

ANÁLISIS EXPERIMENTAL Y NUMÉRICO NO LINEAL DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO REHABILITADAS CON ENCAMISADO METÁLICO

Jorfran Alcaraz-Vázquez⁽¹⁾, A. Gustavo Ayala⁽¹⁾, Sergio M. Alcocer⁽¹⁾ y H. Rodrigo Amezcua⁽²⁾

RESUMEN

En México, la alta frecuencia de sismos expone la vulnerabilidad de construcciones antiguas, especialmente aquellas estructuradas con marcos de concreto reforzado (CR) previos a los estándares modernos, lo que subraya la importancia de reforzarlas para mitigar riesgos y mejorar la resiliencia ante eventos sísmicos. Por esta razón, muchos investigadores han concentrado esfuerzos en la propuesta de distintos tipos de refuerzos para elementos estructurales críticos como las columnas. Así, en este trabajo se presentan y discuten los resultados de ensayos experimentales y se comparan con un análisis numérico no lineal para determinar las variables que influyen en el comportamiento lateral de columnas no dúctiles de CR, rehabilitadas con un encamisado metálico (EM) a base de ángulos y soleras. Para el análisis numérico se desarrolló y calibró un modelo matemático usando el método de elementos finitos, tomando como referencia los resultados de un estudio experimental en donde se ensayaron ante carga lateral cíclica reversible y sin carga axial dos especímenes de columnas no dúctiles de CR a escala real con dos diferentes arreglos de EM. Los resultados encontrados en el análisis numérico concluyen que las variables que influyen el desempeño de la respuesta lateral no lineal fueron la energía de fractura, el esfuerzo de tensión y la rigidez a tensión del concreto.

Palabras clave: Encamisado metálico; rehabilitación estructural; columnas de CR no dúctiles; análisis no lineal; método de los elementos finitos

NONLINEAR EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS RETROFITTED WITH A LATTICED STEEL JACKETING

ABSTRACT

In Mexico, the high frequency of seismic events highlights the vulnerability of older buildings, particularly those constructed with reinforced concrete (RC) frames that prelude modern standards. This underscores the importance of strengthening such structures to reduce risks and enhance resilience against earthquakes. For this reason, many researchers have focused their efforts on proposing various strengthening techniques for critical structural elements such as columns. This study presents and discusses the results of experimental tests and compares them with a nonlinear numerical analysis to identify the variables that

Artículo recibido el 11 de junio de 2025 y aprobado para su publicación el 08 de julio de 2026. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

⁽¹⁾ Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), Túnel de Viento, Basamento Torre de Ingeniería, Circuito Escolar, Ciudad Universitaria, Alcaldía Coyoacán, C.P. 04510, México. **Autor para correspondencia:** JorfranAlcarazV@gmail.com; GAyalaM@iingen.unam.mx; SAlcocerM@iingen.unam.mx.

⁽²⁾ Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), Conjunto Sur, Edificio J, Circuito Escolar, Ciudad Universitaria, Alcaldía Coyoacán, C.P. 04510, México, Rodrigo_Amezcua@comunidad.unam.mx.

influence the lateral behaviour of non-ductile RC columns retrofitted with a steel jacket (SJ) composed of angles and battens. For numerical analysis, a mathematical model was developed and calibrated using the finite element method, based on the results of an experimental study in which two full-scale non-ductile RC column specimens were tested under reversed cyclic lateral loading without axial load, each with a different SJ configuration. The numerical analysis concluded that the key variables influencing the nonlinear lateral response performance were the fracture energy, the tensile strength, and the tension stiffening of the concrete.

Keywords: Steel jacketing; structural retrofiting; nonductile RC columns; nonlinear analysis; finite element method

INTRODUCCIÓN

La rehabilitación de columnas no dúctiles de concreto reforzado (CR) de sección transversal rectangular mediante un encamisado metálico (EM) conformado por ángulos y soleras soldados entre sí y unidos a la columna por medio de mortero de alta resistencia y baja contracción (*grout*), ha ganado difusión, tanto a nivel nacional como internacional, tras eventos sísmicos como los de septiembre de 2017 en la Ciudad de México, debido a su eficacia y facilidad de implementación en comparación con otras técnicas de reforzamiento aplicadas a columnas vulnerables (Stelios, 2023). Debido a lo anterior, existe interés por estudiar el comportamiento ante cargas sísmicas de columnas rehabilitadas con esta técnica.

La mayoría de la investigación relacionada con los EM se centra en el comportamiento ante cargas axiales, generando un gran contraste con la poca investigación que contempla los efectos combinados de cargas axiales y laterales, efectos presentes en eventos sísmicos (Sen y Begum, 2017).

En este artículo se reporta el análisis experimental y numérico del comportamiento no lineal de columnas no dúctiles de CR rehabilitadas mediante un EM que requieren mejorar su desempeño ante demandas derivadas de eventos sísmicos, particularmente ante cargas laterales o demandas de desplazamiento lateral. Se desarrolló un programa experimental en donde se ensayaron dos especímenes a escala real de columnas no dúctiles de CR con dos arreglos diferentes de EM ante carga lateral cíclica reversible controlada por desplazamiento y sin carga axial. De manera paralela, se desarrolló y calibró un modelo numérico de una columna con EM tomando como base los resultados experimentales, definiendo, así, las variables que controlan su desempeño en el intervalo no lineal de comportamiento.

ANTECEDENTES

En el contexto mexicano, los sismos son eventos frecuentes que afectan a diversas construcciones, especialmente las que carecen de ductilidad. Precedentes de estos eventos, como los ocurridos en septiembre de 2017 en la CDMX, han puesto de manifiesto la vulnerabilidad de ciertas construcciones y la necesidad de la implantación de estrategias de reforzamiento y rehabilitación para reducir y/o controlar el riesgo sísmico (SMIS, 2022).

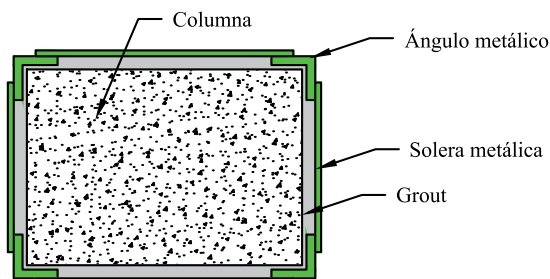
Los edificios construidos alrededor de 1970, cuyo principal sistema estructural resistente ante eventos sísmicos es a base de marcos de CR, son particularmente propensos a daños importantes e incluso colapso. Uno de los factores que explican su propensión al daño y su vulnerabilidad es la diferencia con las prácticas de construcción y diseño modernas, ya que no existían los estándares que se siguen hoy en día tanto en diseño como en construcción, además de que no se tenía el enfoque de diseño por desempeño sísmico. Esto

es un problema ampliamente reconocido y subraya la necesidad de reforzar y rehabilitar las estructuras antiguas ya que ello resulta fundamental para la protección de vidas humanas, la minimización de pérdidas económicas, la reducción de daños y la mejora de la resiliencia de las comunidades (Cenan Mertol *et al.*, 2021).

Cualquier falla que ocurra en una columna de CR que sea parte de un sistema estructural a base de marcos de CR tiene el potencial de afectar a diversos elementos estructurales y provocar un colapso local e, incluso, total de la estructura (Khedmatgozar Dolati, 2023). El colapso está, por lo general, vinculado con la pérdida de la capacidad de carga axial de los elementos estructurales verticales, combinada con una insuficiente resistencia ante cargas laterales (Bazán y Meli, 2000).

El encamisado metálico es una técnica de rehabilitación estructural que consiste en envolver los elementos de concreto reforzado deteriorados o no dúctiles con elementos metálicos. El encamisado puede ser a base de placas metálicas o bien de ángulos en las esquinas y soleras que los conectan, fijados a la columna mediante un mortero de alta resistencia y baja contracción (*grout*). Esta técnica ha sido empleada desde la década de los 80 en países con alta actividad sísmica, como México y Estados Unidos, principalmente para incrementar la resistencia lateral, la ductilidad y el confinamiento de columnas de concreto reforzado no dúctiles. Entre sus principales ventajas reportadas en la literatura se encuentran su rapidez de instalación, bajo impacto en la ocupación del edificio y la posibilidad de ser aplicado sin descimbrar (Badalamenti *et al.*, 2010; Nagaprasad *et al.*, 2009; Sen y Begum, 2017).

Diversas investigaciones a nivel internacional apuntan a que la rehabilitación de columnas vulnerables, que forman parte de un sistema de marcos de CR, por medio de la implementación de un EM, conformado a base de ángulos y soleras metálicas soldados entre sí, como el mostrado en la Figura 1, ayuda a mitigar la vulnerabilidad sísmica, además de mejorar el comportamiento sísmico y la seguridad de estas edificaciones, incrementando su resistencia lateral, la capacidad de carga axial, el confinamiento pasivo, la ductilidad y la resistencia al corte (Badalamenti *et al.*, 2010; Campione *et al.*, 2016; Montuori y Piluso, 2009; Nagaprasad *et al.*, 2009).



Sección Transversal

Figura 1. Sección transversal de una columna de CR rehabilitada con EM

Cada tipo de encamisado presenta características propias que condicionan su selección. El EM destaca por su facilidad de instalación, reversibilidad y mínima adición de masa a la estructura; sin embargo, requiere protección anticorrosiva y presenta mayor costo de material comparado con otros sistemas. El encamisado de concreto reforzado (ECR) ofrece alta resistencia lateral y rigidez, pero implica mayor adición de masa y sección, lo cual puede afectar la distribución de rigidez del sistema estructural. El encamisado con polímeros reforzados con fibras (FRP por sus siglas en inglés) es el de menor adición de peso y mayor facilidad de manejo en obra, aunque su comportamiento a compresión es limitado y su costo unitario es

elevado. El encamisado compuesto (acero y FRP) combina las ventajas de ambos sistemas, a expensas de mayor complejidad constructiva (Adam *et al.*, 2009; Stelios, 2023).

Las estadísticas sobre el uso de diversas técnicas de reforzamiento de columnas de CR mediante encamisados, ya sean metálicos, de concreto o FRP, indican que, en países como España, la rehabilitación mediante EM representa hasta el 59% de los casos, tal como se ilustra en la Figura 2. No obstante, a pesar de su amplia difusión en el ámbito práctico, el porcentaje de investigaciones dedicadas al análisis del reforzamiento por medio de EM es considerablemente bajo, representando apenas el 1.2%. Esto subraya la necesidad de profundizar en el estudio de esta técnica de reforzamiento, tanto a nivel experimental como numérico, con el fin de optimizar su aplicación y comprender a fondo su influencia en el comportamiento estructural de columnas de CR rehabilitadas.

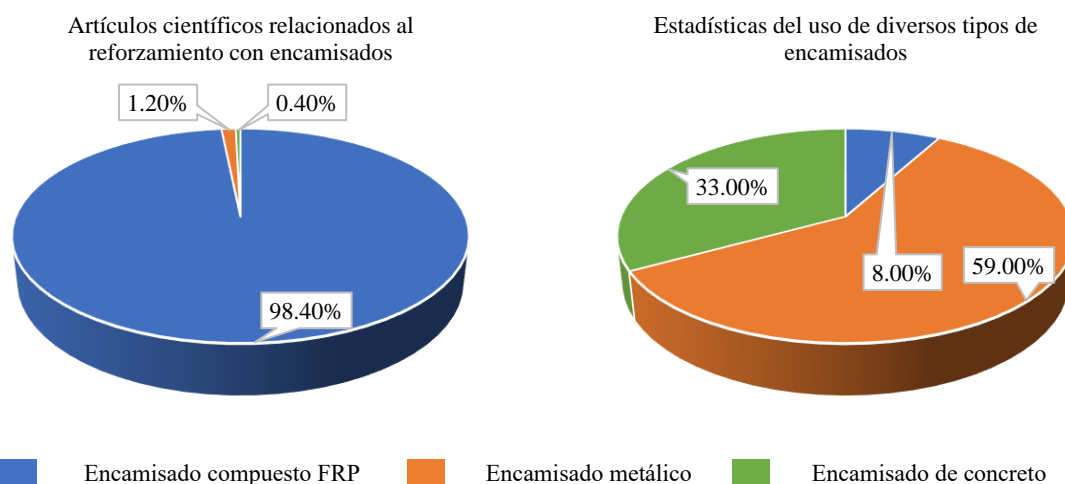


Figura 2. Estadísticas de artículos científicos relacionados a la investigación de reforzamiento con encamisados y estadísticas del uso de diversos tipos de encamisados en España (Adam *et al.*, 2009).

A continuación, se discuten las ventajas y desventajas de las técnicas de rehabilitación mencionadas anteriormente (Stelios, 2023).

- Encamisado de concreto reforzado: Esta técnica incrementa la resistencia lateral, a flexión y axial, así como las correspondientes rigideces, la ductilidad y la deformación lateral de la sección. El método de cálculo de la capacidad del elemento reforzado es generalmente simple, ofrece resistencia al fuego y aporta confinamiento pasivo. Como desventajas, el incremento de rigidez obliga a redistribuir demandas hacia los elementos verticales circundantes, elevando costos. Es un método invasivo y destructivo, con altos costos asociados a demoliciones de elementos no estructurales y mayores tiempos de construcción. Adicionalmente, la transferencia de fuerzas entre el concreto nuevo y existente depende de la preparación de la superficie del concretos existente, mientras que el aumento de masa del edificio es apreciable.
- Encamisado metálico de ángulos y soleras: Resulta económico en comparación con el encamisado de CR y produce un incremento de masa prácticamente despreciable. Permite una instalación rápida, ofrece moderada y capacidad de desplazamiento lateral, aportando confinamiento pasivo a la sección. Sus desventajas incluyen ser relativamente invasivo, pudiendo requerir demolición de elementos no estructurales adyacentes, su propensión a la degradación por corrosión, la necesidad de protección contra fuego y el requerimiento de mano de obra calificada para las soldaduras.

- Polímeros reforzados con fibra (FRP, por sus siglas en inglés): Es la solución más ligera de reforzamiento, con una excelente relación resistencia/peso. Se instala rápidamente, es poco invasivo y generalmente requiere demoliciones menores. Incrementa la resistencia a flexión y cortante, la capacidad de disipación de energía y el confinamiento del miembro, siendo además resistente a la corrosión y a ambientes salinos. Sus limitaciones son un comportamiento frágil con respuesta linealmente elástica hasta la falla, baja resistencia al fuego, problemas frecuentes de anclaje en elementos parcialmente reforzados, además de que la unión concreto-epoxi debe manejarse con cuidado, la cual exige preparación exhaustiva de la superficie y la ausencia de incremento directo de capacidad axial en comparación con el EM y el encamisado de CR.

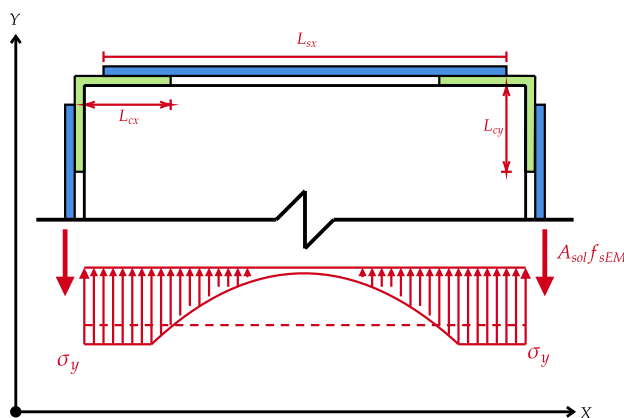
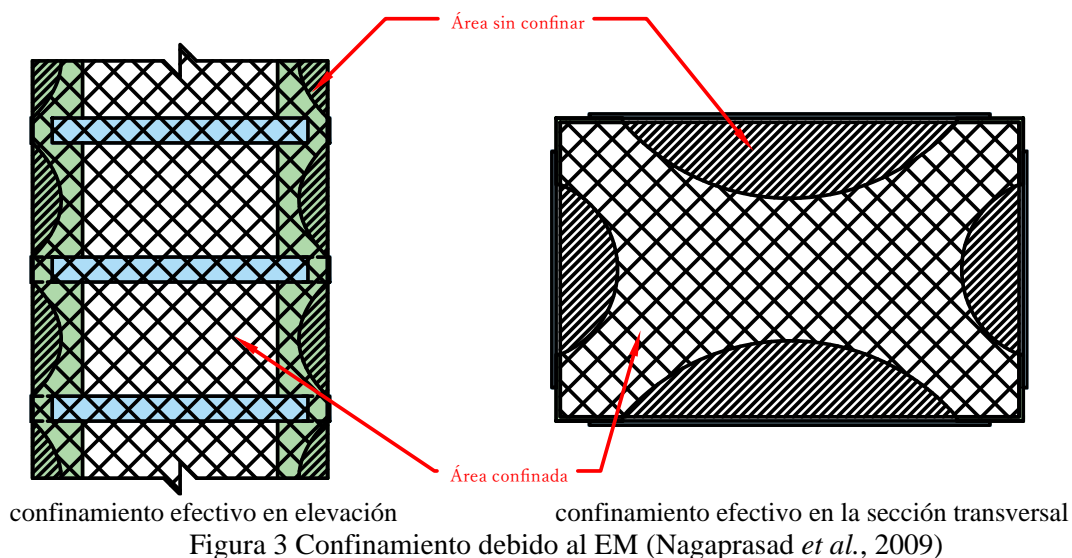
Una revisión pertinente al estado del arte de la rehabilitación de columnas de CR con EM es la que presentan Sen y Begum (2017). En esta, se recolectaron y compararon los parámetros más relevantes que influyen en el desempeño estructural de columnas rehabilitadas. Su revisión, además, expone una notable carencia en la investigación del comportamiento de columnas de CR con EM sometidas a cargas combinadas laterales y axiales. Esta brecha en la literatura resalta la necesidad de impulsar nuevas investigaciones orientadas a subsanar dicha deficiencia. Además, se subraya la importancia de generar directrices claras para el diseño y evaluación de este tipo de reforzamiento en la práctica profesional, con el objetivo de facilitar su implementación en estructuras vulnerables, particularmente en aquellas expuestas a eventos sísmicos.

Las variables más influyentes identificadas por Sen y Begum (2017) son:

- El material usado para el *grout*,
- El espaciamiento entre las soleras,
- El peralte de los ángulos y las soleras,
- El espesor de los ángulos y las soleras.

Uno de los aspectos clave que mencionan Sen y Begum (2017) entre otros autores (Abd-El-Nabi *et al.*, 2024; Adam *et al.*, 2009; Badalamenti *et al.*, 2010; Campione, 2012; Campione *et al.*, 2016; Farooq *et al.*, 2018; Garzón-Roca *et al.*, 2012) es el efecto del confinamiento pasivo provisto por el EM, como se muestra esquemáticamente en la Figura 3. El confinamiento pasivo actúa sólo cuando las cargas axiales o laterales modifican la sección transversal, generado por el efecto de Poisson en la columna. Cuando el esfuerzo de compresión en la columna se acerca a su resistencia a compresión uniaxial, f'_c , las deformaciones laterales aumentan significativamente junto con la progresión de las grietas. En este punto, las soleras metálicas comienzan a resistir las fuerzas de tensión generadas por la expansión de la sección transversal, retrasando así la falla del elemento (Nagaprasad *et al.*, 2009).

El efecto del confinamiento, generalmente idealizado como una presión lateral, es mayor en las áreas donde los ángulos metálicos están en contacto directo, como se muestra en la Figura 4. Este comportamiento confirma que el confinamiento inducido por el EM debe incorporarse de forma explícita en los modelos teóricos si se pretende predecir de manera adecuada y consistente el comportamiento no lineal de columnas rehabilitadas con EM (Campione *et al.*, 2016).



ESTUDIO EXPERIMENTAL

El estudio experimental presentado en este trabajo es contraparte analítica de la investigación de Alcocer *et al.* (2026), cuyo objetivo principal fue estudiar la contribución a la capacidad ante carga lateral de diversos EM en columnas de CR que necesitan rehabilitarse para resistir cargas derivadas de eventos sísmicos. Los resultados del programa experimental, consistentes en curvas de histéresis y curvas envolventes de respuesta, proporcionan información importante para el estudio del comportamiento ante cargas laterales de columnas de CR con EM.

Descripción del programa experimental

Las columnas de CR ensayadas se construyeron de tal forma que presenten las deficiencias típicas de las construidas en México en las décadas de 1960 y 1970. Algunas de estas deficiencias son la insuficiencia en el detallado del acero de refuerzo transversal, la inclusión de dobleces de estribos a 90 grados y el uso de materiales de poca calidad con características mecánicas pobres en comparación con los actuales. Los

ensayos se llevaron a cabo en el Laboratorio de Estructuras Grandes (LEG) del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) entre los años 2021 y 2024.

Características de los especímenes

Los especímenes base de comparación que no cuentan con EM identificados como O y O*, ensayados por Alcocer (2023), tienen deficiencias en el detallado de refuerzo transversal con el objetivo de estudiar y aislar el comportamiento a cortante de las columnas. Las dimensiones generales de los especímenes se presentan en la Figura 5. La zapata de la columna tenía una base cuadrangular con una sección transversal de 200 cm x 200 cm y una altura de 70 cm. La columna tenía una sección transversal rectangular de 45 cm de base y 90 cm de peralte, y 170 cm de altura. Las características y la distribución del acero de refuerzo, mostrado en la Figura 6 y la Figura 7, se basaron en columnas de CR ensayadas por Aboutaha (1994), las cuales exhibían características de las construcciones de los años 60's, representando columnas no dúctiles.

Los especímenes con EM denominados como S3-A6-H/2-G y S3-A2-H/2-G, mostrados en la Figura 9, tuvieron las mismas dimensiones y el mismo armado de acero de refuerzo que los especímenes O y O*. Los detalles del EM se muestran en la Tabla 1. La distribución del EM se seleccionó para comparar los resultados experimentales con otros especímenes con EM estudiados por Alcocer *et al.* (2026). Fotografías de los especímenes al inicio del ensayo se muestran en la Figura 8, así como el esquema de reforzamiento de los especímenes encamisados en la Figura 9.

Tabla 1 Matriz de variables del programa experimental

| Espécimen | Espesor de soleras mm [pulg] | Espesor de ángulo mm [pulg] | Peralte de solera mm [pulg] | Ancho de ángulo mm [pulg] | Espaciado entre soleras mm [H ^[a]] |
|-------------|---------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|------------------------------|---|
| S3-A6-H/2-G | 6.35 [1/4] | 9.525 [3/8] | 76.2 [3] | 152.4 [6] | 425 [H/2] |
| S3-A2-H/2-G | 6.35 [1/4] | 9.525 [3/8] | 76.2 [3] | 50.8 [2] | 425 [H/2] |

[a] La H significa el peralte efectivo de la columna.

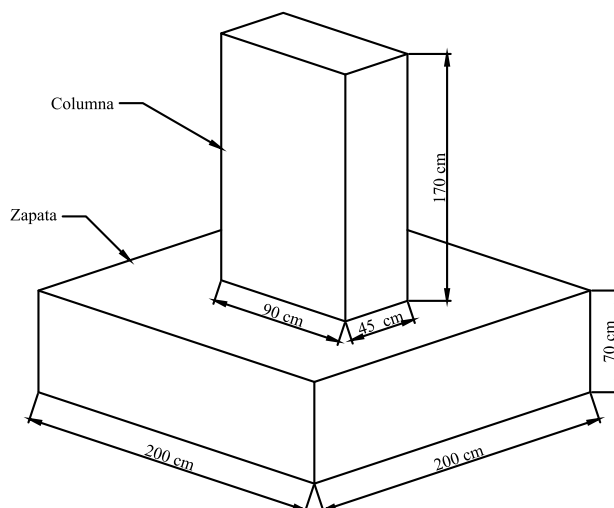


Figura 5. Dimensiones generales de los especímenes

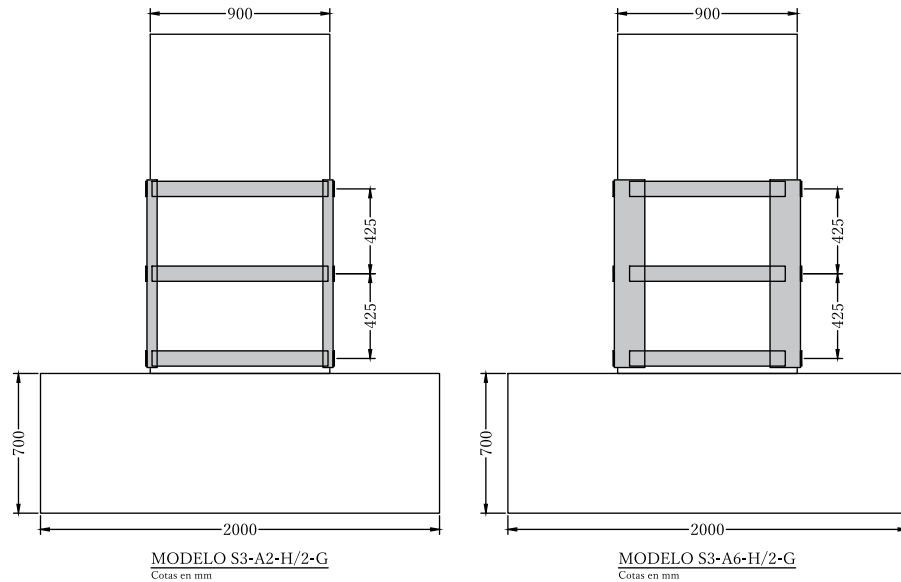


Figura 9. Esquema del EM en los especímenes.

Protocolo y sistema de carga

El sistema de carga consistió en dos actuadores hidráulicos con una capacidad de 981 kN cada uno, controlados electrónicamente por una computadora, tal como se muestra en la Figura 10. Los actuadores se instalaron en el muro de reacción utilizando una placa postensada al muro. Para transmitir la carga se colocó una placa de 40 x 80 cm entre el actuador y la columna, conectada a través de barras postensadas (Alcaraz-Vázquez *et al.*, 2023).

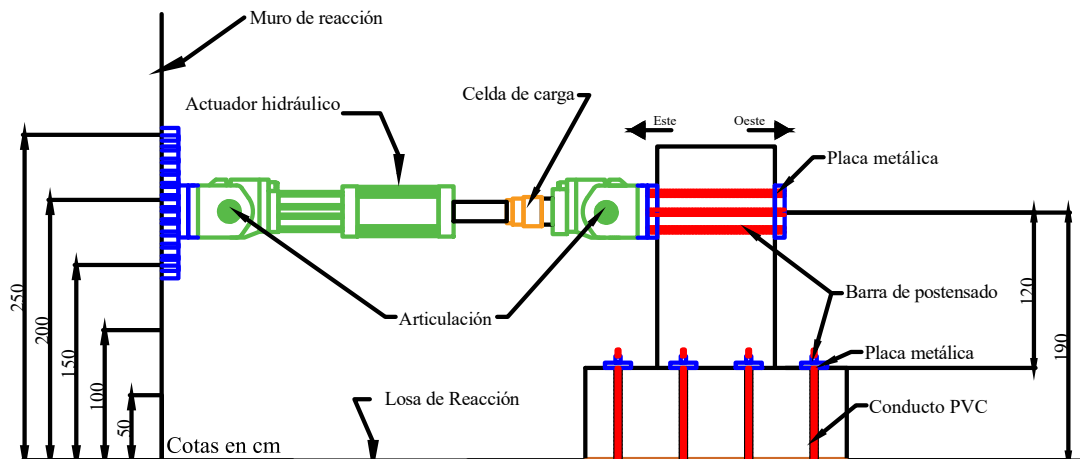


Figura 10. Sistema de carga empleado para los ensayos.

El protocolo de carga aplicado siguió lo establecido por el comité técnico ACI 374 (ACI, 2013). En este protocolo se define una historia de carga controlada por fuerza, en una primera etapa, y luego controlada por desplazamiento, tal como se muestra en la Figura 11. Los modelos fueron ensayados mediante carga cíclica, aplicando ciclos alternos de carga lateral hasta la falla, definida como la pérdida de la capacidad ante carga lateral de un 50%.

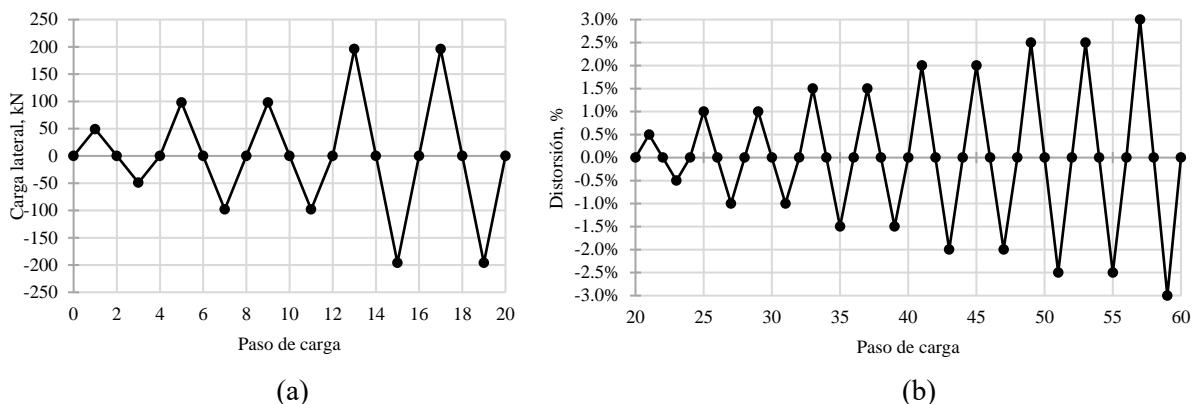


Figura 11. Protocolo de control: (a) control por carga; (b) control por desplazamiento.

Materiales

Las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en los experimentos de Alcocer *et al.* (2026) y Alcaraz-Vázquez (2025) fueron recopiladas de hojas de datos, enfoques teóricos y resultados de pruebas de laboratorio llevadas a cabo en el programa experimental. Las propiedades mecánicas del concreto, obtenidas mediante enfoques teóricos y pruebas de laboratorio de ensayo de cilindros de concreto de 15 cm x 30 cm, se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2. Propiedades mecánicas del concreto de los especímenes reportados

| Especímen | f'_c MPa | f_t MPa | f_f MPa | E_c MPa |
|------------------------------|---------------|--------------|--------------|--------------|
| O | 24.06 | 1.86 | 2.16 | 20,153.1 |
| O* | 22.11 | 1.79 | 2.06 | 17,775.3 |
| S3-A2-H/2-G y S3-A6-H/2-G | 23.75 | 1.85 | 2.14 | 13,662.8 |

En la Tabla 2, f'_c es la resistencia medida a la compresión del concreto; f_t y f_f son la resistencia a tensión del concreto y el módulo de rotura, respectivamente, calculados según la NTC-Concreto 2023 (Gobierno de la Ciudad de México, 2023); E_c es el módulo de elasticidad medido del concreto.

El acero de refuerzo consistió en barras de refuerzo corrugadas laminadas en caliente, Grado 42. Las propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en los especímenes se muestran en la Tabla 3. Las propiedades mecánicas de las barras del #5, se supusieron iguales a las de la barra del #8 (1 pulgada).

Tabla 3. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo

| Barra mm [pulg] | f_{sy} MPa | f_{su} MPa | ϵ_{sy} mm/mm | ϵ_{sh} mm/mm | ϵ_{su} mm/mm | E_s MPa |
|--------------------|-----------------|-----------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------|
| 9.525 [3/8] | 440 | 510 | 0.0023 | 0.0139 | 0.022 | 178,298.6 |
| 25.4 [1] | 453 | 590 | 0.0023 | 0.0100 | 0.022 | 184,830.3 |

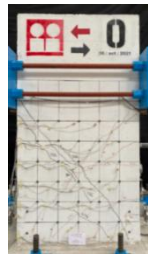
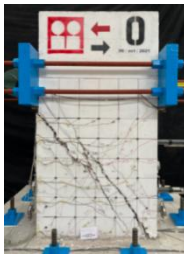
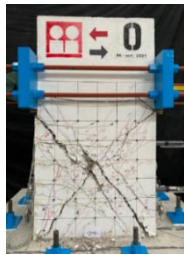
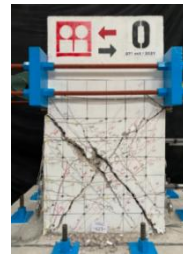
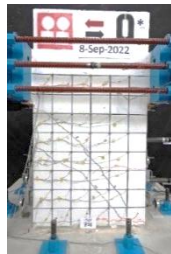



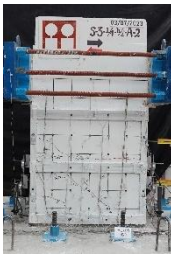
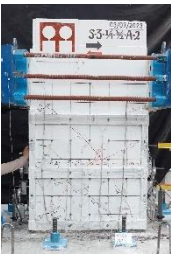
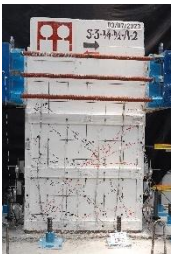
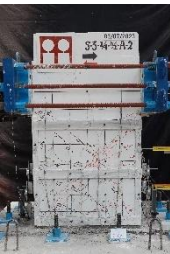
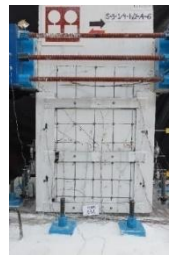

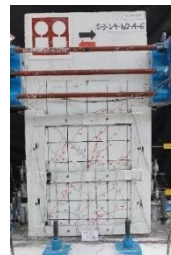

En la Tabla 3, f_{sy} es el esfuerzo de fluencia medido del acero; f_{su} es el esfuerzo último del acero de refuerzo; ϵ_{sy} y ϵ_{su} son la deformación unitaria a la fluencia del acero y la deformación unitaria última, respectivamente; ϵ_{sh} es la deformación unitaria respectiva al final de la meseta de plasticidad perfecta de la curva esfuerzo vs deformación unitaria; E_s es el módulo de elasticidad medido del acero de refuerzo.

Resultados experimentales

Patrón de agrietamiento

La evolución del daño de los especímenes O y O* fue muy similar entre sí. Esto es especialmente notorio comparando el estado de daño en los picos de distorsión positivos. En el ensayo se presentaron grietas de tensión diagonal en ambos especímenes, esto comprueba la respuesta no dúctil de las columnas derivado del detallado pobre del acero transversal, respuesta ampliamente observada tras eventos sísmicos a nivel mundial (Restrepo *et al.*, 2025). Los especímenes con EM presentaron menos agrietamiento en la diagonal principal de la columna en comparación con los especímenes sin EM. Además, con la incorporación del EM, la distribución del daño se propagó hacia la zona central de la columna, en lugar de concentrarse en la diagonal principal, como ocurrió con las columnas O y O*. La comparación del agrietamiento en los picos de distorsión lateral hasta una distorsión de 2.0 % se presenta en la Tabla 4.

Tabla 4. Comparación del patrón de agrietamiento hasta distorsiones del 2.0 %

| Especímen | Distorsión | | | |
|-------------|---|---|--|---|
| | 0.5 % | 1.0 % | 1.5 % | 2.0 % |
| O |  |  |  |  |
| O* |  |  |  |  |
| S3-A2-H/2-G |  |  |  |  |
| S3-A6-H/2-G |  |  |  |  |

Comportamiento histerético y envolventes de respuesta

En la Figura 12 se muestran las curvas carga lateral - distorsión de los ensayos, y en la Figura 14 se presentan las curvas envolventes. Estas últimas se derivaron de los valores máximos de la carga lateral durante semiciclos a niveles de distorsión idénticos (valores pico).

De las curvas de histéresis se pueden discernir tres etapas principales en el comportamiento general de los especímenes: la etapa inicial, con una etapa lineal entre la carga y la distorsión, la cual concluyó poco después de la aparición de la primera grieta inclinada a 0.5% de distorsión; la degradación de la rigidez inicial; la falla frágil en los casos de los especímenes O y O*, derivada del agrietamiento por tensión diagonal; y la etapa final de degradación de la resistencia de la carga lateral. Al comparar las curvas de histéresis de los especímenes ensayados, se puede apreciar un aumento en la capacidad de desplazamiento lateral y la ductilidad en las columnas con EM, además de presentar una degradación de la rigidez lateral con menor pérdida por ciclo, como se puede notar en la Figura 13 (Alcocer *et al.*, 2026).

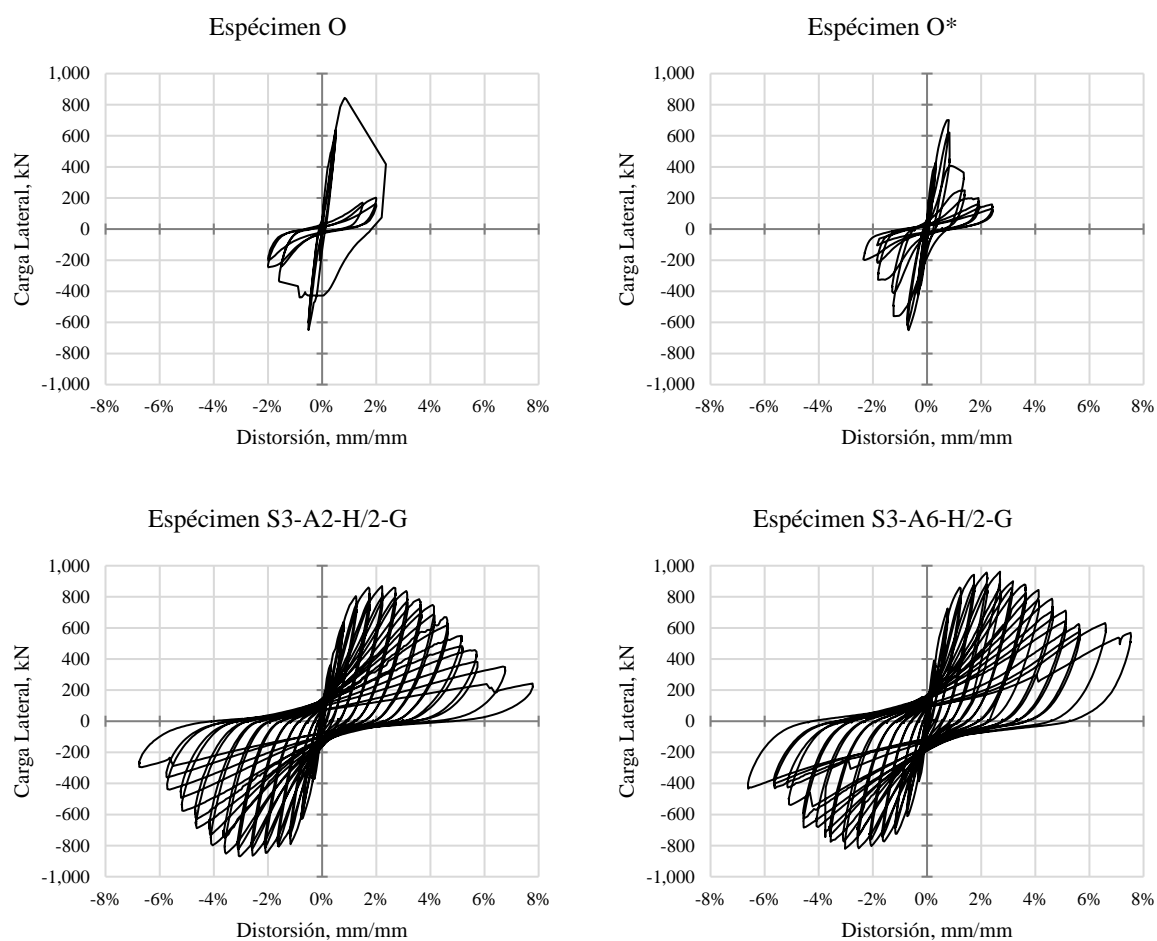


Figura 12. Curvas de histéresis de los especímenes ensayados

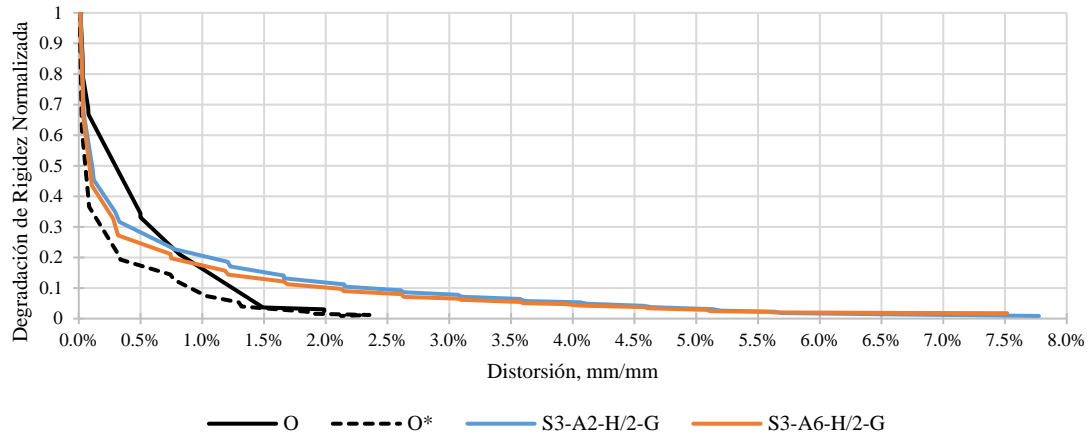


Figura 13, Comparativa de la degradación de rigidez normalizada.

Al comparar las envolventes de las curvas de histéresis de cada espécimen, se observa un aumento notable en la capacidad de deformación lateral en las columnas con EM. Además, la capacidad máxima de carga lateral aumentó hasta 1.13 veces, comparado con la carga lateral máxima en el espécimen O. Los especímenes con EM tuvieron un comportamiento lateral similar, diferenciándose en la cantidad de daño apreciado en las etapas últimas de distorsión, presentando más agrietamiento y mayor ancho de grietas en el espécimen S3-A2-H/2-G, el cual tenía ángulos de menor peralte, además de haberse presentado deformaciones plásticas mayores en las soleras del EM, en comparación del espécimen S3-A6-H/2-G.

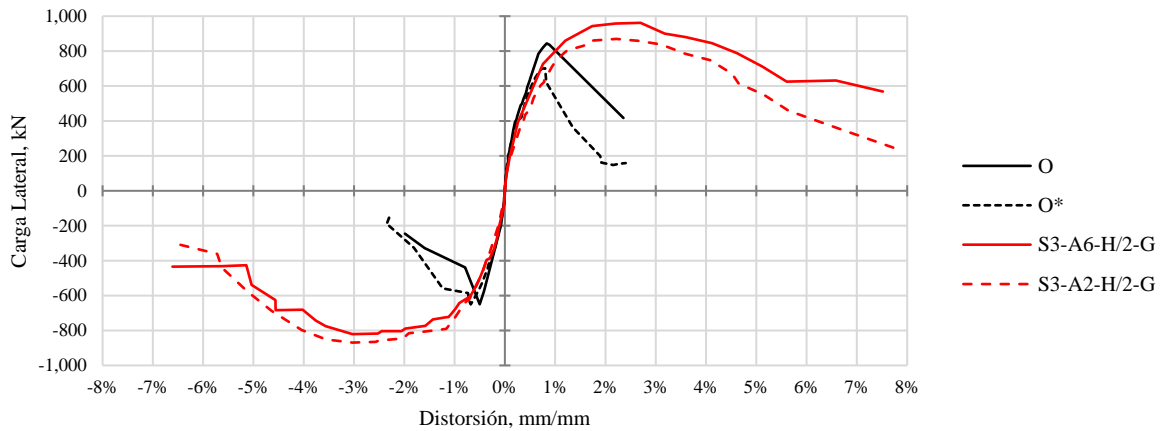


Figura 14. Envolventes de respuesta (Alcaraz-Vázquez *et al.*, 2024).

MODELADO NUMÉRICO POR MEDIO DEL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

Con el propósito de identificar los parámetros clave que controlan la respuesta lateral no lineal, se calibró un modelo numérico de elementos finitos (EF) usando como base los resultados de los ensayos experimentales, específicamente las curvas envolventes. El modelado se realizó en el programa ATENA, especializado en simular el comportamiento mecánico de elementos de CR (Červenka *et al.*, 2013). El problema no lineal se abordó mediante la imposición de desplazamientos laterales de manera monótona creciente, esto para obtener las curvas de respuesta lateral y así compararlas con las curvas envolventes de respuesta del programa experimental.

Debido a la simetría en geometría y en las condiciones de carga de todos los especímenes y los arreglos experimentales, solo fue necesario modelar la mitad de estos, aplicando las condiciones de frontera adecuadas, mejorando de esta manera la eficiencia computacional de los análisis. Para que el modelo numérico fuera capaz de representar de manera adecuada el comportamiento observado en el programa experimental, se consideró lo siguiente:

- Para el comportamiento no lineal del concreto se seleccionó un modelo constitutivo de agrietamiento distribuido que considera el daño del concreto,
- Los contactos entre el EM y la columna, y entre la losa de reacción y la zapata se modelaron por medio de un elemento de interfaz 3D de fricción,
- El comportamiento no lineal del encamisado metálico se abordó mediante un modelo elástico bilineal.

Elementos empleados en la discretización

En la etapa de discretización del dominio se construyó una malla de distintos tipos de EF que, por sus características individuales y mediante su interacción en conjunto, representaron el comportamiento de la columna.

Elementos sólidos 3D

La biblioteca de EF del programa de análisis no lineal ATENA incluye el elemento tetraedro, con distintos niveles de aproximación que va desde los cuatro nodos hasta los diez nodos, y el elemento hexaedro, con aproximaciones de ocho a veinte nodos. Estos son elementos isoparamétricos e integrados de forma numérica mediante cuadraturas de Gauss (Červenka *et al.*, 2013). Para los macroelementos que modelan el concreto y las placas de acero, se utilizaron los elementos hexaedro y tetraedro, respectivamente.

Elemento armadura 3D

El acero de refuerzo se modeló utilizando elementos tipo armadura, que representan miembros sometidos a tensión o compresión, adecuados para el comportamiento axial del acero en casos de aplicación de carga monótona no cíclica. Para este trabajo, se adoptó un enfoque simplificado utilizando elementos armadura embebidos en el concreto e interactuando con él.

Elementos cable

Los elementos tipo cable son barras de refuerzo que no están conectadas con la mayor parte del cuerpo del concreto (no interactúan con él), excepto en un número específico de puntos, llamados desviadores o conectores. Cada cable tiene dos extremos provistos de anclajes. El anclaje donde se aplica la fuerza de pretensado se denomina anclaje activo, y el anclaje en el otro extremo es el anclaje pasivo. Los puntos entre los anclajes se llaman desviadores. Dichos elementos se usaron para modelar las barras de postensado usadas para fijar la zapata a la losa de reacción.

Elemento interfaz 3D

El contacto entre macroelementos puede ser de dos tipos: conexión perfecta y elemento interfaz. La conexión perfecta implica una transmisión completa de esfuerzo y deformación. El elemento interfaz, derivado de elementos isoparamétricos 3D, se usa para modelar conexiones con fricción o separación. El elemento interfaz se utilizó para modelar la interacción entre la losa de reacción y la zapata, así como la conexión entre el EM y la columna.

Modelos constitutivos de los materiales

Concreto

En los tipos de concreto integrados en ATENA, el modelo constitutivo seleccionado incluye el comportamiento a tensión (fractura) y a compresión (plasticidad). El modelo de fractura se basa en la formulación clásica de fisura ortotrópica y el modelo de banda de fractura, incorporando el criterio de falla de Rankine y el ablandamiento exponencial. El modelo de plasticidad de endurecimiento/ablandamiento se fundamenta en la superficie de falla de Menéndez-Willam, utilizando un algoritmo de mapeo de retorno para integrar las ecuaciones constitutivas (Červenka *et al.*, 2013).

Las propiedades del concreto que se calibraron para los EF se presentan en la Tabla 5; dichas propiedades controlan los siguientes efectos en el comportamiento del concreto (Červenka *et al.*, 2013):

- Comportamiento no lineal en compresión, basado en la teoría de la plasticidad, que incluye endurecimiento y ablandamiento,
- Fractura del concreto en tensión, basada en la teoría de la mecánica de fractura,
- Criterio biaxial de falla de resistencia a compresión y tensión,
- Reducción de la resistencia a compresión post-agrietamiento,
- Efecto de rigidización por tensión (conocido en inglés como *tension stiffening*),
- Reducción de la rigidez a cortante post-agrietamiento,
- Modelo de agrietamiento fijo o rotacional (en este caso se usó el rotacional debido a que representa mejor el daño para cargas monotónicas).

La calibración de las propiedades del concreto se realizó mediante la comparación de la respuesta lateral del modelo de elemento finito (MEF) y de la curva envolvente del espécimen O, aproximando las variables mediante enfoques teóricos y variaciones estadísticas racionales conocidas para el tipo de concreto usado.

Tabla 5. Propiedades calibradas para el concreto

| Espécimen | f'_{co} MPa | f'_{cu} MPa | f_t MPa | G_F MN/m | c_{ts} - | w_d mm |
|-------------|------------------|------------------|--------------|---------------|---------------|-------------|
| O | -20.45 | 24.06 | 1.49 | 0.0000372 | 0.1 | -0.5 |
| O* | -18.79 | 22.11 | 1.16 | 0.0000298 | 0.1 | -0.5 |
| S3-A6-H/2-G | -20.18 | 23.75 | 1.00 | 0.0000250 | 0.1 | -0.5 |

En la Tabla 5, $f'_{co} = 0.85f'_c$, donde f'_c es la resistencia medida a la compresión del concreto; G_F es la energía de fractura, calculada con la ecuación 1 (Červenka *et al.*, 2013); c_{ts} es el coeficiente de rigidez a la tensión; f_t es la resistencia a tensión del concreto; y w_d es el parámetro de relajación a la compresión, propuesto como -0.5 para elementos de CR (Khedmatgozar Dolati, 2023).

$$G_F = 0.000025f_t, [\text{MN/m}] \quad (1)$$

Acero de refuerzo

El modelo constitutivo del acero de refuerzo se definió como una ley multilínea de esfuerzo-deformación basada en las propiedades medidas del acero en los ensayos de Alcocer *et al.* (2026). La decisión de elegir un modelo multilínea fue por simplicidad y el enfoque de carga basado en imposición de desplazamientos en donde no se tiene un estado de carga cíclica, por lo que la ley multilínea es suficiente para representar el comportamiento del acero en este estado de carga. El modelo aplica para estados de tensión-compresión (Červenka *et al.*, 2013).

Acero de placas y EM

Para el modelado del acero de las placas, se utilizó un modelo elástico lineal, donde el módulo de elasticidad se define para todos los casos como $E = 210,000$ MPa, y el coeficiente de Poisson igual a 0.3. Para el acero de refuerzo del encamisado metálico, se utilizó un modelo bilineal con plasticidad perfecta.

Interfaz 3D

Los parámetros mecánicos de la interfaz del material tanto de la unión entre la zapata y la losa de reacción como del EM y la columna se calibraron mediante la comparación de las curvas experimental y numérica en la región elástica, definiendo así los valores que se muestran en la Tabla 6, donde, K_{nn} y K_{tt} son la rigidez normal y tangencial al plano; K_{nn}^{min} y K_{tt}^{min} son la rigidez normal y tangencial residual; C es la cohesión; f_t es el esfuerzo resistente a tensión, y ϕ es el coeficiente de fricción.

Tabla 6. Propiedades del material de la interfaz 3D

| Interfaz | K_{nn} MN/m ³ | K_{tt} MN/m ³ | K_{nn}^{min} MN/m ³ | K_{tt}^{min} MN/m ³ | C MPa | f_t MPa | ϕ - |
|-------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------------|--------------|-------------|
| Losa-Zapata | 14,050 | 106.43 | 140.5 | 0.160 | 0.0001 | 0.00001 | 0.60 |
| Columna-EM | 1,373,000 | 792,100 | 13,730 | 7,921 | 1.0 | 0.10 | 0.10 |

Modelado

Los elementos implicados para el modelado son los mostrados en la Figura 15. Se tomaron en consideración los elementos de presfuerzo utilizados para anclar la zapata a la losa de reacción (barras de postensado y placas de conexión), y las placas de conexión del actuador hidráulico (placas de acero superiores).

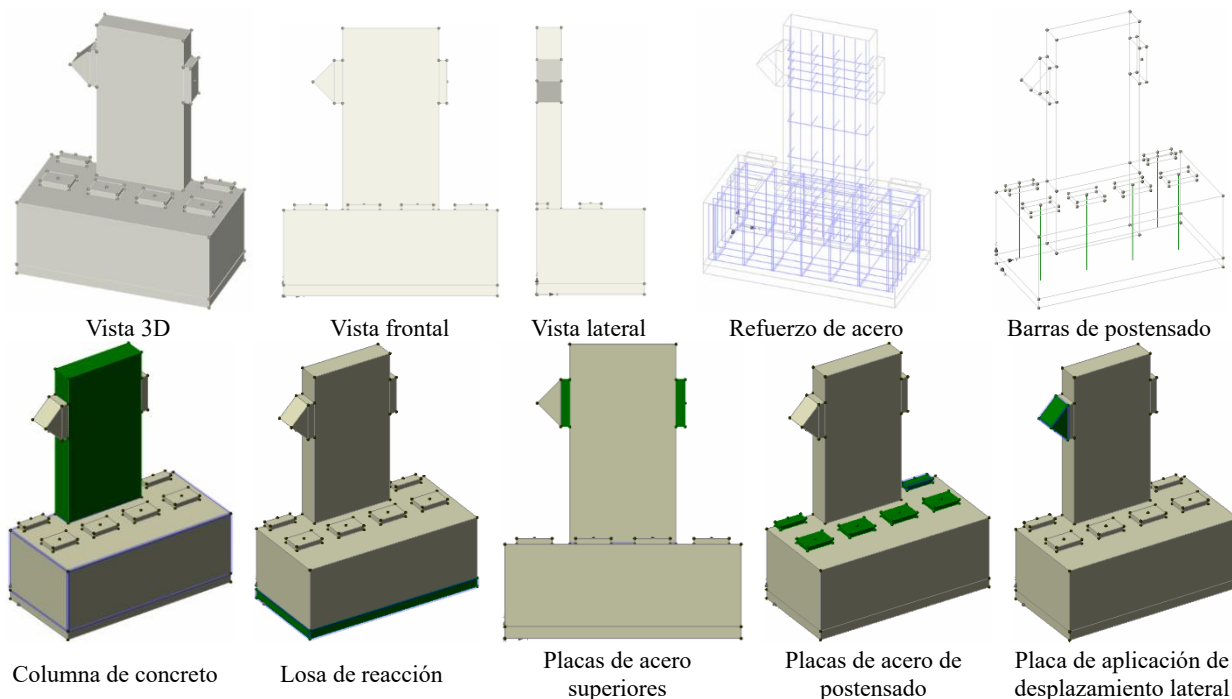
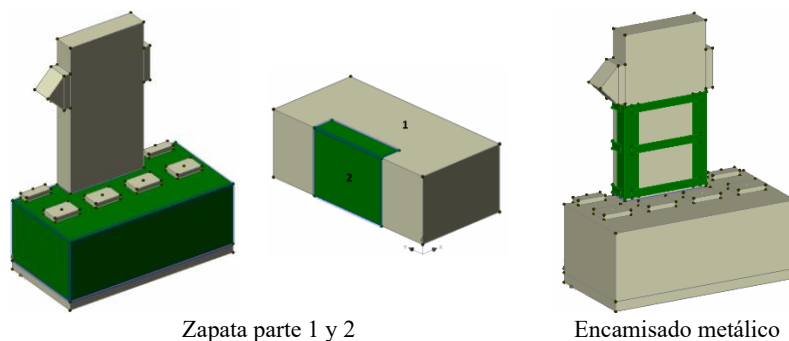


Figura 15. Macroelementos del modelado

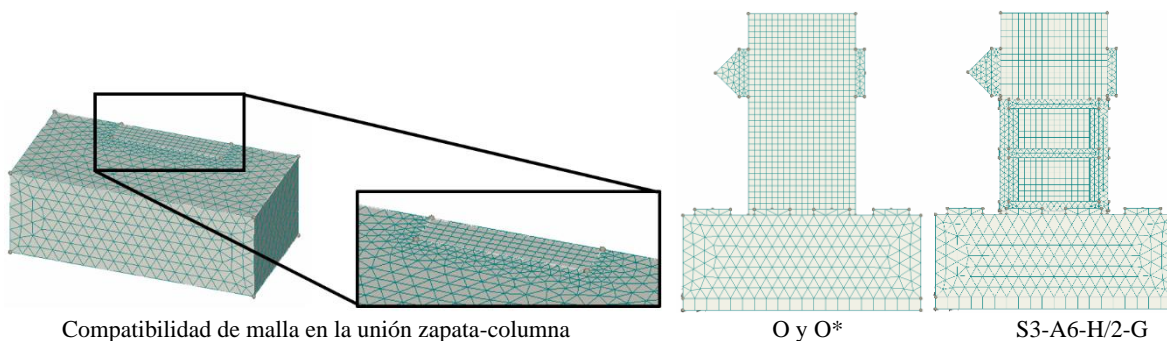


Zapata parte 1 y 2
Encamisado metálico
Figura 15 (continuación). Macroelementos del modelado

Discretización

Para elementos de CR modelados en ATENA, se recomienda un espaciamiento en el mallado de entre 40 y 100 mm (Červenka *et al.*, 2013). Los EF utilizados son de aproximación lineal, elegidos por motivos de eficiencia en tiempo y trabajo de cómputo. Para los elementos de CR, se utilizaron elementos sólidos tipo hexaedro, a partir de las recomendaciones de Khedmatgozar Dolati (2023). Para las placas de acero, fueron necesarios elementos tetraedros. Aunque los elementos tetraedros lineales no suelen usarse para el análisis de esfuerzos, se pueden aplicar en este caso para modelar las placas de acero, debido a que no se registró plastificación de ellas en los ensayos. Se atendió a la compatibilidad de las mallas entre la columna y la zapata.

La malla final se puede ver en la Figura 16, donde el tamaño máximo de EF para la columna fue de 50 mm, para la zapata y la losa de reacción de 100 mm, para el encamisado metálico de 30 mm, y para las placas metálicas de 50 mm. El número total de elementos en el modelo fue de 25,234.



Compatibilidad de malla en la unión zapata-columna
O y O*
S3-A6-H/2-G
Figura 16. Compatibilidad en la unión zapata-columna

Condiciones de frontera

Las condiciones de frontera para el plano de simetría se definieron como: para cumplir las condiciones de simetría en el modelo se aplicó una restricción normal al plano (restricción de desplazamiento en el eje X) para todos los elementos en contacto con el plano rojo; el apoyo en la losa se definió como restricción en los tres ejes globales X, Y y Z para las tres caras del macroelemento (marca verde y azul en la Figura 17) para tener restricción al desplazamiento nulo.

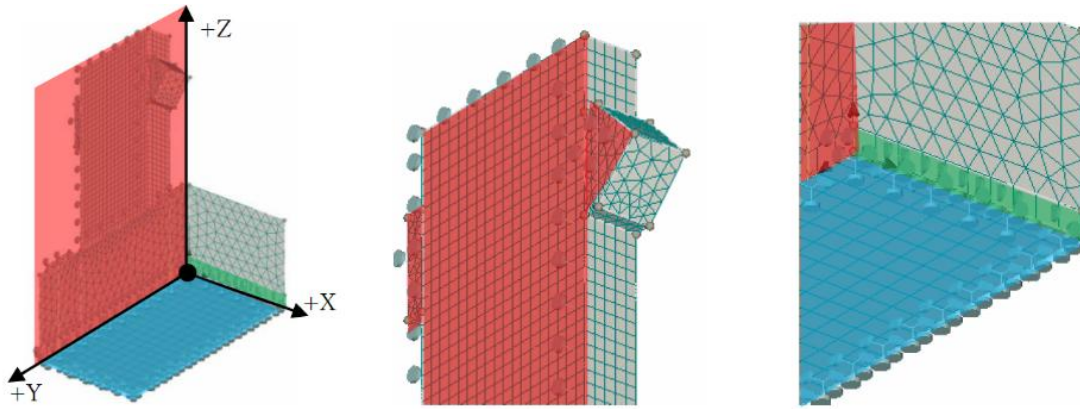


Figura 17. Ejes globales y condiciones de borde

Los pasos de carga aplicados en el MEF para representar la imposición de desplazamiento lateral en el experimento son los siguientes:

1. Soportes: condiciones de frontera generadas derivado de la simetría y de la aplicación de la interfaz 3D en la unión de la losa de reacción con la zapata (Figura 18a);
2. Fuerzas de cuerpo: cargas derivadas del peso de los elementos de concreto, las cuales juegan un papel importante en los parámetros de la interfaz 3D de fricción entre la losa reacción y la zapata;
3. Presfuerzo: cargas de presfuerzo aplicadas a los elementos cable derivado de la sujeción de la zapata en la losa de reacción (Figura 18b);
4. Cargas en placas superiores: son cargas derivadas del presfuerzo aplicado para conectar el actuador hidráulico en la columna (Figura 18c);
5. Imposición de desplazamiento: se aplicó la imposición de desplazamiento de manera incremental por medio de la placa mostrada en la Figura 18d, la cual permite rotaciones del punto de imposición de desplazamiento, simulando así la articulación del actuador hidráulico.

Para determinar la fuerza resistida en el modelo debido a la imposición de desplazamiento lateral, se monitorearon las reacciones en el eje global Y en la base de la losa de reacción. El desplazamiento lateral se monitoreó en el mismo lugar que en el estudio experimental, dicho punto de monitoreo registra el desplazamiento global en la dirección del eje Y.

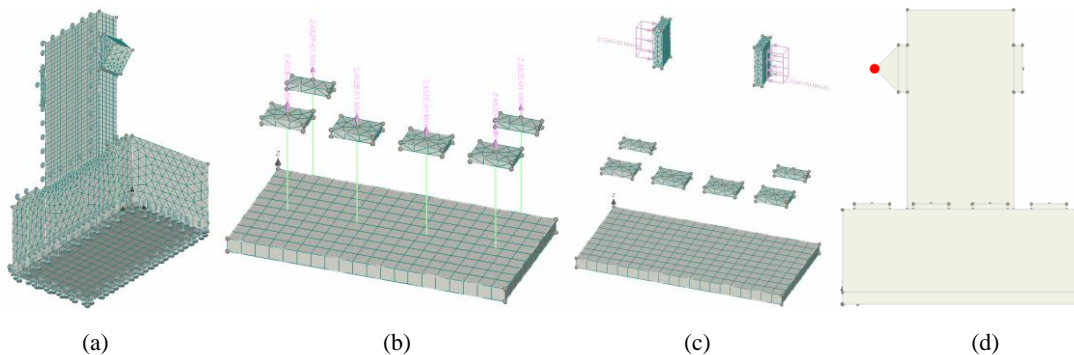


Figura 18. Etapas de carga aplicadas al modelo de EF: (a) condiciones de borde y peso propio; (b) postensado; (c) carga de postensado del actuador hidráulico; (d) imposición de desplazamiento lateral.

Algoritmo de aproximación

El método de aproximación para todos los modelos fue el Newton-Raphson sin modificar. La matriz de rigidez se actualiza en cada iteración de la solución, con el tipo de rigidez definido como tangente. El

número máximo de iteraciones para cada paso se estableció en 80. Las tolerancias de error se definieron como se muestra en la Tabla 7. Dichos valores se tomaron con base en las recomendaciones de ATENA (Červenka *et al.*, 2013).

Tabla 7. Tolerancias y límites definidos para el método de solución de Newton-Raphson

| Tipo de tolerancia | Valor |
|---|---------|
| Error de desplazamiento | 0.010 |
| Error residual | 0.010 |
| Error residual absoluto | 0.010 |
| Error de energía | 0.00010 |
| Límite de energía desbalanceada | 0.80 |
| Límite de búsqueda de iteración de línea guía | 2 |
| Límite mínimo de búsqueda de línea | 0.010 |
| Límite máximo de búsqueda de línea | 1.0 |

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Las condiciones de frontera se examinaron para representar la rigidez observada en las pruebas experimentales. Inicialmente, la base de la zapata se definió como totalmente empotrada, restringida a lo largo de los tres ejes globales (X, Y y Z) para simplificar el modelo y representar la restricción fija resultante del postensado aplicado a la zapata en el experimento. En la Figura 19 se muestra una comparación de las curvas envolventes de la prueba experimental y el análisis de EF. Comparando estas dos, es evidente que el modelo de EF empotrado (véase línea verde discontinua) fue más rígido que el experimento (línea negra).

Una representación más cercana al experimento resultó al cambiar las condiciones de frontera utilizando una interfaz 3D entre la zapata y la losa de reacción. Los parámetros para el material de la interfaz 3D se calibraron junto con los parámetros del concreto. Para el análisis, la imposición lateral de desplazamiento se definió, para cada modelo, con el objetivo de llegar al desplazamiento lateral máximo registrado en el programa experimental. Como se señaló antes, la diferencia en rigidez entre los dos tipos de condiciones de soporte es notable, destacando la importancia de modelarlos de acuerdo con las pruebas experimentales.

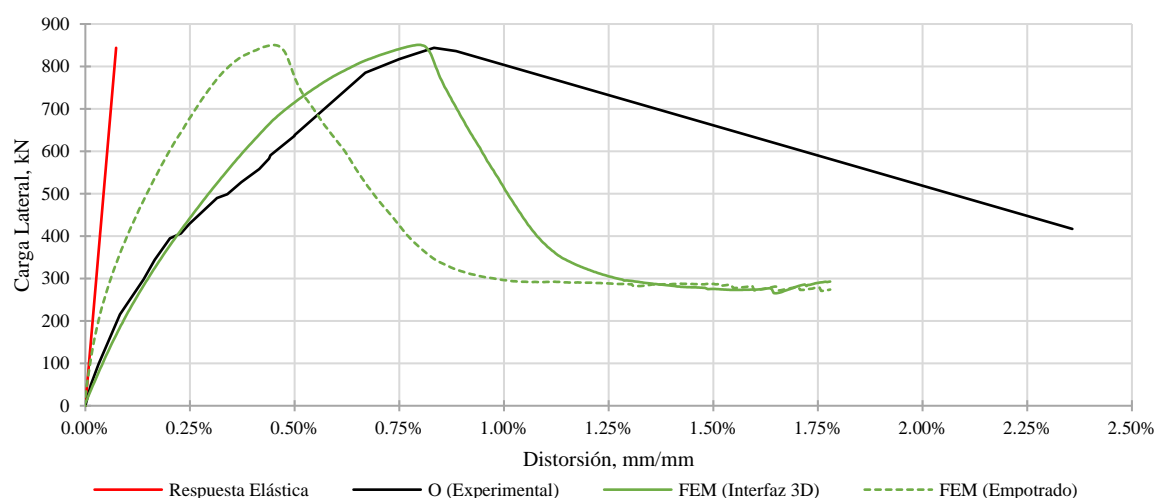
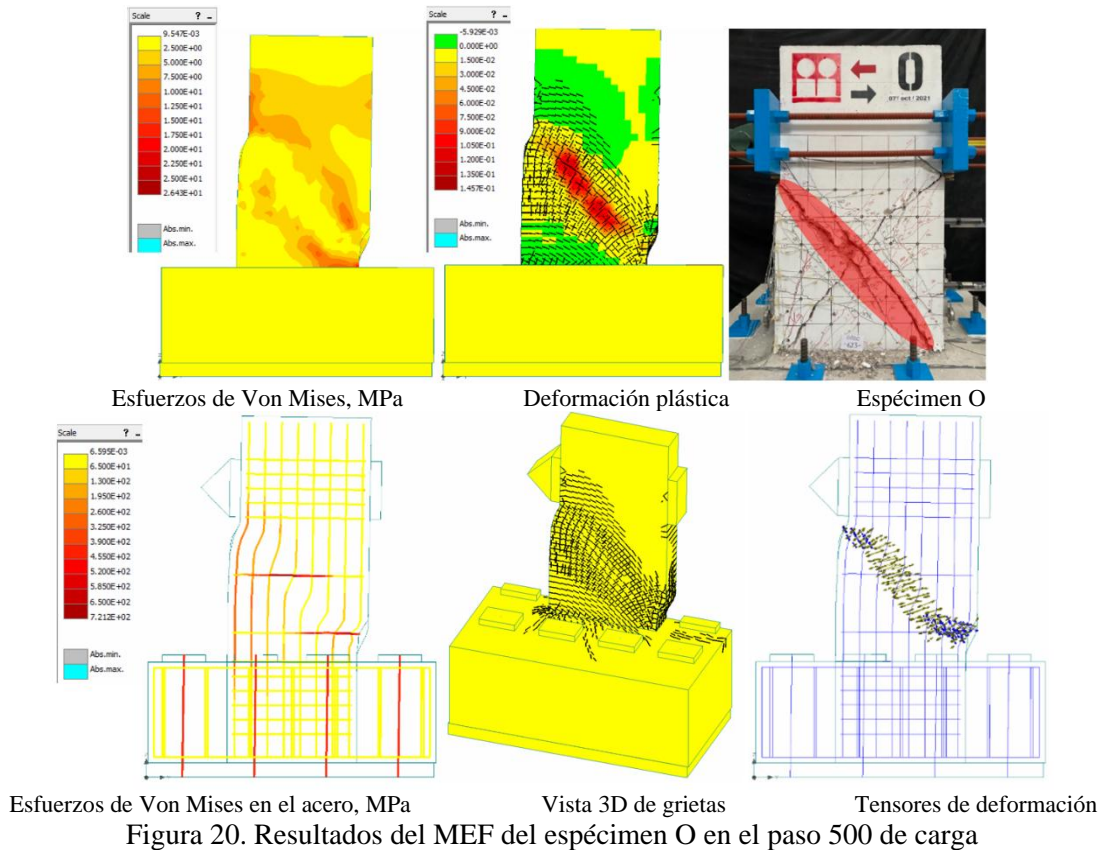


Figura 19. Respuesta lateral del MEF del espécimen O

El patrón de agrietamiento del MEF con interfaz 3D del espécimen O se muestra en la Figura 20. Se puede observar que el modelo pudo representar, con bastante precisión, la grieta principal inclinada que apareció en la prueba experimental; esto se comprueba por la deformación plástica concentrada en la diagonal, lo que significa que el MEF está describiendo correctamente la respuesta experimental. Es importante recordar que en la Figura 20, no todas las grietas tienen un significado físico, esto se debe a la utilización del modelo agrietamiento distribuido en ATENA.

Los esfuerzos de Von Mises en las barras de acero de refuerzo aproximaron bien lo observado en el experimento. Además, las barras de refuerzo más demandadas están en concordancia con lo registrado por los deformímetros instalados dentro del espécimen. Los dos estribos más demandados fueron los que tienen mayor espaciamiento entre ellos. Esta demanda de esfuerzo está relacionada con la aparición de la grieta inclinada principal y la deformación plástica concentrada en la diagonal de la columna.



En la Figura 21 se presentan los resultados de la curva carga-desplazamiento del MEF para el espécimen O*. Para este modelo se utilizaron los mismos parámetros para la interfaz 3D calibrados en el modelo del espécimen O. Los resultados indicaron una buena correlación con la rigidez lateral. Sin embargo, el modelo no logró representar con precisión el comportamiento real detallado en la curva envolvente de la prueba experimental, una vez alcanzado el pico de carga lateral. Existe una diferencia de 43 kN (6%) en el pico máximo de carga, el cual se alcanzó 1.8 mm (18%) antes que el experimental; estas diferencias pueden deberse a las simplificaciones realizadas para llevar a cabo el análisis de EF y al enfoque de carga monótono en lugar del cíclico.

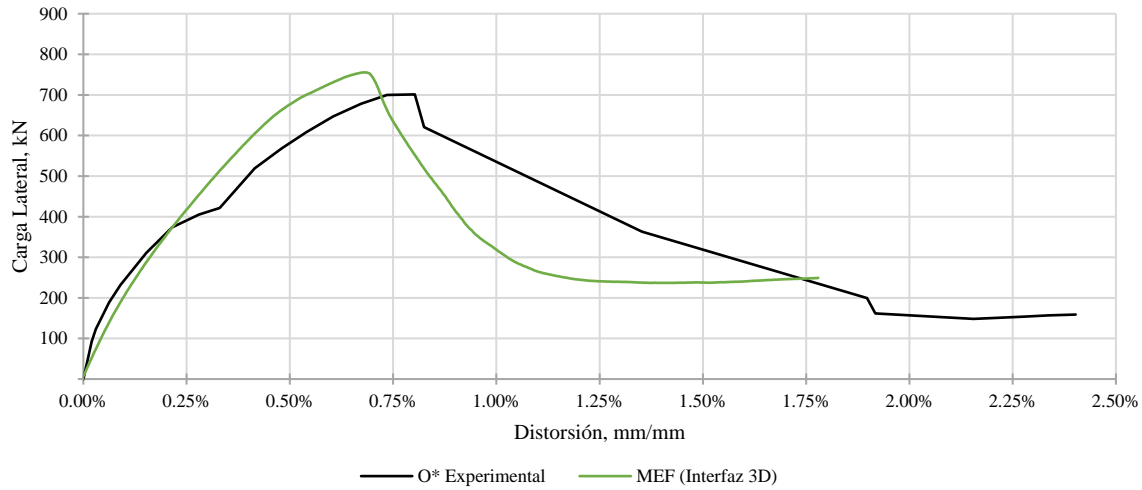
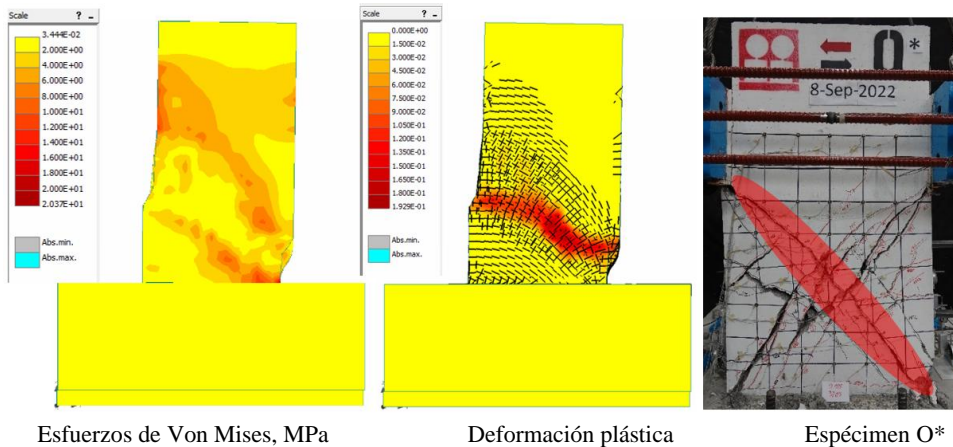


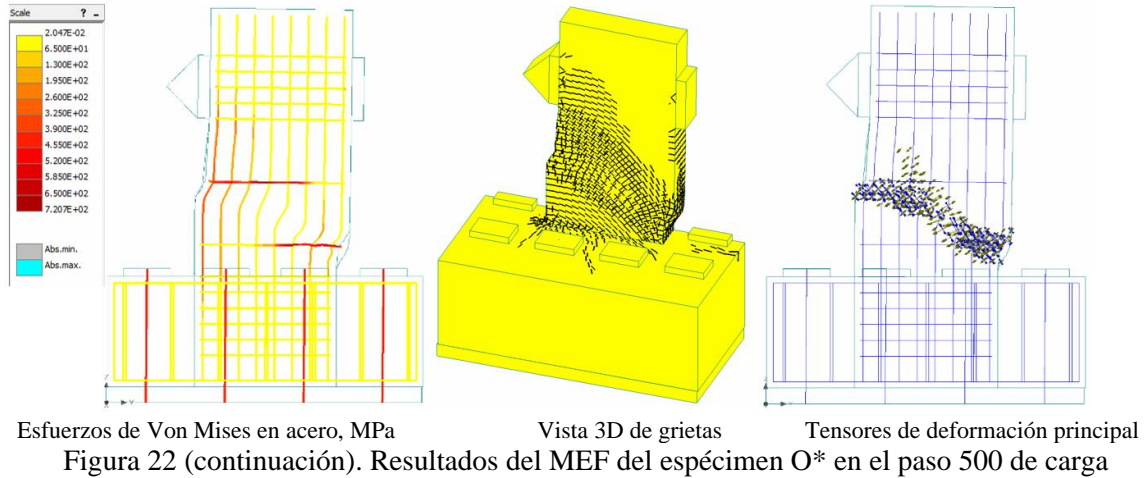
Figura 21. Respuesta lateral del MEF del espécimen O*

En los resultados gráficos presentados en la Figura 22 para el espécimen O*, la distribución de esfuerzos de Von Mises en el cuerpo principal del modelo muestra una fuerte similitud con la del MEF del espécimen O. Sin embargo, se observa una ligera diferencia en la trayectoria de la grieta principal, ilustrada por la concentración de las deformaciones plásticas. Específicamente, es evidente que la falla por tensión diagonal es de menor inclinación en el modelo O*, en comparación con el modelo del espécimen O. Sin embargo, la distribución de esfuerzos de Von Mises en el refuerzo del modelo O* es bastante similar a la del modelo del espécimen O.

La diferencia observada entre los resultados numéricos puede atribuirse a las variaciones en las propiedades del material entre los especímenes O y O*. Específicamente, el concreto utilizado en el espécimen del modelo O* exhibió una mayor fragilidad en comparación con la del espécimen O. Esta mayor fragilidad se caracteriza por valores más bajos de la resistencia a la compresión f'_c y la resistencia a la tensión f_t .



Esfuerzos de Von Mises, MPa Deformación plástica Especimen O*
 Figura 22. Resultados del MEF del espécimen O* en el paso 500 de carga



En la Figura 23, se presenta los resultados para el modelo S3-A6-H/2-G. Al igual que los modelos anteriores, este modelo incorpora una superficie de interfaz 3D entre la zapata y la losa de reacción, utilizando los parámetros calibrados de los modelos O y O*. La respuesta numérica muestra una buena relación en varios aspectos clave, incluyendo la rigidez lateral, la carga lateral máxima y la degradación de la resistencia. La correlación en la rigidez indica que el modelo capturó con precisión la respuesta elástica inicial del sistema. Esto es crucial para predecir cómo se comportará el espécimen bajo diversas condiciones de carga, particularmente en las primeras etapas antes de que ocurran deformaciones significativas.

La similitud en la carga lateral máxima entre las curvas de la Figura 23 sugiere que el modelo es efectivo en simular la carga máxima que la estructura puede soportar antes de la falla. La representación precisa de la degradación de la resistencia lateral también es importante. Esto se refiere a la capacidad del modelo para representar cómo la resistencia de la estructura ante cargas laterales disminuye después de alcanzar su carga máxima. En general, los resultados mostrados en la Figura 23 validan el modelo de EF en la simulación de las interacciones complejas entre la zapata y la losa de reacción, proporcionando confianza en su uso para el análisis. Además, la simplificación realizada al unir solo los ángulos de acero del EM a la columna muestra que un modelo simple puede representar el comportamiento general del espécimen S3-A6-H/2-G.

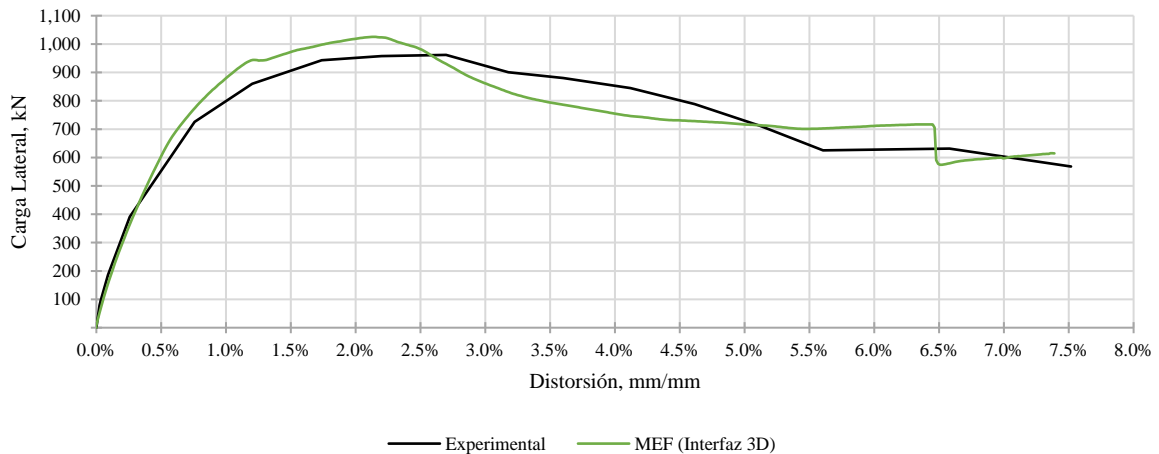


Figura 23. Respuesta lateral del MEF del espécimen S3-A6-H/2-G

En referencia a los resultados del MEF mostrados en la Figura 24, el patrón de grietas se observó más distribuido a lo largo del núcleo principal de la columna. Esta distribución es consistente con las observaciones experimentales, en donde las grietas y las deformaciones plásticas se extendieron por todo el núcleo de la columna, en lugar de estar localizadas en una diagonal, como se observó en los especímenes O y O*. Esta consistencia sugiere que el modelo capturó adecuadamente el comportamiento complejo del agrietamiento. Comparando la deformación por flexión de las soleras metálicas obtenida del MEF y los resultados de la prueba experimental, tal como se muestra en la Figura 25, se puede apreciar que las soleras metálicas exhibieron una deformación por flexión significativa. Correspondientemente, en la prueba experimental, se observó una deformación por flexión similar, esto se evidenció por el desprendimiento de la pintura blanca en los extremos de las soleras metálicas. Esta pérdida de la capa de pintura en el EM ocurrió debido a las altas concentraciones de deformación (medida con deformímetros en el ensayo experimental) y la subsiguiente flexión en las soleras.

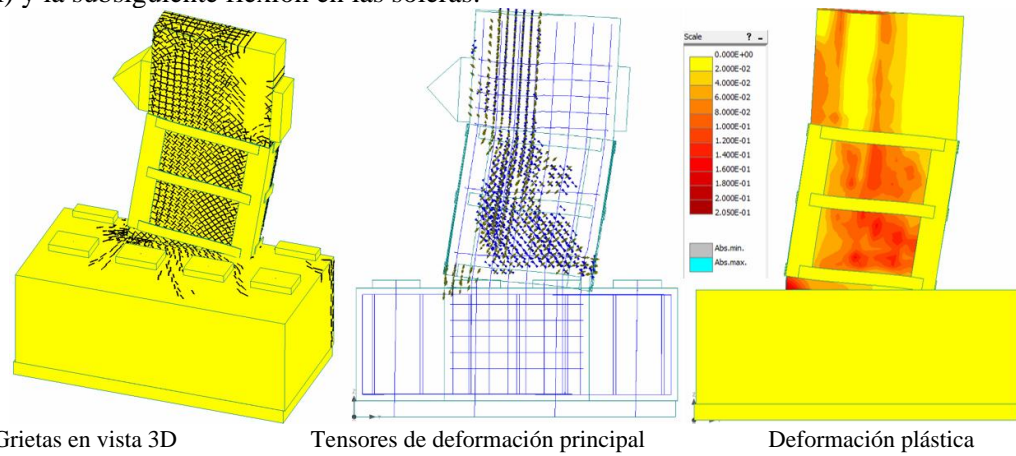


Figura 24 Respuesta del MEF en el último paso de carga lateral

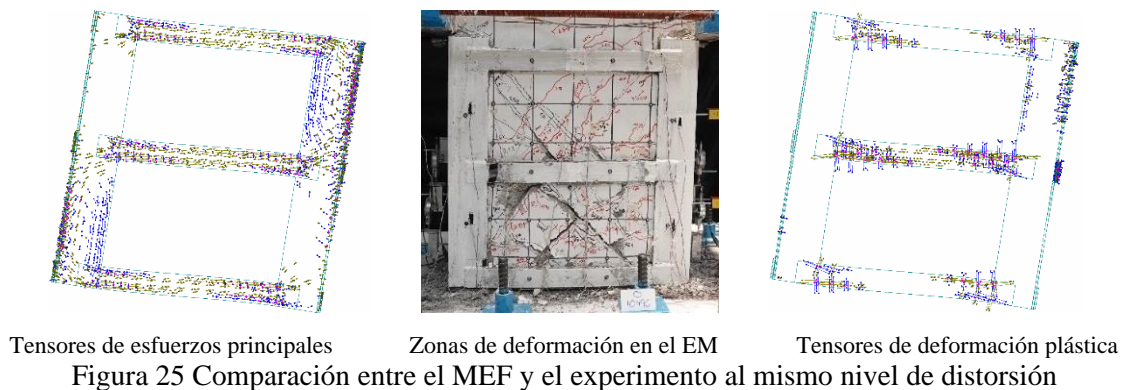
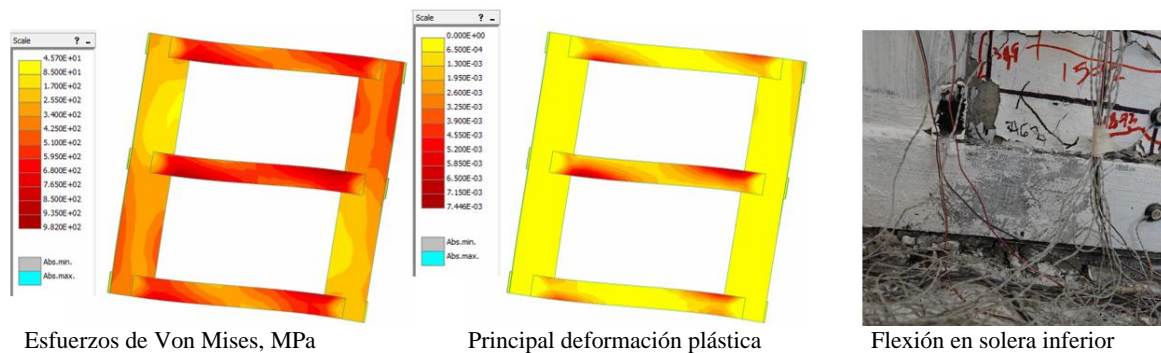


Figura 25 Comparación entre el MEF y el experimento al mismo nivel de distorsión

CONCLUSIONES

- El MEF pudo representar adecuadamente la falla principal por tensión diagonal observada en la prueba experimental de los especímenes O y O*, la cual ha sido ampliamente observada en columnas no dúctiles después de eventos sísmicos. Por lo tanto, el comportamiento lateral general concuerda con la prueba experimental si las condiciones de borde involucran una superficie de fricción en la interfaz 3D para considerar el desplazamiento lateral de la cimentación registrado en las pruebas experimentales.
- A pesar de que el coeficiente de rigidez a la tensión se utiliza para representar la contribución en la resistencia del concreto agrietado para secciones con gran cuantía de acero de refuerzo, dicho coeficiente no fue necesario modificarse en el espécimen con EM debido a que éste contribuyó a confinar pasivamente la sección. El mismo coeficiente calibrado e igual a 0.1 se utilizó para los tres especímenes ensayados; por lo tanto, el aumentar dicho factor para modelar especímenes con EM puede conducir a errores en los resultados numéricos.
- La fractura del acero de refuerzo longitudinal que ocurrió en el ensayo experimental del espécimen S3-A6-H/2-G no pudo modelarse utilizando el enfoque monótono usado para el modelo numérico, esto debido a que la fatiga de bajo ciclo no puede ser representada bajo un método de desplazamiento monótono y la ley esfuerzo-deformación elegida para el acero.
- A pesar de las simplificaciones en el modelo de elemento finito del espécimen con EM, donde sólo los ángulos están en contacto con la columna por medio de la interfaz 3D, su comportamiento lateral se representó adecuadamente. Esto demuestra que no es necesario incrementar la complejidad del modelo numérico para obtener resultados más cercanos a los observados experimentalmente. A pesar de sus limitaciones para capturar el comportamiento cíclico, dicho análisis proporcionó resultados satisfactorios y permitió una buena comparación entre el MEF y las curvas envolventes de las pruebas experimentales en cuanto a la efectividad del EM para mejorar la capacidad de carga lateral de columnas no dúctiles de CR. El enfoque de imposición de desplazamiento monótono empleado en el MEF ha demostrado ser suficientemente robusto para los objetivos de este estudio.
- Los parámetros de material más críticos en el análisis del MEF fueron la energía de fractura, la resistencia a la tensión del concreto y el coeficiente de rigidez a la tensión. Estos parámetros influyeron significativamente en la respuesta general de los especímenes de referencia O y O*. Los cambios en la resistencia a la tensión del concreto alteran la energía de fractura, lo que a su vez afecta la falla por tensión diagonal. Esto conduce a discrepancias entre los picos de resistencia lateral experimentales y numéricos. Para calibrar estos parámetros, se consideró una variación estadística racional en las pruebas experimentales de los cilindros de concreto.
- La conexión entre el EM y la columna es crucial para el MEF. Una unión perfecta entre el EM y la columna impacta significativamente en la respuesta lateral, particularmente aumentando la rigidez. Fue necesario utilizar una interfaz 3D entre el EM y la columna para abordar esta diferencia de resultados. Esta interfaz permitió una simulación más realista de la interacción entre los dos materiales, aumentando la fiabilidad y la precisión del análisis, proporcionando mejores perspectivas sobre el uso de los parámetros del material para su posterior estudio hacia un enfoque de desarrollo de una propuesta teórico-experimental que logre predecir el aporte a la resistencia lateral proporcionada por el EM.
- La correlación entre los patrones de grietas modelados y los resultados experimentales, junto con la representación adecuada de las concentraciones de deformación, demuestra un buen nivel de precisión en la representación del comportamiento real de la estructura. Esta precisión valida la efectividad del modelo S3-A6-H/2-G en la simulación de los fenómenos físicos que ocurren dentro de la columna, además de que subraya la fiabilidad del modelo para representar futuras propuestas de encamisado de acero y condiciones de carga.

TRABAJOS FUTUROS

Se espera expandir el estudio numérico para apoyar el programa experimental en la realización de una investigación paramétrica que aborde la influencia de variables como el peralte y espesor de soleras y ángulos, nuevos arreglos de EM, aplicación de cargas cíclicas reversibles con carga axial, entre otras, con el objetivo de desarrollar directrices de diseño para esta técnica de rehabilitación estructural.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece al Instituto de Ingeniería de la UNAM y a la SECIHTI (antes CONAHCyT) por la beca de estudios de posgrado del primer autor y al Instituto para la Seguridad de Las Construcciones de la CDMX por el financiamiento de esta investigación. Se agradece también al CENAPRED por permitir el uso de sus instalaciones durante la realización experimental de este estudio y el apoyo del Dr. Óscar López Bátiz, Ing. Osvaldo Contreras Reyes, M.I. Juan José Gómez, Ing. Vanessa Y. González, Ing. José E. Andrade, Ing. Sara Palma, Ing. Carlos Vargas y la Ing. Araceli Gómez.

REFERENCIAS

- Abd-El-Nabi, Eslam; Zahran, Fayza; y Selouma, Tarek. (2024). Numerical Analysis of Reinforced Concrete Columns Strengthened with Steel Jacket. *Fayoum University Journal of Engineering*, Vol. 7, No. 2, pp. 21-30. <https://doi.org/10.21608/fuje.2024.343760>
- Aboutaha, Riyadh Said. (1994). Seismic Retrofit of Non-Ductile Reinforced Concrete Columns Using Rectangular Steel Jackets [*Ph.D. Thesis*]. Austin, Texas, EE.UU.: The University of Texas at Austin.
- ACI. (2013). *ACI PRC 374.2R-13 Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements Under Slowly Applied Simulated Seismic Loads*.
- Adam, Jose M.; Ivorra, Salvador; Pallarés, Francisco J.; Giménez, Ester; y Calderón, Pedro A. (2009). Axially Loaded RC Columns Strengthened by Steel Caging Finite Element Modelling. *Construction and Building Materials*, Vol. 23, No. 6, pp. 2265-2276. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.11.014>
- Alcaraz-Vázquez, Jorfran. (2025). Experimental and Numerical Study of Columns Latticed with a Steel Jacket [*M.Sc. Thesis*]. Institute of Engineering, Ciudad Universitaria, Mexico City, Mexico: National Autonomous University of Mexico, UNAM.
- Alcaraz-Vázquez, Jorfran; Alcocer, Sergio M.; Andrade, José E.; Gomez-Diaz, Aracely; González, Vanessa Y.; Palma, Sara; Vargas-Altamirano, Carlos F.; Gómez, Juan José; y Contreras-Reyes, Osvaldo. (2023). Experimental Study on Non-ductile Reinforced Concrete Columns Strengthened with Latticed Steel Jacketing. *Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient*. https://doi.org/10.1007/978-3-031-32519-9_145
- Alcaraz-Vázquez, Jorfran; Ayala-Milián, Amado Gustavo; y Amezcua Rivera, Héctor Rodrigo. (2024). Modelado Numérico No Lineal de Columnas de Concreto Reforzado Encamisadas Exteriormente con Ángulos y Soleras Metálicas. *XXIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Cancún, Quintana Roo, México.

- Alcocer, Sergio M; Andrade, José E; Gomez-Diaz, Aracely; González, Vanessa Y; Palma, Sara; Vargas-Altamirano, Carlos F; Alcaraz-Vázquez, Jorfran; Gómez, Juan José; y Contreras-Reyes, Osvaldo. (2026). Jacketing of Shear-Critical Reinforced Concrete Columns with Steel Angles and Battens for Seismic Retrofit. *Journal of Building Engineering* <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2026.115838>
- Badalamenti, V; Campione, Giuseppe; y Mangiavillano, Maria Letizia. (2010). Simplified Model for Compressive Behavior of Concrete Columns Strengthened by Steel Angles and Strips. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 136, No. 2, pp. 230-238 [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000069](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000069)
- Bazán, Enrique; y Meli, Roberto. (2000). Diseño Sísmico de Edificios.
- Campione, Giuseppe. (2012). Strength and Ductility of RC Columns Strengthened with Steel Angles and Battens. *Construction and Building Materials*, Vol. 35, pp. 800-807.
- Campione, Giuseppe; Cavaleri, L.; Ferrotto, M.F.; Macaluso, G; y Papia, M. (2016). Efficiency of Stress-Strain Models of Confined Concrete with and without Steel Jacketing to Reproduce Experimental Results. *The Open Construction and Building Technology Journal*, Vol. 10, No. 1. <https://doi.org/10.2174/1874836801610010065>
- Cenan Mertol, Halit; Tunc, Gokhan; y Akis, Tolga. (2021). Damage Observation of Reinforced Concrete Buildings after 2020 Sivrice (Elazığ) Earthquake, Turkey. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 35, No. 5, p. 04021053 (1-18). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0001619](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001619)
- Červenka, Vladimír; Červenka, Jan; y Jendele, Libor. (2013). *ATENA Program Documentation: Part 1 Theory*.
- Farooq, H.; Usman, M.; Mehmood, K.; Malik, M. S.; y Hanif, A. (2018). Effect of Steel Confinement on Axially Loaded Short Concrete Columns. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, Vol. 414, No. 1, p. 012026. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/414/1/012026>
- Garzón-Roca, Julio; Adam, Jose M; Calderón, Pedro A; y Valente, Isabel B. (2012). Finite Element Modelling of Steel-Caged RC Columns Subjected to Axial Force and Bending Moment. *Engineering Structures*, Vol. 40, pp. 168-186. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.02.012>
- Gobierno de la Ciudad de México. (2023). *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*.
- Khedmatgozar Dolati, Seyed Sasan. (2023). Effects of Loading Protocol on the Strength and Deformation Capacity of Reinforced Concrete Column [*PhD Thesis*]. San Antonio, Texas, EE.UU.: The University of Texas at San Antonio.
- Montuori, Rosario; y Piluso, Vincenzo. (2009). Reinforced Concrete Columns Strengthened with Angles and Battens Subjected to Eccentric Load. *Engineering Structures*, Vol. 31, No. 2, pp. 539-550.
- Nagaprasad, Pasala; Sahoo, Dipti Ranjan; y Rai, Durgesh C. (2009). Seismic Strengthening of RC Columns Using External Steel Cage. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 38, pp. 1563-1586. <https://doi.org/10.1002/eqe.917>
- Restrepo, José I.; Rodríguez, Mario E.; y Olaya Lozano, María Camila. (2025). Model to Assess the Seismic Response of Shear-Critical Rectangular Columns. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 151, No. 5, p. 04025033. <https://doi.org/10.1061/JSENDH.STENG-13878>
- Sen, Debasish; y Begum, Mahbuba. (2017). A Comparative Study of Steel Angles and Strips Strengthened RC Columns. *Asian Journal of Civil Engineering*, Vol. 18, pp. 515-534.

SMIS. (2022). Los Sismos de Septiembre de 2017, *Informe de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica dentro de la Serie Aprendiendo de los Sismos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. Recuperado de, 27 de abril de 2024, de <https://isbnmexico.indautor.cerlalc.org/catalogo.php?mode=detalle&nt=370768>.

Stelios, Antoniou. (2023). *Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings*, Wiley.