

# MODELACIÓN DE MUROS DELGADOS DE CONCRETO REFORZADO

## Modeling of thin reinforced concrete walls

Andrés Martínez<sup>1</sup>, Raúl Daza<sup>2</sup> y Carlos Arteta<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Estudiante de Ingeniería Civil, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Norte, Barranquilla, Colombia

<sup>2</sup>Estudiante de Maestría, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Norte, Barranquilla, Colombia

<sup>3</sup>Profesor Asistente, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Norte, Barranquilla, Colombia

### RESUMEN

Luego de los terremotos de Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011) se han venido realizando grandes esfuerzos por parte de la comunidad investigativa para entender algunos comportamientos observados, no deseados, en configuraciones comunes de muros en concreto reforzado. Por ejemplo, muros de concreto reforzado delgados ( $80 \text{ mm} \leq t_w \leq 250 \text{ mm}$ ) actualmente son uno de los sistemas estructurales más usados en países de América Latina, y su comportamiento durante el terremoto de Chile (2010) no fue bueno en algunos casos, mostrando daño por flexo-compresión e inestabilidad fuera del plano. Debido al número creciente de edificios de muros en concreto reforzado construidos en Colombia en la última década, algunas investigaciones recientes en el país se han enfocado en entender su comportamiento para mejorar las prácticas comunes de diseño y construcción de los mismos. Uno de los retos al momento de medir la respuesta de los muros es modelar adecuadamente la interacción cortante-flexión, así como las fallas por cortante bajo cargas cíclicas. La simulación del comportamiento acoplado entre cortante y flexión es especialmente importante para muros de mediana altura con relación de aspecto baja. Esta investigación presenta la metodología del puntal tensor no lineal (NL-BTM, por sus siglas en inglés) como una alternativa viable para la modelación de muros de concreto reforzado. En el artículo se evalúa su capacidad de capturar la mecánica del comportamiento de los muros contrastando los resultados numéricos con las respuestas experimentales y con la metodología de elementos finitos denominada modelo de agrietamiento distribuido (SCM), para 2 especímenes de concreto reforzado previamente ensayados.

Palabras clave: interacción flexión-cortante; modelo del puntal tensor inelástico; modelo de agrietamiento distribuido; modelo de elementos finitos inelástico.

### ABSTRACT

After the Chilean 2010 and New Zealand 2011 earthquakes a significant effort has been put forward by the research community to understand some non-acceptable observed behavior of something Reinforced Concrete Walls. Thin RC walls ( $80 \text{ mm} \leq t_w \leq 250 \text{ mm}$ ) have become a common structural building system in Latin American countries, and their observed behavior during the Chilean earthquake was not adequate showing some cases of flexural compression damage, and out-of-plane instability. Due to the growing number of constructions of reinforced concrete walls built in Colombia in the last decade, some recent research has focused on understanding their behavior to improve common design and construction practices. A complex issue when assessing the response of RC walls is modeling the shear-flexure interaction accurately, as well as diagonal shear failures under cyclic loadings. Simulation of coupled behavior between shear and bending is especially important for medium height walls with low aspect ratio. This investigation presents the so-called Beam-Truss Model (NL-BTM) as a viable alternative for the modeling of reinforced concrete walls. Also, it assesses the capabilities of the so-called Beam-Truss Model (NL-BTM) modeling reinforced concrete walls, and compare the obtained performance with experimental and finite element model results (SCM, Smeared Crack Model), for 2 previously tested reinforced concrete walls.

Keywords: shear-flexure interaction; nonlinear beam-truss model; smeared crack model; nonlinear finite element model.

<sup>1</sup> martinezfa@uninorte.edu.com

<sup>2</sup> adazar@uninorte.edu.com

<sup>3</sup> carteta@uninorte.edu.com

## 1 INTRODUCCIÓN

Los muros delgados son uno de los sistemas estructurales más usados en América Latina en los últimos años. Bajo sismos ocurridos recientemente, algunas tipologías de muros delgados no se han comportado adecuadamente. Es por esto que el cálculo de su respuesta inelástica cíclica es de gran interés para la práctica ingenieril. La estimación del comportamiento es más complicada para muros de mediana a baja altura (e.g. aquellos con factor de forma  $< 2$ ), debido al efecto de la interacción cortante-flexión. Dicha interacción es el resultado de la presencia de esfuerzos axiales, cortantes y de flexión, generando estados de esfuerzos biaxiales que si no son adecuadamente modelados, afectan la respuesta cíclica general del muro. Lu & Panagiotou (2014) presentan un enfoque de modelación con la metodología del puntal tensor no lineal (NL-BTM, *Non-linear beam-truss model*) para muros en 3 dimensiones sujetos a cargas cíclicas laterales. En dicho enfoque, se calcula la respuesta agrietada de muros con secciones en forma de T, C e I, replicando de manera adecuada resultados de laboratorio.

Este artículo describe la metodología de modelación NL-BTM para muros planos de concreto reforzado con elementos de borde con el fin de capturar su comportamiento agrietado bajo cargas cíclicas. Se compara los resultados de las simulaciones del modelo NL-BTM con los resultados experimentales y además con un modelo inelástico de elementos finitos denominado modelo de agrietamiento distribuido (SCM, *Smearred crack model*).

El modelo NL-BTM discretiza el muro en paneles rectangulares donde las diagonales están unidas por puntales cuya resistencia se degrada gracias a las deformaciones biaxiales. Los elementos verticales y horizontales de estos paneles hacen las veces puntales o tensores (según la dirección de la carga) con una área de concreto y acero asignada por afinidad. Los elementos de borde del muro se representan como elementos tipo viga-columna continuos, que dan estabilidad lateral al modelo.

Los muros que se presentan en este artículo se denominan RW2 y el RW-A15, caracterizados por representar muros esbeltos, el primero, y de mediana a baja altura, el segundo, con factores de forma de 3 y 1.5, respectivamente. Los resultados se comparan con las respuestas experimentales reportadas por Thomsen and Wallace (1995) y Tran (2012), para esto muros, y adicionalmente, se contrastan los resultados con un modelo inelástico de elementos finitos.

## 2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO PUNTAL TENSOR INELÁSTICO

### 2.1 DISCRETIZACIÓN

Los modelos evaluados con la metodología NL-BTM se discretizaron usando elementos verticales, horizontales y diagonales (ver Figura 1). Los 2 elementos verticales de los extremos del muro representan a los elementos de borde (si los hay). Estos elementos se construyen con elementos continuos viga-columna de plasticidad distribuida, con secciones a fibra asignadas en los diferentes puntos de integración (Spacone et al., 1996). Los elementos verticales y horizontales restantes fueron modelados como elementos tipo cercha con una sección que tiene en cuenta la cantidad de concreto y acero correspondiente a la zona aferente del elemento; la resistencia a la tracción de los elementos horizontales se desprecia para aliviar la sobrerresistencia en el estado elástico debido a la superposición del área aferente de las diagonales.

Los elementos diagonales son especiales debido a que el comportamiento de su material esta enlazado con la geometría de los paneles, permitiendo simular la reducción de resistencia en los puntales bajo deformaciones biaxiales como lo explica la teoría modificada del campo de compresiones del concreto (MCFT, por sus siglas en inglés) (Vecchio & Collins, 1986). Estas diagonales son puntales articulados con un área de concreto asignada como lo presentado en Lu et al. (2014). La inclinación de estas diagonales se define por el ángulo  $\theta_d$  el cual puede ser estimado por la ecuación (1) [ver Lu et al. (2014)] que tiene en cuenta la resistencia máxima del muro ( $V_{max}$ ) y la cuantía de acero transversal ( $\rho$ ).

$$\theta_d = \tan^{-1} \left( \frac{V_{max}}{f_{yt} \rho_t t_w d} \right) \leq 65^\circ \quad (1)$$

donde  $f_{yt}$  es la resistencia a la fluencia;  $t_w$  es el espesor del muro y  $d$  es la distancia entre los elementos verticales extremos. Se recomienda un valor  $\theta_d$  superior a  $45^\circ$ , Lu et al. (2014). En cada panel interno de diagonales dispuesto en equis (x), las diagonales se programan para “conocer” los nodos de conforman a su pareja. Esto permite que durante la compresión de una de estas, se calculen deformaciones normales con base a los desplazamientos de los nodos que conforman la pareja [ver Figura 2].

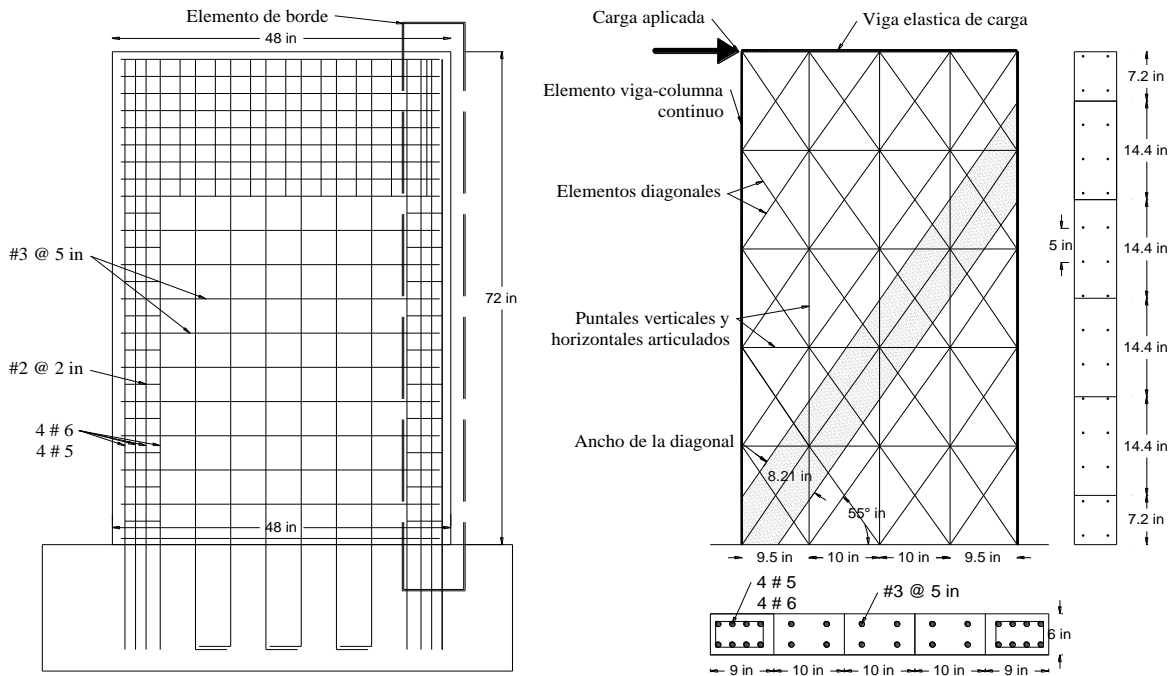


Figura 1 Discretización del espécimen RW-A15.

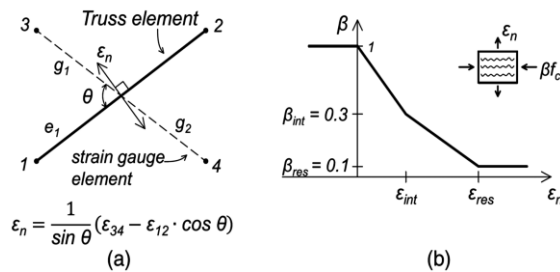


Figura 2 (a) Formulación de 4 nodos para modelación de diagonales del concreto, (b) Curva Beta, relación entre factores de reducción de esistencia del concreto  $\beta$ , y deformaciones normales  $\epsilon_n$ .

## 2.2 CALIBRACIÓN DE LOS MATERIALES

### 2.2.1 PARÁMETROS DEL CONCRETO

El concreto en los elementos verticales se modeló como confinado o confinado según la sección correspondiente, Concrete02 fue el material seleccionado en OpenSees (McKenna, 2000)(Figura 3). El modelo de esfuerzo-deformación del concreto sigue lo propuesto por Kent and Park (1971) incluyendo las modificaciones de Scott et al. (1982). El comportamiento histerético del concreto sigue lo planteado por Mohd Yassin (1994), incluyendo la degradación gradual de la rigidez bajo el cargue y descargue en compresión (Spacone et al.,1996). La resistencia a la compresión del concreto fue la reportada al momento del ensayo para cada espécimen, el ablandamiento lineal del concreto se regularizó de acuerdo a la Ecuación (2) [ver [Coleman & Spacone,2001]]:

$$\epsilon_{20} = \max \left[ \left( \frac{Gf_c}{0.6f'_c L_e} - \frac{0.8f'_c}{E_c} + \epsilon_{c0} \right), 0.006 \right] \quad (2)$$

Donde  $\varepsilon_{20}$  es la deformación unitaria para una resistencia residual del 20% de la resistencia a la compresión,  $Gf_c$  es la energía de fractura a la compresión (Jansen & Shah, 1997), definida en 25N/mm y 150 N/mm para concreto confinado e inconfinado respectivamente,  $L_e$  es la longitud del elemento,  $E_c$  es el módulo del concreto y  $\varepsilon_{c0}$  es la deformación asociada al esfuerzo máximo del concreto, definida en este caso en 0.2%.

El material empleado en las diagonales captura el comportamiento del concreto bajo esfuerzos biaxiales, aplicando la MCFT. Para esto, se ha empleado el material ConcretewBeta en OpenSees (Lu & Panagiotou, 2014), que modifica la resistencia a la compresión de acuerdo a la curva  $\beta$  definida en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** Esta se simplifica como una curva trilineal como lo propone Vecchio and Collins (1993), los valores de deformación normal y sus factores  $\beta$  correspondientes empleados en el modelo fueron  $(\varepsilon_{int}, \beta_{int}) = (0.04, 0.16)$  y  $(\varepsilon_{res}, \beta_{res}) = (0.08, 0.09)$ . Los valores de deformación de esta curva son para una longitud de elemento de 600 mm, por lo que para cada muro sus curvas  $\beta$  fueron regularizadas.

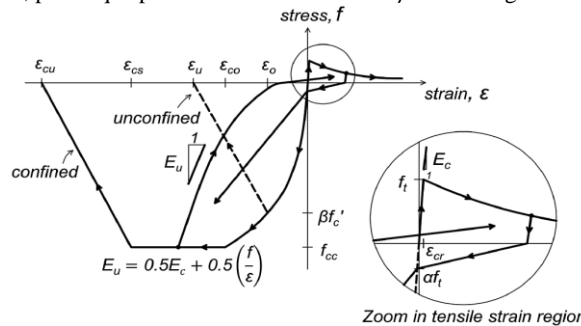


Figura 3 Modelo de relación esfuerzo-deformación para el concreto.

## 2.2.2 PARÁMETROS DEL ACERO

El comportamiento esfuerzo-deformación del refuerzo longitudinal se asumió bilineal con un endurecimiento por deformación isotrópico (Filippou et al., 1983), correspondiendo al modelo de material Steel02 en OpenSees. El esfuerzo de fluencia y su módulo elástico inicial se tomaron con base en los valores reportados por los autores de los experimentos. La tasa de endurecimiento por deformación tiene un valor  $b=0.01$ , los parámetros que controlan la transición de la zona elástica a la plástica son  $R0=20$   $CR1=0.925$   $R2=0.15$  como recomienda Filippou et al. (1983); Lu and Panagiotou (2014). El pandeo de las barras y/o la ruptura de estas no se consideraron en los modelos.

## 2.3 APLICACIÓN DE LA CARGA

La carga axial aplicada en los modelos es la registrada en los artículos de los experimentos. Adicionalmente, se incluyó el peso propio de los muros de concreto reforzado como fuerzas distribuidas a lo largo del elemento horizontal de la cima del muro. La carga axial se aplica antes de los ciclos de carga lateral, manteniéndose constante durante toda la modelación. La carga horizontal es controlada por desplazamientos de nudos maestros en la cima de los muros, siguiendo los protocolos de cargas presentados en los experimentos.

## 2.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 2.4.1 RESPUESTA GLOBAL

La **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** presenta el desplazamiento horizontal total en la cima del muro contra el cortante en la base tanto para los resultados analíticos, como para los experimentales. Se muestra que el modelo simula de manera adecuada los experimentos, aunque en los primeros ciclos exhiban mayor resistencia. Esto se explica por el exceso de área disponible, ocasionado por los traslapes de los elementos diagonales. En la porción de respuesta inelástica se aprecia una leve subpredicción de la capacidad de los muros, asociada en parte al brazo de palanca de los elementos externos del modelo, el cual es menor al brazo total del ensayo, producto de la discretización. El área aferente de los elementos extremos corresponde a la del elemento del borde, y la ubicación de estos se localiza en el centroide del elemento de borde del muro ensayado, disminuyendo así el ancho del modelo respecto al ancho del muro ensayado.

El comportamiento histerético de la simulación sigue el mostrado por los experimentos, y difieren entre sí, según la geometría de los especímenes. Para el RW2 se aprecia un comportamiento dominado por la flexión y para el (RW-A15) se obtuvieron ciclos de histerésis estrangulados, los cuales son representativos de muros dominados por esfuerzos de corte (o con factores de forma bajos). El NL-BTM no captura muy bien la pérdida de resistencia para el desplazamiento último ante la falla. Esta característica se controla principalmente por el modelo de degradación de la resistencia a compresión de las diagonales definida por la curva  $\beta$ , la cual se definió de baja degradación para todos los modelos. Adicionalmente, esto se debe a que el modelo no captura el pandeo de las barras ni la ruptura de las mismas.

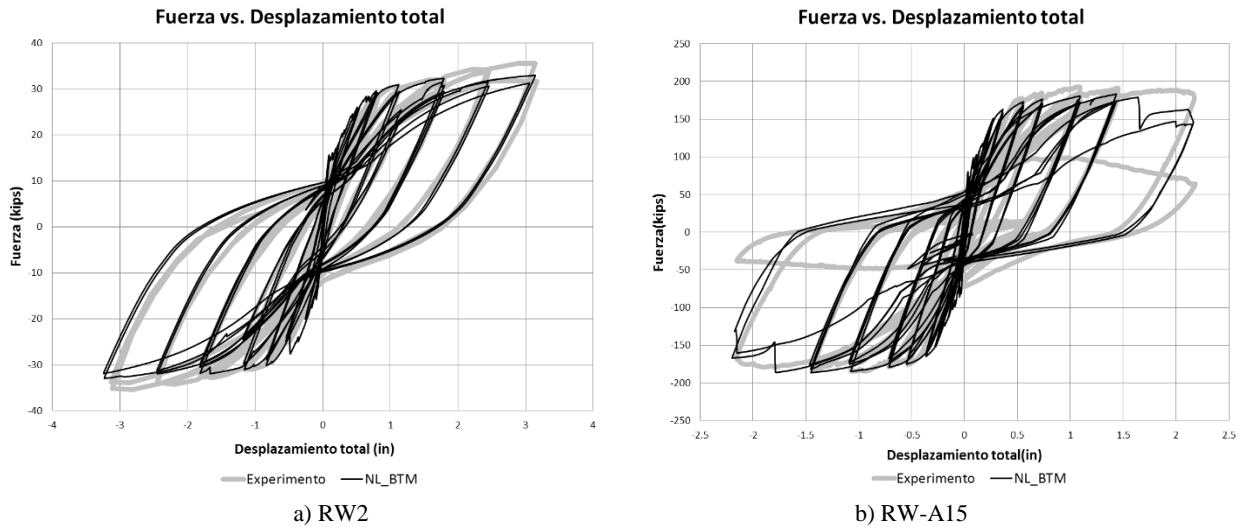


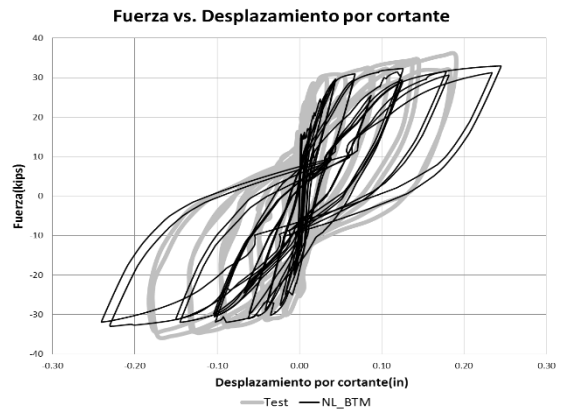
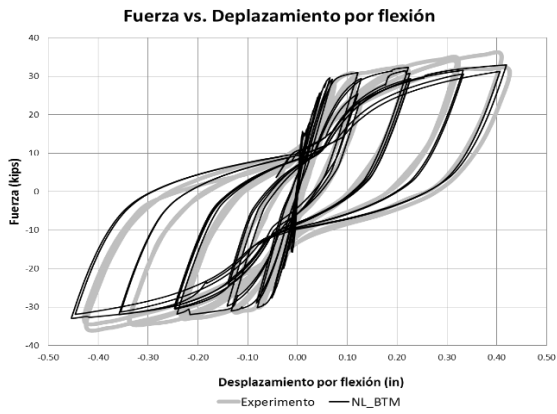
Figura 4 Respuestas de los modelos

#### 2.4.2 APORTES DE LA DEFORMACION POR FLEXIÓN Y CORTANTE AL DESPLAZAMIENTO

Los aportes de la deformación por flexión y cortante se presentan a continuación. Para el espécimen RW2 (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), las deformaciones por cortante y flexión se midieron a un cuarto de la altura total del muro, mientras que para el RW-A15 (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) estos desplazamientos se midieron para la longitud completa del muro. En general los resultados son acordes a los obtenidos experimentalmente, en términos de resistencias, deformaciones y ciclos de histerésis.

El desplazamiento por cortante se determinó a través de la integración de la deformación de paneles en altura. Un panel en este caso es el rectángulo comprendido entre los elementos verticales de borde y dos elementos horizontales subsecuentes en altura, [ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**]. El desplazamiento por cortante de cada panel se estimó con la Ecuación (3) [Beyer et al., 2011], Donde  $l_w^*$  es el ancho del muro,  $d$  es la diagonal en la condición no deformada y  $\delta_1$  y  $\delta_2$  son los incrementos de longitudes de las diagonales. Estas deformaciones por corte se integran en altura de acuerdo al número de niveles de discretización de cada espécimen. En cuanto a la respuesta a flexión, esta es el resultado de la integración del diagrama de curvatura en altura. Para la determinación del aporte por cortante y flexión se asumió una curvatura constante en la altura de cada paneles. Las contribuciones a los desplazamientos por corte en el espécimen RW2 se encuentran en un rango de valores de 0 a 10% para los datos experimentales y entre 2.5 a 4.5% para los datos analíticos. Por otro lado, la contribución del cortante del espécimen RW-A15 está en el orden del 24 al 48% tanto para datos experimentales como para el modelo analítico. Estos resultados son consecuentes con el factor de forma de cada muro.

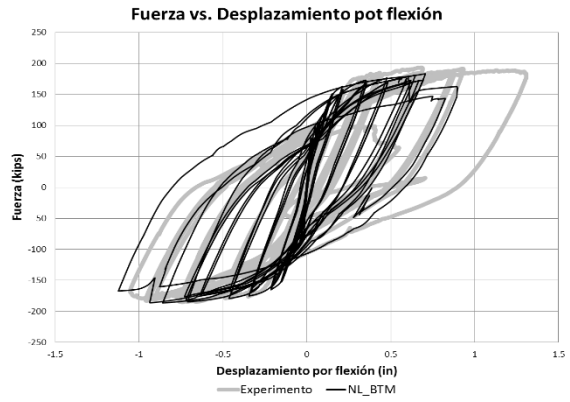
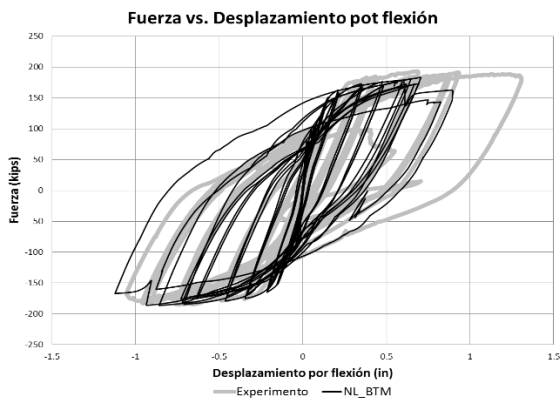
$$\Delta_s = \frac{1}{4l_w^*} [(d + \delta_2)^2 - (d + \delta_1)^2] \quad (3)$$



(a)

(b)

Figura 5 Respuestas del RW2 a, a) Flexión, b) Cortante



(a)

(b)

Figura 6 Deformación a 1 nivel para el RW-A15 por, a) Flexión, b) Cortante

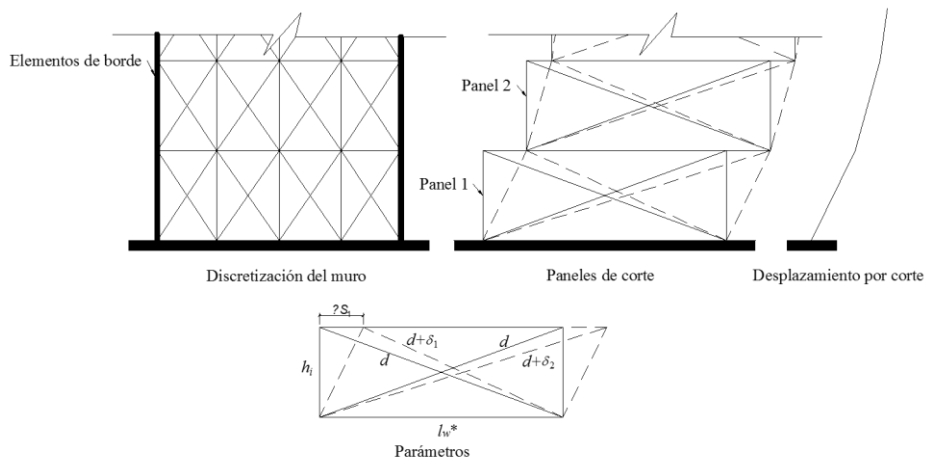


Figura 7 Modelo de estimación de Deformación por cortante.

### 2.4.3 INTERACCIÓN CORTANTE FLEXIÓN

La Figura 8 muestra la relación entre la contribución a los desplazamientos por corte y por flexión para los muros en análisis. Cabe anotar que este tipo de respuesta es difícil de obtener con otros modelos analíticos, especialmente con aquellos en los que implementan resortes no lineales en serie con elementos a flexión, o los que aplican los principios de la viga Euler-Bernoulli a la modelación. Para el espécimen esbelto RW2 (Figura 8a) la relación entre los desplazamientos por flexión y cortante es lineal debido a la respuesta dominada por flexión. En el espécimen mas chato, RW-A15 (Figura 8b), la porción lineal del modelo muestra una inclinación análoga a la de los resultados experimentales. Gracias a la contribución del desplazamiento por cortante presente en este último muro, los resultados experimentales evidencian una fluencia a flexo-cortante que se desarrolla sobre una superficie elíptica. El NL-BTM captura estos resultados con cierta desviación respecto a los datos experimentales. Las zonas verticales de esta curva indican que el desplazamiento por corte es predominante, mientras que para las zonas planas se presenta un mayor aporte del desplazamiento por flexión con un bajo aporte del cortante.

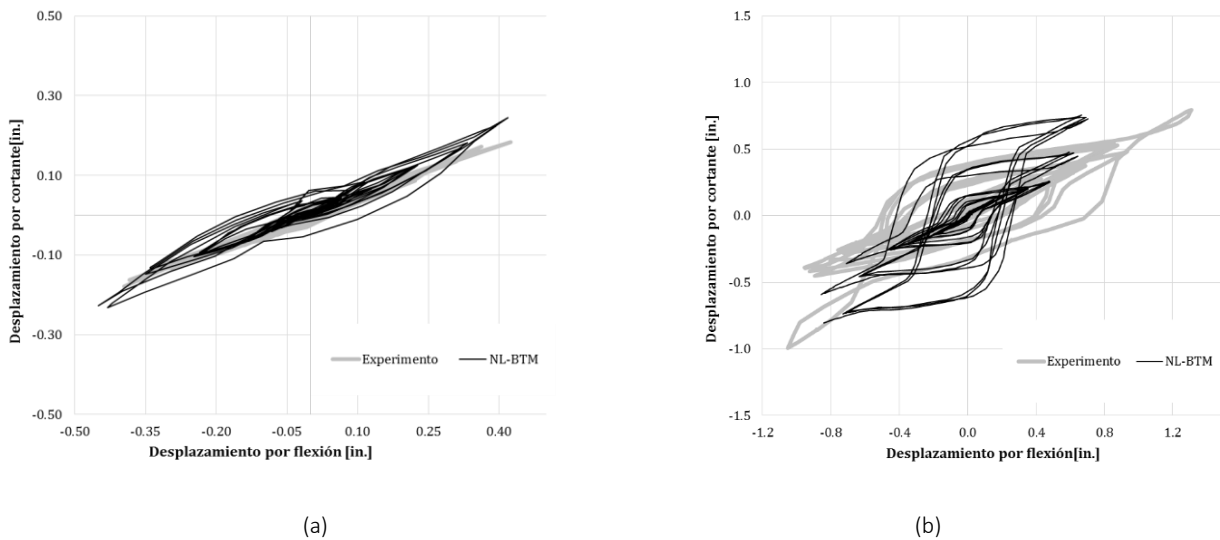


Figura 8 Interacción cortante-flexión para a) RW2 b) RW-A15

El comportamiento esperado para los muros simulados con la NL-BTM fue apropiado, incluyendo las contribuciones por el corte y flexión, así como la interacción a cortante-flexión.

### 3 COMPRACIÓN CON UN MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

En esta sección se comparan los resultados del NL-BTM con los resultados obtenidos por medio de elementos finitos utilizando un modelo de agrietamiento distribuido (*smearred crack model*, SCM) implementado en el software DIANA 10.1 (TNO DIANA, 2017). Esta metodología permite emplear elementos planos o tipo membrana, apropiados cuando no se presenta flexión fuera del plano. Adicional a esto, en este tipo de elementos las fuerzas actuantes en el plano y las componentes perpendiculares a la cara son cero ( $\sigma_{zz} = 0$ ), como se aprecia en Figura 6 (TNO DIANA, 2017). Las deformaciones disponibles en los nodos son traslacionales,  $u_x$  y  $u_y$ . Los modelos RW2 y RW-A15 se modelaron con un mallado de 25 mm.

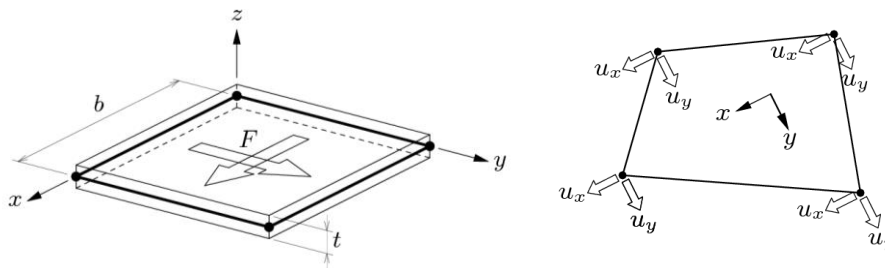


Figura 6 Elementos Regular plane stress, fuerzas y deformaciones nodales (TNO DIANA, 2017)

El agrietamiento del modelo se simuló mediante el enfoque tipo *smeared cracking*, basada en el criterio de falla de Rankine. Primeramente, se requiere considerar la determinación de una grieta inicial y su respectiva orientación para luego estimar un patrón de agrietamiento, lo cual es posible gracias al comportamiento de ablandamiento considerados en los modelos constitutivos (Attarnejad & Lohrasbi, 2006). En el modelo se empleó el concepto de *rotating smeared cracking* que permiten que las grietas roten con los ejes principales de deformación (Rots, Nauta, Kusters, & Blaauwendraad, 1985). Comparativamente, el NLBTM asume que las grietas se mantienen fijas (*fixed cracked model*). Adicionalmente, el modelo de concreto replica el comportamiento biaxial en el cual el concreto agrietado decrece su capacidad cuando experimenta deformaciones normales a la dirección en compresión, fenómeno demostrado en la teoría modificada del campo de compresiones del concreto (F. Vecchio & Collins, 1986). Debido al gran impacto de la MCFT en la consecución de resultados con gran precisión, se ha incorporado en la mayoría de software de elementos finitos desde los finales de los 80's (F. J. Vecchio & Collins, 1993). La envolvente de falla empleada en el concreto sigue un modelo parabólico, en el cual la relación esfuerzo-deformación está definida por la resistencia a compresión y su energía de fractura. Este último parámetro fue calculado tanto para la zona de compresión confinada como para la inconfineda y permite que la curva parabólica se autorregularize en función del tamaño del mallado. Por otro lado, el comportamiento a tensión del concreto fue considerado mediante el modelo constitutivo Hordijk, donde los parámetros de esfuerzo a tracción y la energía de fractura en el modo I de falla han sido estimados conforme al código CEB-FIP 1990 (ComiteEuro-Internacional du Beton, 1990).

El acero de refuerzo del espécimen ha sido modelado mediante elementos tipo línea cuyos extremos empotrados simulan una perfecta adherencia con el concreto circundante (TNO DIANA, 2017). La relación esfuerzo-deformación del refuerzo es definida por el modelo de Menegotto-Pinto y no se consideran el efecto de pandeo ni ruptura de barras.

La Figura 7 presenta la respuesta global de los muros RW2 y RW-A15 modelados en DIANA, bajo la metodología SMC con elementos finitos inelásticos. En el espécimen RW2, se observa una rigidez inicial más pronunciada que posteriormente logra estabilizarse. El cortante experimental en la base fue de 159 kN mientras que el cortante estimado numéricamente fue 170 kN, lo cual se traduce en una variación porcentual de 6.6%. Para el muro RW-A15, el comportamiento histerético del modelo fue notablemente cercano a la curva experimental. El cortante basal reportado fue de 811 kN en tanto que el cortante computado fue de 864 kN, discrepando en 6.5%. En general, se observa la trayectoria de los ciclos de carga y descarga fue modelada adecuadamente. Sin embargo, el último ciclo correspondiente al de la falla no puede ser capturado debido a que el modelo cíclico de Menegotto-Pinto empleado en el acero no considera el esfuerzo de falla.

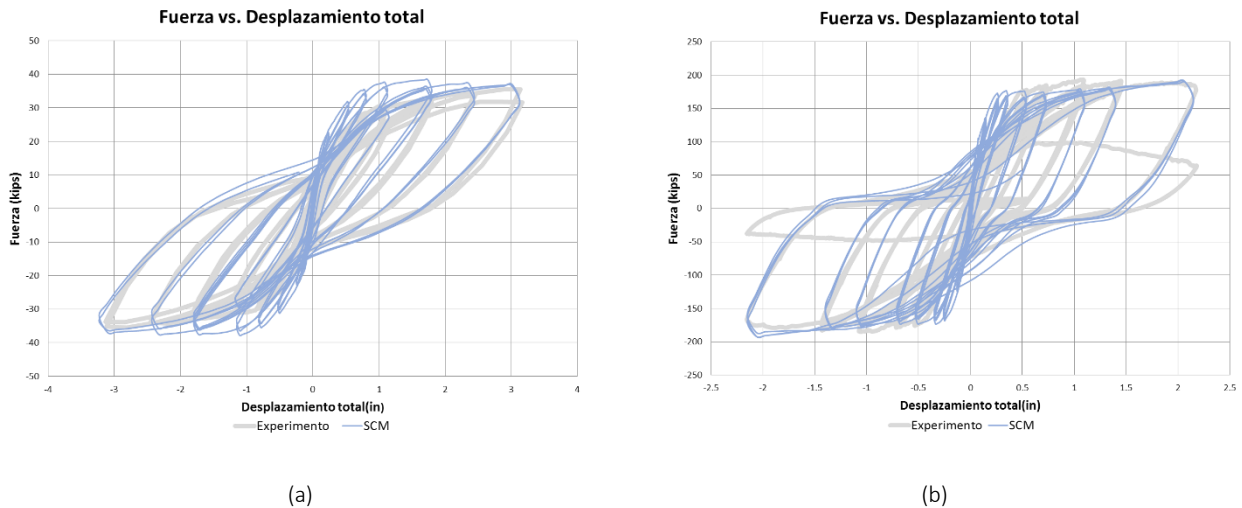


Figura 7 Curvas de histéresis en DIANA para a) RW2 b) RW-A15

En la implementación de modelos de agrietamiento es posible estimar desplazamientos y deformaciones. La Figura 8a y Figura 9a muestran el patrón de deformaciones unitarias en la dirección *x* e *y* del muro correspondiente a una deriva de 2% para los especímenes RW2 y RW-A15 modelados en DIANA. Las Figuras 11b y 12b muestran las deformaciones unitarias en cada uno de los elementos que componen el muro bajo modelado en OpenSees bajo el NL-BTM. Como es de esperarse, el daño se extiende desde la zona inferior hasta alcanzar su altura media, donde se observan la formación de grietas. En la parte inferior derecha, las deformaciones unitarias verticales indican que el concreto en esta zona ha sufrido aplastamiento, debido a que presenta un rango de valores de deformación unitaria típicos para este fenómeno. La implementación de modelos con agrietamiento distribuido en DIANA permite estimar las deformaciones y esfuerzos a nivel local en las grietas.

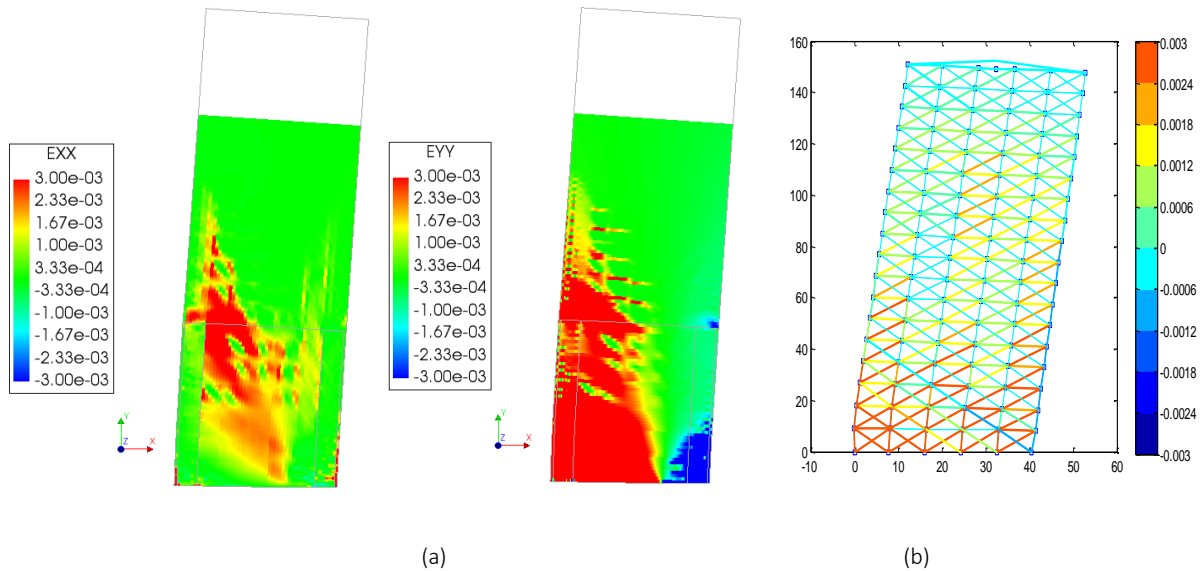


Figura 8. Deformaciones totales en X e Y en RW2, a) SCM, b) NL-BTM

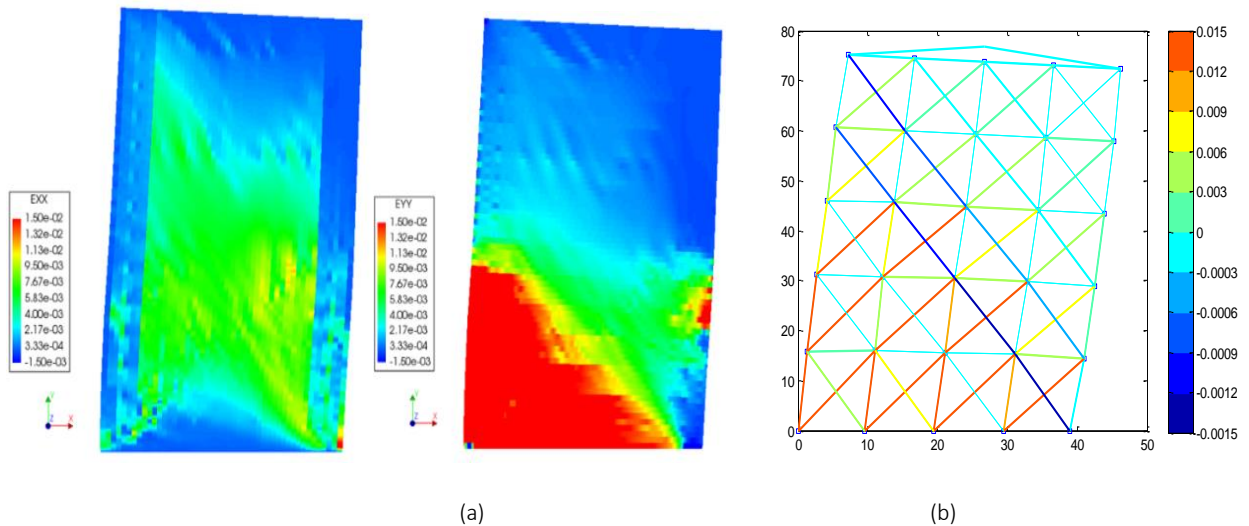


Figura 9. Deformaciones totales en X e Y en RW-A15-P10-S78, a) SCM, b) NL-BTM

La Figura y Figura muestran cómo el patrón de agrietamiento del muro se va desarrollando progresivamente a medida que se imponen ciclos de carga con incrementos de desplazamiento. El patrón de grietas muestra claramente un espécimen controlado principalmente por flexión y su continua progresión muestra como la plasticidad se va transmitiendo a lo largo del muro. Los estados mostrados corresponden a derivas del 0.20%, 0.75%, 1.20%, 2.0% y 2.5%. El patrón de agrietamiento mostrado en la Figura y Figura son disímiles. El espécimen RW2 es controlado principalmente por flexión. Inicialmente, el agrietamiento es horizontal y la dirección de las grietas va rotando a medida que avanza los ciclos de desplazamiento. En general, el agrietamiento se desarrolla hasta una altura intermedia, presentándose en esta zona grietas que no alcanzan a completar la mitad de la longitud del muro. El muro RW-A15 es controlado principalmente por cortante y el patrón de agrietamiento difiere con RW2. En los ciclos finales los ángulos de las grietas bajo la metodología SCM para los muros RW2 y RW-A15 fueron de 45° y 53° respectivamente, coincidiendo con los valores proporcionados a las diagonales en el NL-BTM con base a la Ecuación 1, cuyos ángulos son de 45° y 55° respectivamente.

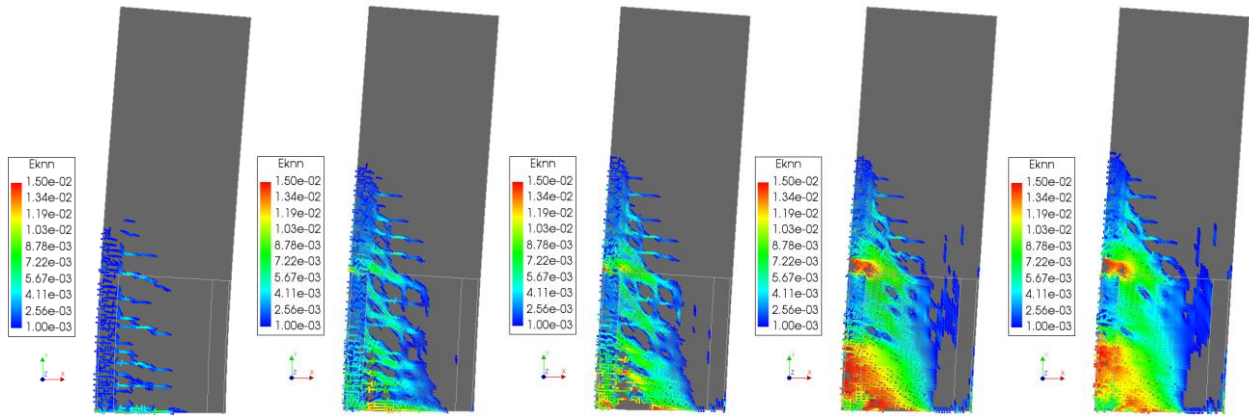


Figura 13. Patrón de agrietamiento del espécimen RW2

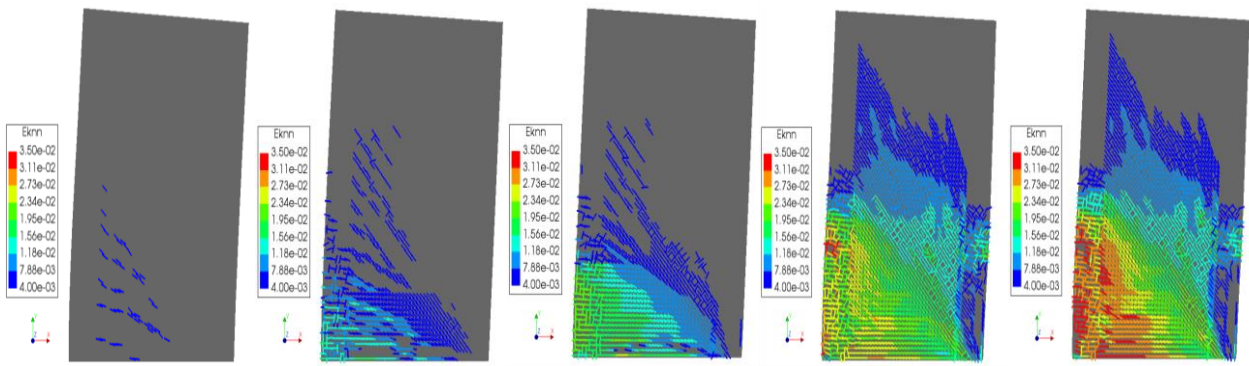


Figura 14. Patrón de agrietamiento del espécimen RW-A15

Los perfiles de desplazamiento a lo largo de la altura de los muros se construyeron para diferentes valores de deriva (Figuras 15a y 15b). Como es de esperarse para un muro controlado por flexión, el perfil del RW2 se asemeja al de un elemento en voladizo con una curvatura cóncava, mientras que para el RW-A15 se aprecia mucho más el impacto de la deformación por corte obteniéndose una curvatura convexa para el perfil de desplazamientos totales. Ambos especímenes imitan muy bien el desplazamiento total en la altura para los distintos niveles de derivas en ambas metodologías de modelación. Cabe ahora que una ligera discrepancia fue encontrada en el modelo de elementos finitos, en el espécimen RW-A15 en la zona inferior del perfil de desplazamiento. Este comportamiento se observó en todos los diferentes niveles de deriva, siendo más notable en los más altos. Sin embargo, esto no afectó el desplazamiento en la parte superior del muro, comportándose ambas metodologías muy cercanas a los datos experimentales, pero ajustándose aún mejor el NL-BTM a lo largo de la altura.

Las Figuras 16a y 16b presentan las deformaciones unitarias normales a lo largo de la base de los muros RW2 y RW-A15 para niveles de derivas del 2.5% y 2% respectivamente. Al contrario de la hipótesis de Euler -Bernoulli se aprecia que el perfil de deformaciones no es lineal a lo largo de la longitud del muro. Este es resultado que las metodologías de modelación de muros como con base en una secciones de fibra no puede capturar. Para el NL-BTM no se muestran altas deformaciones a la compresión, esto se debe a que la ubicación del elemento vertical extremo está en el centroide del elemento de borde, y no es capaz de capturar las deformaciones a compresión de la fibra extrema. En el espécimen RW-A15 se aprecia la coincidencia del eje neutro para ambas metodologías de modelación, mientras que para el espécimen RW2 este tiene una distancia cercana para el NL-BTM respecto a las mediciones experimentales. De manera general, las curvas de deformaciones verticales en la base presentan mejores resultado con la metodología NL-BTM en comparación con el SCM.

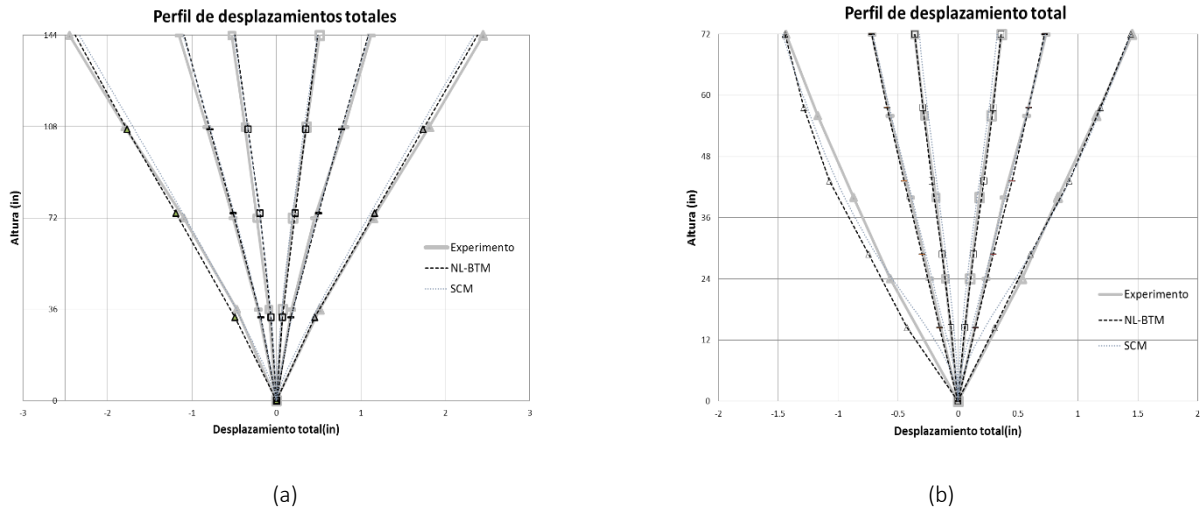


Figura15. Perfil de desplazamiento en altura del a) RW2 b) RW-A15

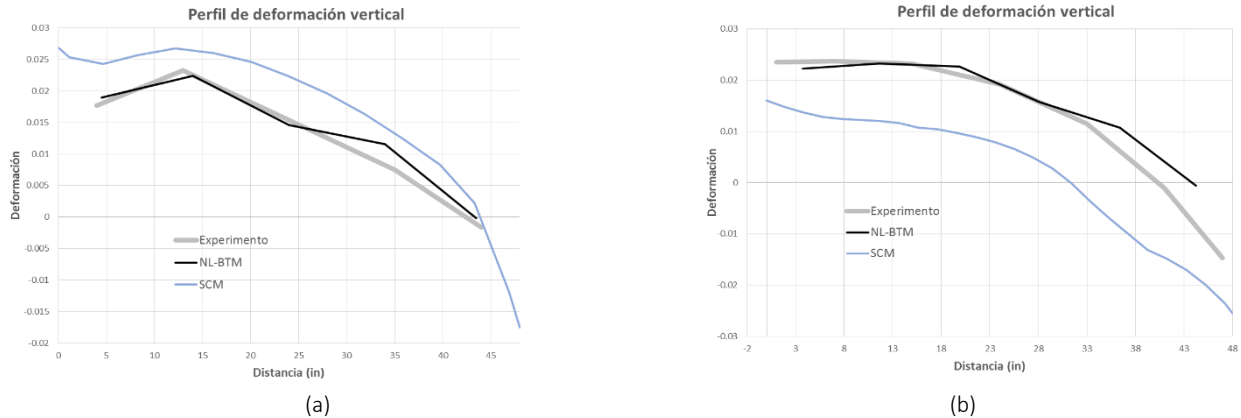


Figura16. Perfil de deformaciones verticales en la base para a) RW2 b) RW-A15

Por último, es posible apreciar el comportamiento del refuerzo para cada paso del patrón de desplazamientos. Para una deriva de 2%, la Figura 17 muestra las deformaciones unitarias del acero de refuerzo. Tomando el valor de 0.002 como la deformación unitaria de fluencia del acero, en la figura izquierda se observa como fluyen las barras de refuerzo horizontal en la zona inferior e intermedia del muro. Similarmente, la figura adyacente muestra las deformaciones unitarias de las barras verticales del muro. En el elemento de borde izquierdo, se aprecia que todas las barras han fluido hasta alcanzar una altura intermedia del muro. El ingreso a la zona plástica es experimentado por las barras de refuerzo vertical en el alma del muro principalmente en su parte inferior.

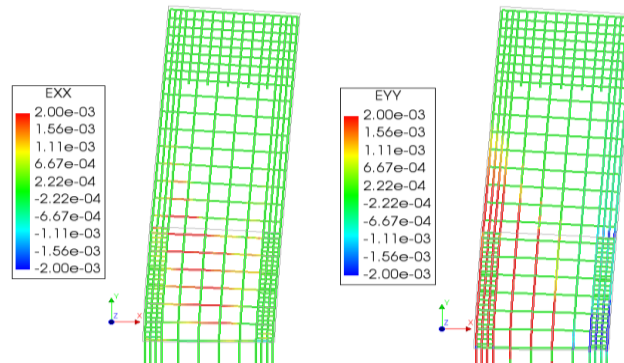


Figura17. Deformaciones unitarias en el acero de refuerzo

## CONCLUSIONES

-La metodología NL-BTM para muros de concreto reforzado permite determinar el comportamiento agrietado de estos con muy buenos resultados. En la zona elástica los modelos presentaran una sobre-resistencia, la cual proviene de la superposición de áreas de concreto para elementos cercanos La capacidad ultima del modelo puede llegar a ser menor que la obtenida experimentalmente dada la ubicación de los elementos verticales extremos del modelo, las cuales están localizadas en los centroides de las sección de los bordes, disminuyéndose así el brazo de palanca efectivo de los muros modelados.

-La metodología NL-BTM permite obtener los aportes por corte y flexión a la respuesta global de manera adecuada y sencilla, dada su discretización se permiten registrar los desplazamientos de los nodos en altura y conformar bloques parciales compuestos por un conjunto de elementos verticales, horizontales y diagonales según la información requerida. Así como obtener las deformaciones unitarias en cada uno de los elementos. El NL-BTM simula adecuadamente la interacción cortante-flexión, capturando posibles fluencias y predominancias en el comportamiento de los muros.

-El NL-BTM captura la distribución no lineal de las deformaciones normales en la sección crítica (e.g. secciones planas no permanecen planas después de la deformación), lo cual es esperado del comportamiento real de seccion de gran longitud. Las deformaciones unitarias máximas a compresión son subpredichas por el modelo debido a la discretización planteada. Esto se debe a que al estar ubicados los elementos de borde en el centroide del área correspondiente, el punto de monitoreo de las deformaciones no es cercano a la fibra extrema. Pr otro lado, resultados como el patrón de grietas no pueden ser capturados por el NL-BTM.

-Modelos de agrietamiento distribuido como el implementado en DIANA permiten evaluar el comportamiento experimental de muros de concreto reforzado razonablemente. El patrón de agrietamiento permite estudiar el desarrollo de fallas localizadas evaluando esfuerzos y deformaciones al nivel de grietas. La información brindada por la Figura 13 y Figura 14 muestra un claro ejemplo de la implementación de la MCFT. En zonas del muro donde se experimentan deformaciones considerables perpendiculares a la dirección en compresión se presenta agrietamiento e incrementos locales de esfuerzos en el acero los cuales lo inducen a exceder su esfuerzo de fluencia.

## REFERENCIA

- Attarnejad, R., & Lohrasbi, A. R. (2006). *The Comparative Study of Discrete Crack and Smeared Crack Methods in Concrete Gravity Dams*. London: Taylor and Francis Group.
- ComiteEuro-International du Beton. (1990). *CEB-FIB model code 1990*. London.
- Jansen, D. C., & Shah, S. P. (1997). Effect of Length on Compressive Strain Softening of Concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(1), 25-35.
- Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural Members with Confined Concrete. *Journal of the Structural Division*, 97(7), 1969-1990.
- Lu, Y., & Panagiotou, M. (2014). Three-Dimensional Cyclic Beam-Truss Model for Nonplanar Reinforced Concrete Walls. *Journal of Structural Engineering*, 140(3), 04013071. doi:10.1061/(asce)st.1943-541x.0000852
- Lu, Y., Panagiotou, M., & Koutromanos, I. (2014). Three-Dimensional Beam-Truss Model for Reinforced-Concrete Walls and Slabs Subjected to Cyclic Static or Dynamic Loading, PEER Report 2014/18, Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, CA.
- McKenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H., & Jeremic, B. (2000). *Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees) (Version 2.4.3.)*. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Mohd Yassin, M. H. (1994). Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads. Retrieved from Rots JG, Nauta P, Kusters GMA, Blaauwendraad J. Smeared Crack Approach and Fracture Localization in Concrete. *Heron*. 1985;30
- Scott, B. D., Park, R., & Priestley, M. J. N. (1982). Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. *ACI Journal Proceedings*, 79(1), 13-27. doi:10.14359/10875
- Spacone, E., Filippou, F. C., & Taucer, F. F. (1996). Fibre Beam-Column Model for Non-Linear Analysis of R/C Frame: Part I. Formulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, 711-725.

TNO DIANA. DIANA. DIANA FEA BV Manual del usuario 10.1; 2017.

Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1986). The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. ACI J., 83(2), 219-231.

Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1993). Compression response of cracked reinforced concrete. Journal of Structural Engineering, 119(12), 3590-3610.

Vecchio FJ, Collins MP. Compression Response of Cracked Reinforced Concrete. J Struct Eng. 1993;119:3590–610.

ComiteEuro-International du Beton. CEB-FIB model code 1990. London; 1990.