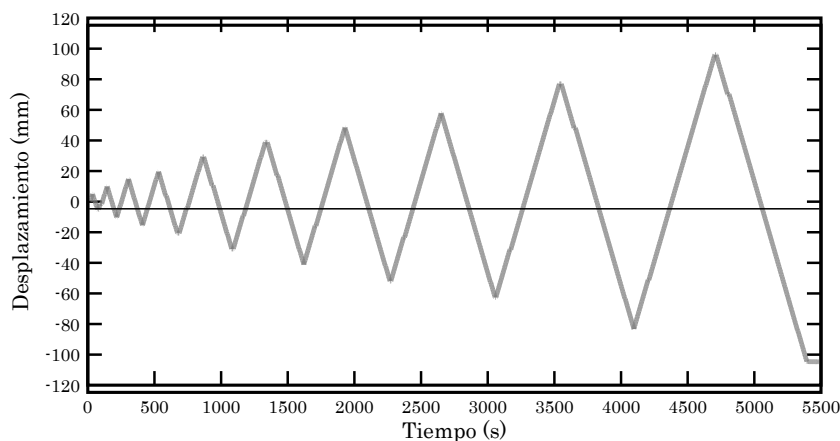


Figura 2: Historia de Desplazamiento impuesta en los ensayos de los especímenes

2.2 Resultados

Antes de realizar cada uno de los ensayos se realizaron las pruebas para el control de la resistencia del concreto mediante la compresión de cilindros de cada espécimen, esto con el fin de determinar que la mezcla de concreto suministrada cumpliera con los requerimientos de la resistencia especificada.

Los resultados de los ensayos de los especímenes SR, RM2 y RCE se muestran en la Figura 4, Figura 5 y Figura 6. Por razones de espacio no se muestran los resultados de los otros especímenes, sin embargo su comportamiento ha sido muy similar al del espécimen RM.

En las Figuras 4 a 6 se aprecian también las curvas envolventes, que se han trazado tanto para la rama de histéresis positiva como la negativa. Sobre estas envolventes es posible obtener una forma bilineal equivalente aplicando el procedimiento descrito por Park (1988).

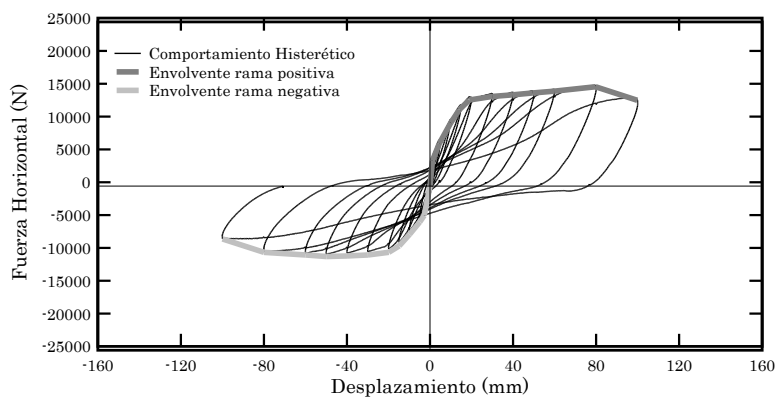


Figura 3: Curva de histéresis del espécimen SR y envolventes

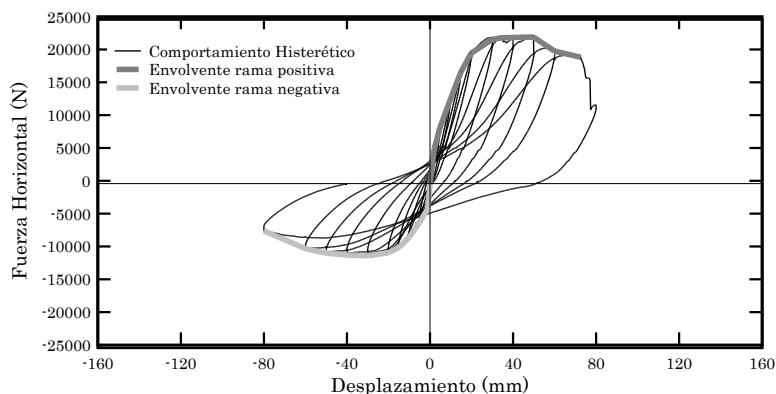


Figura 4: Curva de histéresis del espécimen RM2 y envolventes

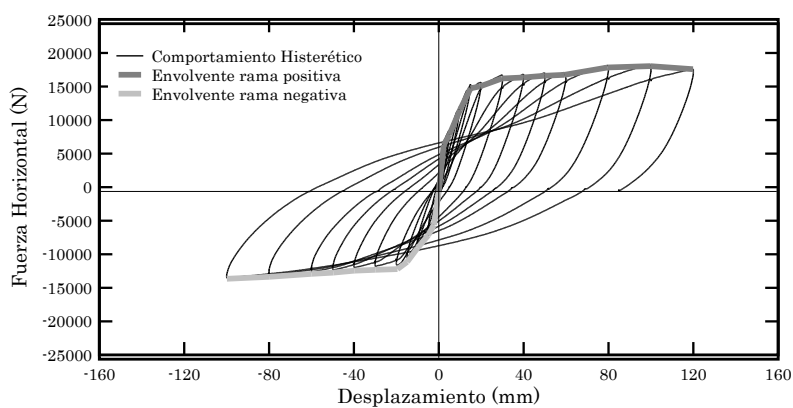


Figura 5: Curva de histéresis y envolventes del espécimen RCE

Para la determinación de las deformaciones plásticas de los especímenes ensayados es necesario determinar el valor de la ductilidad, que no es más que el cociente del valor del desplazamiento último y el desplazamiento de plastificación, ambos a nivel estructural.

Para la obtención de ductilidad (μ) se utilizó la ecuación que a continuación se describe, realizando este cálculo en cada uno de los especímenes ensayados.

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (1)$$

En esta ecuación μ es la ductilidad, Δu es el desplazamiento último y Δy es el desplazamiento de plastificación.

Los valores de ductilidad calculados se muestran en la Figura 7. Nótese que el espécimen sin refuerzo tiene una ductilidad más elevada que los especímenes reforzados, excepto en el caso del espécimen RCE, que es el que alcanza el máximo valor. Estos valores se encuentran por debajo de los esperados para estructuras dúctiles de concreto armado Vielma *et al.* (2010b) y Vielma *et al.* (2011).

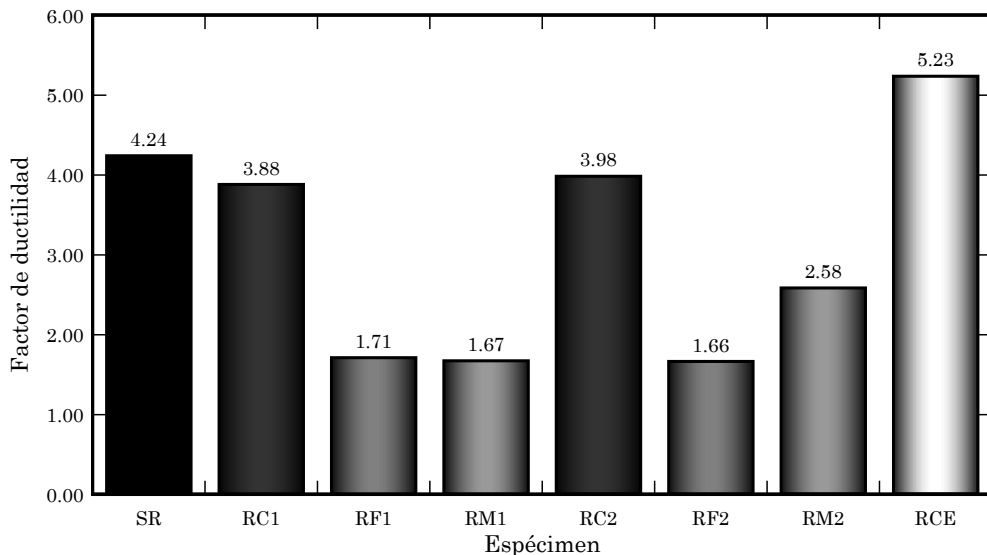


Figura 6: Valores de ductilidad calculados a partir de las envolventes en las ramas positivas

2.3 Energía disipada

Con la finalidad de evaluar la estabilidad de los especímenes en el proceso de disipación de energía, se ha aplicado un procedimiento de cálculo de los valores de la energía en cada ciclo, como resultado del área dentro de los lazos de histéresis.

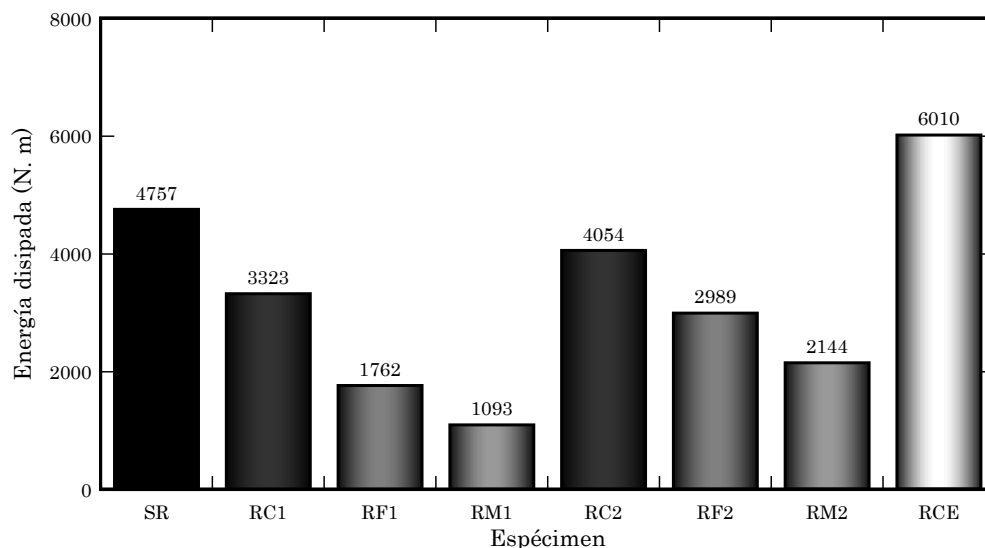


Figura 7: Disipación de energía acumulada hasta el punto del colapso de las probetas

Con los valores del área encerrada en cada ciclo obtenidos en cada uno de los especímenes ensayados se calcula la energía disipada hasta que los especímenes alcanzaron el colapso, valores que se resumen en la Figura 8. Nótese que los especímenes SR y RCE son los que permiten mayor disipación de energía, mientras que el resto de los especímenes reforzados muestran una reducción en la capacidad de disipación.

2.4 Daño acumulado

El daño acumulado se obtiene como la relación entre las pendientes iniciales de cada uno de los lazos de histéresis. Para la obtención del daño se utilizó la Ecuación (2), que a continuación se describe, realizando este cálculo en los ciclos de carga y en los ciclos de descarga en 1, 4, 7, 8, 9 y 10.

$$D = 1 - \frac{k_i}{k_0} \quad (2)$$

Siendo:

k_i/k_0 = relación entre la rigidez del ciclo *iésimo* y la rigidez inicial.

Los valores de daño acumulado se muestran en la Figura 9. Nótese que cada espécimen tiene una forma particular de daño, apreciándose que el espécimen reforzado con capa continua presenta una pendiente suave hacia el punto de colapso, al igual que el espécimen sin refuerzo. En esta figura se pueden observar los valores máximos de daño acumulado cuando cada espécimen alcanza el colapso.

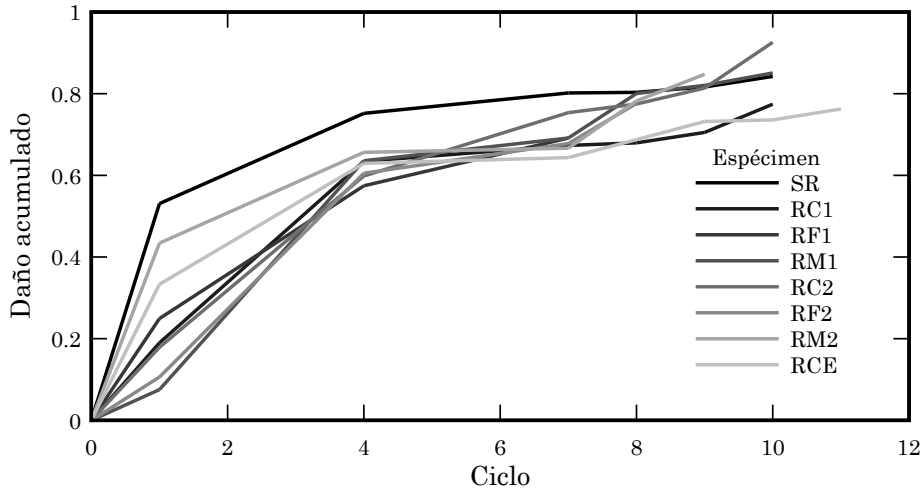


figura 8: Daño acumulado conforme a los ciclos de histéresis de las diferentes probetas

2.5 Factor de Estabilidad

En este trabajo se presenta un coeficiente dimensional mediante el cual se pretende cuantificar la estabilidad de una estructura para disipar energía de forma estable. Este factor, que se define como el Factor de Estabilidad, es directamente proporcional al valor de la ductilidad y a la capacidad de disipación de energía de cada uno de los especímenes.

Cuando se habla del Factor de Estabilidad, se hace referencia a lo que se conoce como la abertura de garganta de los lazos en el comportamiento histerético de cada uno de los especímenes. Es decir que si la estructura o el espécimen presentan curvas de histéresis con una garganta delgada implica que la estructura tiene menor capacidad de disipar energía, y si presenta la curva una garganta ancha, la estructura o espécimen tiene mayor capacidad de disipar energía sin que falle de manera frágil.

Para la obtención del Factor de Estabilidad f_e se propone la ecuación (3) que se muestra a continuación:

$$f_e = 100 \frac{g}{(F_{max}^{(+)} - F_{max}^{(-)})} \frac{(\mu^{(+)} + \mu^{(-)})}{2} \frac{n}{d} \quad (3)$$

Siendo:

g = garganta de las curvas de histéresis

$F_{max}^{(+)}$ = máxima fuerza cortante en la rama positiva de la curva de histéresis.

$F_{max}^{(-)}$ = máxima fuerza cortante en la rama negativa de la curva de histéresis.

$\mu^{(+)}$ = valor de ductilidad en la rama positiva

$\mu^{(-)}$ = valor de ductilidad en la rama negativa.

n = número de ciclos para los que se alcanza el colapso

d = daño para el cual se alcanza el colapso

La garganta de las curvas de histéresis se calcula a partir de:

$$g = V_{max}^{(+)} - V_{max}^{(-)} \quad (4)$$

Siendo: $V_{max}^{(+)}$ y $V_{max}^{(-)}$ los valores del corte en el eje de las ordenadas de la curva de histéresis alcanzadas en la rama positiva y la rama negativa respectivamente.

La determinación de los términos aplicados en la Ecuación 4 se muestra en la Figura 9.

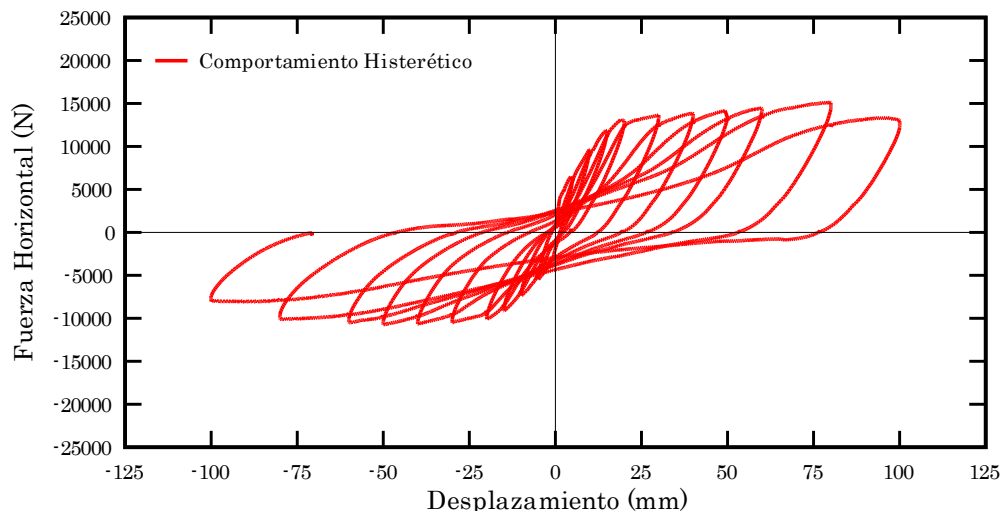


Figura 9: Identificación de los parámetros para el cálculo del factor de estabilidad en el espécimen SR

Como se observa en la Figura 11, el espécimen para el cual se obtiene mayor factor de estabilidad es el espécimen RCE, con un valor de 44,42. El espécimen que le sigue a continuación es el espécimen RC2, con un valor de 13,93. Estos dos especímenes tienen mayor factor de estabilidad que el espécimen SR. El resto de los especímenes tienen menor factor de estabilidad que el espécimen SR, aun siendo especímenes reforzados.

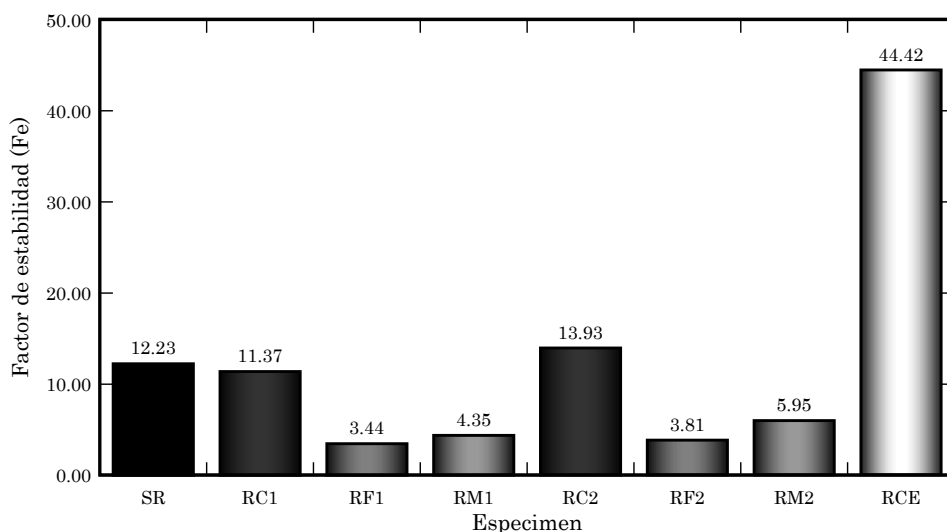


Figura 10: Valores obtenidos del Factor de Estabilidad

3 Estudio numérico

Con la finalidad de estudiar el comportamiento sismorresistente de las juntas viga columna reforzadas con FRP, se ha realizado una serie de estudios numéricos que se compararan con los resultados de los ensayos experimentales descritos en la sección anterior. En primer lugar, debe mencionarse que las simulaciones numéricas se han llevado a cabo considerando las diferentes características de los materiales que constituyen los especímenes ensayados experimentalmente, tanto a nivel geométrico como constitutivo.

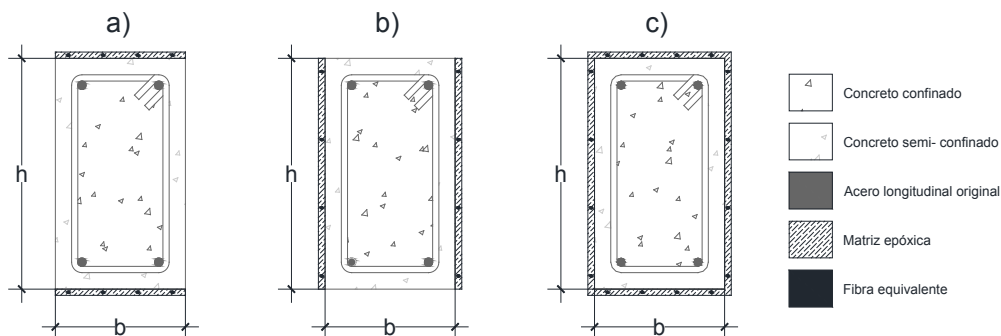


Figura 11: Sección transversal de la viga a) con refuerzo superior e inferior, b) con refuerzo lateral y c) con refuerzo en todas las caras

Para asimilar el comportamiento de las juntas se ha llevado a cabo una discretización de los especímenes con diferente refuerzo utilizando modelos de fibra. Estos modelos requieren de la consideración de los diferentes materiales que constituyen la fibra, con sus diferentes características, que son compatibilizadas aplicando la Teoría de Mezclas Prota *et al.* (2005) y Martínez *et al.* (2008b). Para el concreto se usó un modelo no lineal de confinamiento constante, teniendo en consideración que el concreto dentro del núcleo confinado por los estribos tiene un factor de confinamiento superior al del recubrimiento, que tuvo que ser calculado aplicando el procedimiento formulado por Mander *et al.* (1988). El acero longitudinal de refuerzo se incorporó mediante el modelo bi-lineal elasto-plástico con endurecimiento cinemático. La matriz epóxica se incorporó con un modelo similar al del concreto no confinado, pero con resistencia a compresión y tracción proporcionada por el fabricante. Finalmente, el modelo adoptado para las fibras de carbono es el tri-lineal para FRP. Para mayor información se remite al lector al Manual de Usuarios del Programa Zeus-NL (Elnashai *et al.* 2011).

Los especímenes se han discretizado conforme a la geometría de los miembros de concreto armado y luego tomando en consideración la geometría del refuerzo con láminas de FRP aplicado. Seguidamente, cada miembro estructural resultante es a su vez discretizado utilizando elementos de viga 3D dispuestos en haces de fibras paralelos y dispuestos de diferentes materiales. En la Figura 12 se pueden apreciar las secciones transversales de los especímenes analizados.

Los análisis numéricos aplicados son de dos tipos: cíclico y dinámico de historia tiempo. El ensayo cíclico permite comparar directamente los resultados obtenidos de los ensayos experimentales, con los numéricos, al aplicar la misma historia tiempo en cada grupo de casos. Por tanto la historia de desplazamientos aplicada corresponde al patrón de desplazamientos mostrado anteriormente.

La presencia de las fibras de carbono se ha realizado considerando una sección circular equivalente a la de la fibra real, distribuida en cuatro barras de refuerzo, que

se encuentran embebidas en una matriz epóxica, ver Figura 12. La determinación de la sección equivalente descrita anteriormente corresponde a los tramos reforzados de las vigas, habiéndose aplicado de manera similar a los tramos reforzados de las columnas de los diferentes modelos. En la Figura 13 y la Figura 14 se aprecian los resultados experimentales y numéricos de los especímenes SR y RF1.

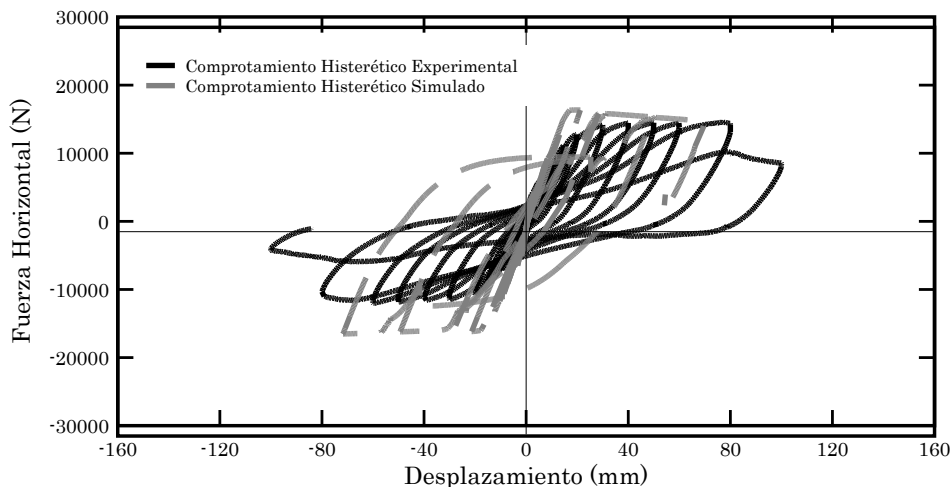


Figura 12: Curvas de histéresis experimentales y numéricas (SR)

Los resultados de las simulaciones numéricas muestran un buen ajuste con los resultados experimentales en cuanto a los valores máximos de las cargas, especialmente en el caso del espécimen SR y también en el caso del espécimen RCE. Para los especímenes con refuerzos no continuos (especímenes RC1, RF1, RM1, RC2, RF2 y RM2) que no se muestran por razones de espacio, se produjo un ajuste adecuado en la rama positiva de los ciclos, mientras que en la rama negativa se pudo apreciar que los resultados numéricos proporcionan fuerzas mucho mayores que las obtenidas de manera experimental. Esta marcada discrepancia posiblemente se deba al despegue de las láminas de fibra cuando al aplicar la acción de tracción sobre los especímenes, deduciéndose que en cierto punto se perdió el contacto entre la fibra y el concreto por el fallo de la matriz epóxica, que ha sido estudiado por Martínez *et al.* (2008c), Molina *et al.* (2009), Molina *et al.* (2010) y Oller *et al.* (2010). Adicionalmente se puede afirmar que de manera general, las simulaciones numéricas realizadas en este estudio tienden a sobreestimar las fuerzas máximas alcanzadas en los ensayos experimentales.

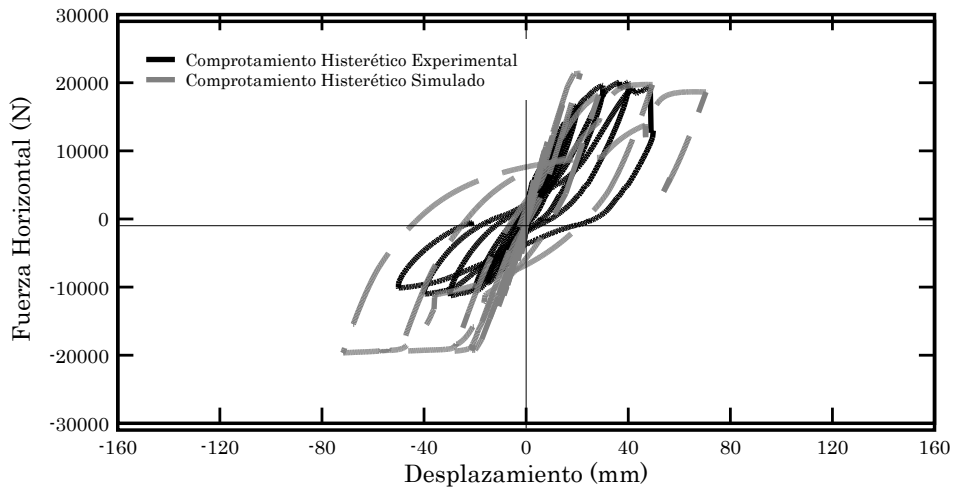


Figura 13: Curvas De histéresis experimentales y numéricas (RF1)

3.1 Análisis dinámico de historia-tiempo

Se ha aplicado análisis dinámico de historia tiempo con la finalidad de evaluar la capacidad del refuerzo con FRP de reducir efectivamente las derivas de entrepiso de los especímenes. Para esto se ha empleado un conjunto de acelerogramas aplicados en la base.

Para el análisis dinámico se han empleado tres acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro elástico de diseño correspondiente al emplazamiento de la estructura analizada (Barquisimeto, aceleración básica de 0,3g). Los acelerogramas sintéticos se han generado usando el programa PACED (Vielma 2009) y se han aplicado de forma escalada para representar tres niveles de amenaza específicos para diferentes períodos de retorno, según el enfoque propuesto por Kappos y Stefanidou (2009), que se muestran en la Tabla 3 y que permitirán evaluar tres Estados Límite específicos Elnashai y Di Sarno (2008).

Tabla 3: Representación de tres niveles de amenaza específicos para diferentes periodos de retorno

Estado Límite de daño	Deriva de entrepiso (%)
Sin daños	0,50
Daños Reparables	1,50
Colapso	3,00

3.2 Análisis de los resultados numéricos

Las derivas calculadas a partir de los desplazamientos relativos entre el extremo superior de la columna y el punto de apoyo sobre el cual se aplicó la acción dinámica, indican un comportamiento bastante similar entre los diferentes modelos de los especímenes. En la Figura 15 se pueden apreciar los resultados obtenidos para los cuatro modelos: a) junta sin refuerzo, b) junta con refuerzo lateral c) junta con refuerzo superior e inferior y d) junta con refuerzo en todas las caras, para tres niveles de intensidad del acelerograma sintético 1. Los resultados muestran que los modelos reforzados tienen derivas menores que el modelo sin refuerzo, sin embargo esta reducción es leve. Este comportamiento se mantiene para todos los modelos al ser sometidos a los acelerogramas sintéticos 2 y 3, por lo que se puede afirmar que el refuerzo con FRP no aporta rigidez adicional a los modelos aunque logre aportar resistencia a miembros individuales, ver Fardis (2009).

Los resultados también muestran que para los tres niveles de daño contemplados en esta investigación, los especímenes no llegan a alcanzar el Estado Límite de Colapso. Bajo la acción sísmica considerada como muy rara, se llega a traspasar la deriva que señala el Estado Límite de Daños Reparables, lo que indica que si bien el conjunto estructural no alcanza el colapso (no hay pérdida de estabilidad), el estado de daños alcanzado hace que el conjunto y en especial la junta viga-columna sean irreparables tanto desde un punto de vista económico como tecnológico. Por tanto, no se garantiza el cumplimiento de una de las premisas básicas del diseño sismorresistente con base en prestaciones Vielma *et al.* (2010). Lógicamente, los valores de las derivas en la realidad son mucho mayores debido a que en el análisis numérico solo se ha considerado la masa proporcionada por los elementos estructurales y no la masa aportada por otros elementos estructurales, cerramientos y demás cargas de explotación.

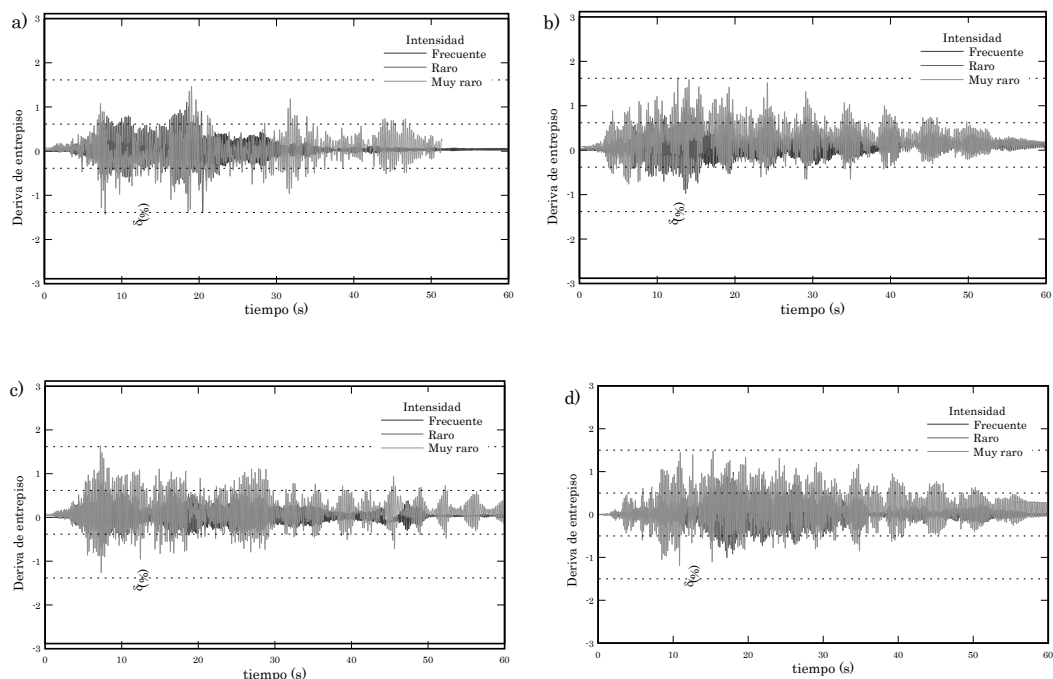


Figura 14: Derivas de entrepiso calculadas para el registro sintético 1 con a) modelo sin refuerzo, b) modelo con refuerzo lateral, c) modelo con refuerzo superior e inferior y d) refuerzo total

4 Conclusiones y recomendaciones

En líneas generales se aprecia que el refuerzo con láminas aisladas de FRP no proporciona mejoras a la respuesta sismorresistente de las juntas viga-columna con armadura de refuerzo precaria. Sólo se aprecia mejorías cuando las láminas se colocan de forma continua alrededor de caras ortogonales de los elementos concurrentes en las juntas.

Los valores de la ductilidad global de las juntas muestran que el comportamiento de estas cuando son reforzadas con láminas aisladas de FRP son menores a los valores obtenidos en la junta sin refuerzo, excepto en el caso RCE.

Al comparar las curvas envolventes de cada uno de los especímenes en las ramas positiva y negativa se concluye que el espécimen que logra mantener mayor capacidad de disipar energía es el espécimen con RM1. Sin embargo no se puede decir lo mismo en lo que respecta a la capacidad de deformación. Se observa también un aumento ligero de la rigidez en los especímenes RM1 y RF1.

Al comprar los resultados experimentales y numéricos, se nota un buen ajuste entre las curvas, sin embargo las ramas negativas de las curvas obtenidas de forma

numérica muestran valores más elevados que sus contrapartes experimentales debido a que el modelo de fibras usado no logra reproducir adecuadamente el fenómeno de debonding. En líneas generales, los modelos numéricos tienden a sobreestimar el aporte del FRP.

Los resultados numéricos obtenidos al aplicar acelerogramas sintéticos muestran que el refuerzo con FRP no aporta rigidez significativa que permita la reducción de las derivas de entrepiso, por tanto su aporte a la reducción de los niveles de daños alcanzados es escasa.

Es importante desarrollar mejoras en los programas de análisis no lineal que permitan capturar adecuadamente el fenómeno de debonding.

5 Agradecimientos

Los autores desean agradecer especialmente al CDCHT de la UCLA por el financiamiento de esta investigación. Se agradece a Sika de Venezuela por haber suministrado tanto la fibra de carbono como el adhesivo epóxico. Igualmente, el primer autor agradece al Proyecto Becas Prometeo de la Senescyt y a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, en cuyo contexto se ha redactado este artículo.

6 Referencias

- Di Ludovico M., Prota A., Manfredi G. y Consenza E. (2008). Seismic Strengthening of an under-designed RC structure with FRP. *Earthq. Eng. Struct. D.* Vol. 37, 1, pp. 141-162.
- Elnashai A. y Di Sarno L. (2008). *Fundamentals of earthquake engineering*. John Wiley and Sons, Chichester.
- Elnashai A., Papanikolaou V. y Lee D. (2011) *Zeus a system for inelastic analysis of structures*. User Manual. MAE Center, Illinois, Estados Unidos de América.
- Fardis N. M. (2009). *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings*. Springer, Heilderberg, Alemania.
- Kappos A. y Stefanidou S. A. (2009). Deformation based seismic design method for 3d R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis. *Bull. of Earthq. Eng., Springer*. Vol. 8, 4, pp. 875-895.
- Karayannis C.C. y Sirkelis G.M. (2008). Strengthening and rehabilitation of RC beamcolumn joints using carbonFRP jacketing and epoxy resin injection. *Earthq. Eng. Struct. D.* Vol. 37, 5, pp. 769-790.
- Khalifa A. y Nanni A. (2002). Rehabilitation of rectangular simply supported RC beams with shear deficiencies using CFRP composites. *Constr. Build. Mater.* Vol. 16, 3, pp. 135-146.
- Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. (1988) Observed stress-strain behaviour of confined concrete, *J Struct Eng (ASCE)*; 114: 1827-1849
- Martínez X., Oller S. y Barbat A.H. (2006). Numerical tool to study structural reinforcement of steel reinforced concrete (RC) structures under seismic loads using fiber reinforced polymers

(FRP). Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 14

Martínez X., Oller S. y Barbat A.H. (2008a). Numerical procedure for the computation of RC structures reinforced with FRP using the serial / parallel mixing theory. *Comp. Struct.* Vol. 86, 1516, pp. 1604-1618.

Martínez X., Oller S., Rastellini F. y Barbat A. (2008b). A numerical procedure simulating RC structures reinforced with FRP using the serial/parallel mixing theory, *Computers and Structures*, Vol.86 N°15–16 pp.1604–1618.

Martínez X., Oller S. y Barbero E. (2008c). Mechanical response of composites. Chapter: Study of delamination in composites by using the serial/parallel mixing theory and a damage formulation. Springer, ECCOMAS series Edition, 2008.

Molina M., Oller S., Barbat A. y Martínez X., (2009). Estudio de estructuras de Concreto reforzado con FRP mediante la Teoría de Mezclas Serie/Paralelo. *Rev. Internacional de Ingeniería de Estructuras* Vol.13 y 14, 1, pp. 29-55. ISSN: 0213-1315.

Molina M., Oller S., Barbat A. y Martínez X., (2010). Análisis numérico de estructuras de concreto reforzadas con FRP por medio de la teoría de mezclas serie/paralelo. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para el Cálculo y diseño en Ingeniería* Vol 26, No.2, pp. 135,175. ISSN: 0213-1315.

Norma Covenin 1756-1:2001 (2001). Norma de construcciones sismorresistentes. Fondonorma. Caracas.

Oller S., Barbat A.H., Herrera M. Vielma J.C. y Martínez X. (2010). Valoración numérica del daño en estructuras de concreto armado—Análisis numérico de la reparación/ refuerzo con FRP de estructuras dañadas., 1er Simposio Técnico Iberoamericano sobre Estructuras y Materiales para la Construcción, Buenos Aires, Argentina.

Park R. (1988). State of the art report: ductility evaluation from laboratory and analytical testing. In proceedings 9th WCEE. IAEE, Tokyo-Kyoto, Japan, pp. 605-616.

Prota A., Manfredi G., Balsamo A., Nanni A. y E. Consenza (2005). Innovative Technique for Seismic Upgrade of RC Square Columns. 7th Int. Symposium FRP Reinforcement for Concrete Structures. pp. 1289-1303.

Vielma J.C. (2009). PACED: Programa para generación de acelerogramas compatibles con espectros. Barquisimeto, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado.

Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010a). Seismic safety of limited ductility buildings. B. Earthq. Eng. Springer. Vol. 8, pp. 135-155.

Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010b). Nonlinear structural analysis. Application to evaluating the seismic safety. Camilleri, M. (Ed) en *Structural Analysis*, Nueva York: Nova Science Publishers.

Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011). Seismic response of the RC framed buildings designed according to Eurocodes, Capítulo en *Computational methods in Earthquake Engineering*. Springer Verlag, Heidelberg, Alemania.

Vielma, J.C., Pérez C.V., Picón R.A. y Rodríguez, H. (2013). Estudio experimental y numérico del comportamiento sísmico de juntas de concreto armado reforzadas con FRP. VI Congreso Internacional de Métodos Numéricos. Morelia, Mexico.

Seismic strengthening of non-conforming rc exterior joints, an experimental and numerical study

ABSTRACT

Some recent strong earthquakes has shown the vulnerability of buildings in several Latin American countries. This vulnerability corresponds to buildings that did not follow antiseismic standards. One of the techniques used for the reduction of vulnerability of non-conformed buildings consists of strengthening the structures using fiber reinforced polymer (FRP). However, the effectiveness of this technique for seismic reinforcement must be tested, particularly in the structure parts, such as beam-column joints, that suffer more severe damage during earthquakes. In order to study the behavior of beam-columns joints reinforced with various configurations of FRP a set of experimental tests was performed. Furthermore, numerical simulations were carried out using fiber models incorporating the non-linear behavior of the component materials. The results show that the effectiveness of the reinforcement is limited. Although the strength is improved, the addition of FRP reduces the displacement ductility. Numerical results adequately reproduce experimental results. However, an overestimation of the FRP contribution to strength was observed. It can be attributed to the occurrence of adhesion failure between FRP and concrete which numerical models used are not able to capture. Finally, the results obtained by applying synthetic accelerograms show that the reinforcement of beam-column joints using FRP does not increase structural stiffness, since the maximum drift values evaluated for three levels of damage do not show a substantial reduction.

Keywords: beam-column joints, FRP reinforcement, cyclic loading, seismic behavior.

Conclusions

In general, results show that the jacketing of non-conformed beam-column joints using FRP does not improve the seismic capacity of the whole structure. Improvements are only obtained when the FRP is placed continuously around orthogonal faces of the elements concurring to the joint.

The values of the overall ductility of the specimens reinforced with single-face FRP are lower than the values obtained in the joint without reinforcement, except in the case of the RCE specimen.

Comparing the envelope curves of each specimen in the positive and negative branches it is concluded that the specimen RM1 can maintain greater energy dissipation capacity. However, this specimen does not have a suitable deformation capacity. On the other hand, the stiffness of specimens RM1 and RF1 was slightly increased.

The comparison with experimental results shows that hysteretic curves are adequately reproduced by numerical analysis. However, the negative branches of the curves numerically obtained show higher peak load values than their experimental coun-

terparts because the numerical model cannot reproduce the effect of debonding on the specimens' hysteretic behavior. In general, numerical models tend to overestimate the contribution of the FRP.

The numerical results obtained by applying synthetic accelerograms show that the FRP reinforcement does not add enough stiffness for the reduction of inter story drifts and therefore, its contribution to the reduction of damage levels achieved is negligible.

The improvement of nonlinear analysis programs are necessary to adequately simulate the FRP debonding process.