



Pontificia Universidad
JAVERIANA
Cali

**MODELADO DE PANELES DE CONCRETO REFORZADO SOMETIDOS A
CARGAS DENTRO Y FUERA DEL PLANO**

Programa de Maestría en Ingeniería Civil

Presentado por:

SEBASTIAN BOLAÑOS CERON

Director:

PhD. CARLOS ALBERTO MADERA SIERRA

Pontificia Universidad Javeriana Cali

Facultad de Ingeniería y Ciencias

Mayo de 2026

TABLA DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	9
1.1.	Antecedentes	9
1.2.	Definición del problema	12
1.3.	Motivación e importancia de la investigación	13
1.4.	Objetivos	14
1.4.1.	Generales.....	14
1.4.2.	Específicos	14
1.5.	Justificación	15
2.	MARCO DE REFERENCIA	16
2.1.	Definición y comportamiento estructural de paneles de concreto reforzado.....	16
2.2.	Descripción y capacidad del programa ABAQUS.....	17
2.2.1.	Modelo de Daño Plástico (Concrete Damaged Plasticity - CDP).....	17
2.2.2.	Modelo de Fisuración Difusa (Smeared Crack Model - SMC)	19
2.2.3.	Modelo de Falla Frágil del Concreto (Brittle Failure - BFC)	19
2.2.4.	Formulación del Elemento de LCS.....	20
2.3.	Esquemas de Solución y Estabilidad Cuasi-estática	21
3.	METODOLOGIA	24
3.1.	Selección de los trabajos experimentales.....	24
3.2.	Modelación y calibración en ABAQUS	24
3.3.	Validación y análisis de resultados	25
4.	DETALLES DE MODELACIÓN Y CONFIGURACIÓN NUMÉRICA	27
4.1.	Modelación y calibración de paneles serie SM.....	27

4.1.1.	Definición de las propiedades constitutivas de los materiales.....	28
4.1.2.	Condiciones de Frontera y Aplicación de Cargas.....	32
4.1.3.	Convergencia y Control Cuasi-Estático.....	33
4.2.	Modelación y calibración de paneles serie SE.....	34
4.2.1.	Configuración de materiales	35
4.2.2.	Condiciones de Frontera y Aplicación de Cargas.....	38
4.2.3.	Convergencia y Control Cuasi-Estático.....	39
4.3.	Modelación y calibración de paneles serie PV	40
4.3.1.	Condiciones de Frontera y Aplicación de Cargas.....	41
4.3.2.	Condiciones de Frontera y Aplicación de Cargas.....	44
4.3.3.	Convergencia y Control Cuasi-Estático.....	45
5.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	46
5.1.	Paneles SM.....	47
5.1.1.	Panel SM1	47
5.1.2.	Panel SM2.....	49
5.1.3.	Panel SM3	50
5.1.4.	Panel SM4.....	54
5.2.	Paneles SE.....	56
5.2.1.	Panel SE1	56
5.2.2.	Panel SE3	59
5.2.3.	Panel SE4.....	61
5.3.	Paneles PV	62
5.3.1.	Panel PV23.....	62
5.3.2.	Panel PV28.....	65

5.4.	Discusión Global del Elemento LCS	67
6.	CONCLUSIONES	70
7.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	73

TABLA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1	Ejemplo de estructuras industriales conformadas por muros y demandas internas de los paneles.	10
Ilustración 2	Tipologías de elementos Shell	21
Ilustración 3	Patrones de carga de las series experimentales.....	24
Ilustración 4	Patrones de carga para paneles serie SM	28
Ilustración 5	Curvas esfuerzo – deformación a compresión del concreto – serie SM.....	29
Ilustración 6	<i>Curvas esfuerzo – deformación a tensión del concreto – serie SM.....</i>	29
Ilustración 7	Curvas esfuerzo – deformación acero – serie SM	30
Ilustración 8	Condiciones de frontera y aplicación de cargas – serie SM	32
Ilustración 9	Condición deformada y verificación de convergencia - SM	34
Ilustración 10	Patrones de carga para paneles serie SE	35
Ilustración 11	Curvas esfuerzo – deformación a compresión del concreto – serie SE.....	35
Ilustración 12	Curvas esfuerzo – deformación a tensión del concreto – serie SE	36
Ilustración 13	Curvas esfuerzo – deformación acero – serie SE	36
Ilustración 14	Condiciones de frontera y aplicación de cargas – serie SE	39
Ilustración 15	Condición deformada y verificación de convergencia - SE	40
Ilustración 16	Patrones de carga para paneles serie PV.....	41
Ilustración 17	<i>Curvas esfuerzo – deformación a compresión del concreto – serie PV.....</i>	42
Ilustración 18	Curvas esfuerzo – deformación a tensión del concreto – serie PV.....	42

Ilustración 19	Curvas esfuerzo – deformación acero – serie PV	42
Ilustración 20	Condiciones de frontera y aplicación de cargas – serie PV	44
Ilustración 21	Condición deformada y verificación de convergencia - SE	45
Ilustración 22	Curva de momento vs. Desplazamiento - panel SM1	48
Ilustración 23	Curva de momento vs. Desplazamiento - panel SM2.....	50
Ilustración 24	Momento vs. Desplazamiento - panel SM3, Sentido X.....	52
Ilustración 25	Momento vs. Desplazamiento - panel SM3, sentido Y	54
Ilustración 26	Momento vs. Desplazamiento - panel SM4.....	56
Ilustración 27	Cortante vs. Deformación en el plano - panel SE1	58
Ilustración 28	Momento vs. Deformación angular - panel SE3	60
Ilustración 29	Cortante vs. Deformación angular - panel SE4	62
Ilustración 30	Cortante vs. distorsión - panel PV23	64
Ilustración 31	Cortante vs. distorsión - panel PV28	66

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1	Datos para modelos constitutivos paneles serie SM.....	31
Tabla 2	<i>Datos para modelos constitutivos paneles serie SE</i>	37
Tabla 3	Datos para modelos constitutivos paneles serie SE.....	43
Tabla 4	Resultados del panel SM1	48
Tabla 5	Resultados del panel SM2	50
Tabla 6	Resultados del panel SM3 – Sentido X	51
Tabla 7	Resultados de panel SM3 – Sentido Y	53
Tabla 8	Resultados del panel SM4	55
Tabla 9	Resultados del panel SE1.....	58
Tabla 10	Resultados del panel SE3.....	60

Tabla 11 Resultados del panel SE4.....	62
Tabla 12 Resultados del panel PV23	64
Tabla 13 Resultados del panel PV28	66

Abstract

This study presents the numerical modeling of reinforced concrete (RC) panels, which are fundamental structural elements in interconnected wall systems of industrial facilities such as nuclear power plants, offshore platforms, and water treatment plants, subjected to diverse load combinations. Three experimental series are analyzed: SM, SE, and PV, representing loading conditions dominated by axial-flexure, shear-flexure, and shear-axial interactions, respectively. The modeling is conducted using the Abaqus software, employing layered composite shell (LCS) elements alongside the Concrete Damaged Plasticity (CDP), Smeared Cracking (SMC), and Brittle Failure of Concrete (BFC) constitutive models.

The numerical results are compared with experimental data, demonstrating that the developed models successfully capture the structural behavior throughout the loading process, including the cracking, yielding, and ultimate stages. In the initial cracking stage, the average relative errors ranged between 3.44% and 7.05%; at the onset of steel yielding, the differences were between 3.76% and 4.75%; and for the ultimate load capacity, the models reported average errors ranging from 0.31% to 3.40% across the three series. Based on this calibration process, practical guidelines for the development of nonlinear numerical models are proposed, establishing a validated and repeatable technical baseline. This framework supports future advanced simulations of RC panels used in industrial structures subjected to complex multiaxial loading.

Resumen

Este trabajo presenta la modelación numérica de paneles de concreto reforzado (CR), elementos estructurales que forman parte de sistemas de muros interconectados en infraestructuras industriales tales como centrales nucleares, plataformas marítimas y plantas de tratamiento de agua, sometidos a diferentes combinaciones de carga. Se analizan tres series experimentales: SM, SE y PV, representativas de condiciones de carga dominadas por axial–flexión, cortante–flexión y cortante–axial, respectivamente. La modelación se realiza mediante el software Abaqus, utilizando elementos tipo *layered composite shell* (LCS) y los modelos constitutivos de Daño Plástico del Concreto (CDP), Fisuración Difusa (SMC) y Falla Frágil del Concreto (BFC).

Los resultados numéricos se comparan con datos experimentales, evidenciando que los modelos desarrollados reproducen el comportamiento estructural a lo largo de toda la simulación, manteniendo el nivel de precisión en tres fases fundamentales: agrietamiento, fluencia y capacidad última. En la etapa inicial de fisuración, los errores relativos promedio se ubicaron entre el 3.44 % y el 7.05 %; durante el inicio de la fluencia del acero, las diferencias estuvieron entre el 3.76 % y el 4.75 %; y en la capacidad resistente última, los modelos reportaron errores promedio entre el 0.31 % y el 3.40 % para las tres series. A partir de este proceso de calibración, se proponen lineamientos prácticos para la construcción de modelos numéricos no lineales, consolidando una base técnica validada y repetible. Esto permite su futura aplicación en la simulación avanzada de paneles de concreto reforzado para estructuras industriales sujetas a solicitaciones multiaxiales complejas.

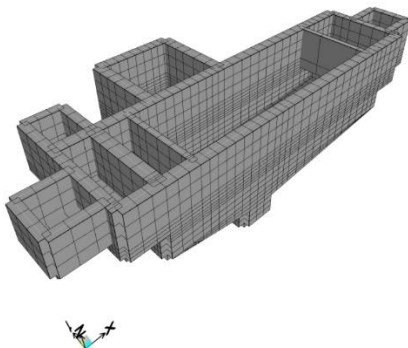
Palabras clave: Paneles de concreto reforzado, elementos finitos, Abaqus, validación experimental.

1. INTRODUCCIÓN

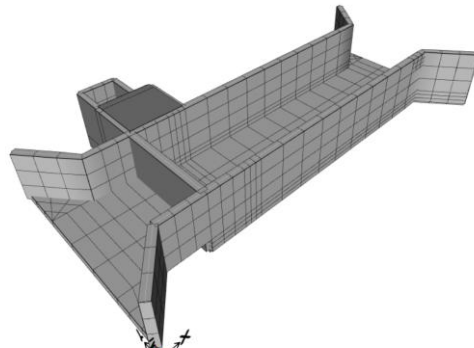
1.1. Antecedentes

Los muros de concreto reforzado (CR) constituyen el principal sistema resistente frente a cargas laterales y gravitacionales en infraestructuras industriales tales como centrales nucleares, plataformas marítimas y plantas de tratamiento de agua. Estas estructuras presentan configuraciones geométricas complejas, donde los muros se encuentran interconectados y trabajan de manera conjunta como un sistema estructural continuo. Debido a esta complejidad, el diseño de este tipo de estructuras generalmente requiere discretizar sus muros en secciones o porciones de menor tamaño, conocidas como paneles. (Madera, 2020).

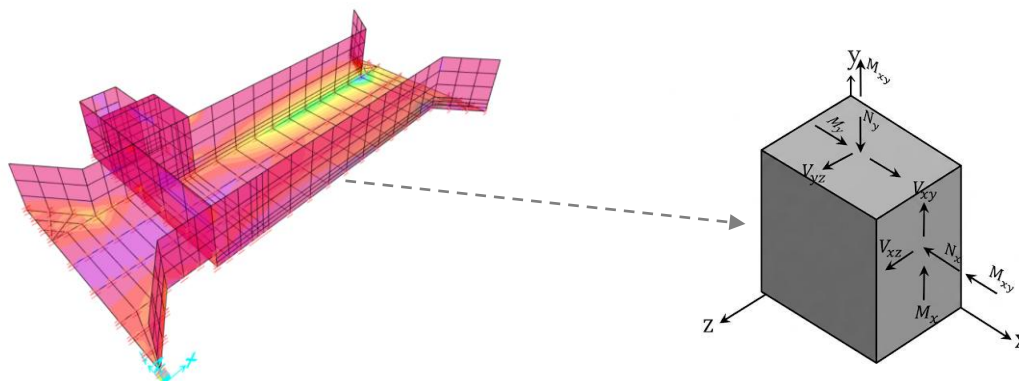
Actualmente, la metodología de diseño de estas estructuras industriales comienza con el desarrollo de un modelo numérico tridimensional utilizando el Método de Elementos Finitos (MEF), del cual se obtienen las demandas internas. Luego, el diseñador estima el espesor y refuerzo basado en la integración de las solicitaciones del modelo. En la ilustración 1.a y 1.b se aprecia dos estructuras industriales correspondientes a una bocatoma y desarenador de proyectos reales de diseño en los cuales se evidencia esta metodología. Estos paneles de muro, a diferencia de los elementos vigas o columnas, están expuestos a una combinación de ocho fuerzas internas, como se muestra en la ilustración 1.c, incluye tres dentro del plano (F_x , F_y , F_{xy}), tres fuera del plano (M_x , M_y , M_{xy}), y dos fuerzas cortantes (V_x , V_y). La comprensión y predicción precisa del comportamiento estructural de estos paneles bajo diversas cargas es importante para garantizar la seguridad y eficiencia de estas estructuras.



1.a Ejemplo de estructura industrial compuesta por muros: Desarenador



1.b Ejemplo de estructura industrial compuesta por muros: Bocatoma



1.c Demandas de diseño internas de panales CR tomado de modelo de elementos finitos 3D.

Ilustración 1 Ejemplo de estructuras industriales conformadas por muros y demandas internas de los paneles.

Con el avance de la tecnología de análisis mediante el Modelado de Elemento Finitos (MEF), herramientas de simulación de propósito general como Abaqus se han utilizado para evaluar el comportamiento de estructuras y elementos de concreto reforzado (CR). La fiabilidad de este software se encuentra ampliamente documentada en literatura enfocada en modelamiento de columnas, vigas, muros y losas. Por ejemplo, B.G. Charalambidi, (2012), examinaron la respuesta de columnas CR bajo diferentes niveles de confinamiento usando revestimientos de FRP. Zeng, (2017), desarrolló modelos numéricos en Abaqus para analizar columnas CR con distintos niveles de confinamiento transversal convencional. Xu & Zhang, (2008), simularon la respuesta de columnas CR sometidas a cargas axiales y laterales cíclicas, capturando con éxito el efecto “Pinching” en los ciclos de histéresis durante las pruebas. Isleem, Chukka, Bahrami, Kumar, & Sor, (2024), examinaron el comportamiento no lineal de columnas CR circulares sometidas a compresión excéntrica utilizando MEF y aprendizaje automático para estimar los resultados de carga última.

Al igual que en el caso de las columnas, también existen varios estudios centrados en la modelización de vigas CR. Ahmed, (2014), simuló mediante elementos finitos 3D utilizando Abaqus, el comportamiento dinámico de una viga bajo carga de impacto, mientras que Demir, Ozturk, & Dok, (2016), modelaron el comportamiento estático no lineal de vigas CR altas. Earij, Alfano, Cashell, & Zhou, (2017), desarrollaron modelos 3D de elementos finitos para investigaron el patrón de carga-descarga-recarga en vigas CR flexionadas en 4 puntos. Luu, (2023), simularon mediante MEF el comportamiento de vigas CR y adicionalmente reforzadas con fibras de alto

rendimiento, material utilizado en la reparación de elementos estructurales. Por otro lado, (Emtiaz, Azad, Shahin, & Shafian, 2017), se enfocaron en simular la respuesta de conexiones típicas losa-columna para prever su capacidad sísmica y ofrecer recomendaciones de diseño. (Abolhelm & Hrynyk, 2024), Aplicaron un procedimiento de análisis mediante MEF no lineal usando thick-shell para estimar el rendimiento al punzonamiento de conexiones losa-columna CR bajo esfuerzo cortante.

Con respecto a muros de CR, Rašeta, Ćurčin, Džolev, Šešlija, & Nadaški, 2018, realizaron un análisis comparativo de la respuesta estática no lineal utilizando Abaqus. Otros, como Gebreyohannes, et al, 2012, simularon la respuesta de muros no dúctiles con bajo refuerzo y elementos de borde. (Li, et al, 2017) investigaron la respuesta dinámica de muros de concreto reforzado de tres pisos. (López, Rojas, & Massone, 2021) desarrollaron el elemento de modelado, *Membrane Fiber Element* (MEFI) para representar la respuesta no lineal de muros de concreto reforzado teniendo en cuenta aberturas en los muros y elementos de borde. Validado con pruebas experimentales. (Hasan, Qasem, & Muhamad, 2023), desarrollaron modelos de elementos finitos para validar y simular el comportamiento de muros CR prefabricados con doble elemento de borde sometido a cargas axiales y laterales usando Abaqus.

Pese a la cantidad de estudios en elementos convencionales, la investigación enfocada en el modelado numérico explícito de paneles de CR es reducida. Un antecedente directo es el trabajo de de (Ren, Sneed, Yang, & He, 2015), en la cual modelaron seis paneles híbridos de concreto reforzado con tendones de polímeros reforzados con fibra de carbono CFRP y de acero sin revestimiento, sometidos a cargas lineales incrementales, modelaron la respuesta experimental de estos paneles utilizando el modelo constitutivo de daño plástico acumulado (CDP) en Abaqus.

Por lo tanto, una de las principales contribuciones de esta tesis es desarrollar modelos numéricos en Abaqus capaces de reproducir la respuesta estática no lineal de paneles CR bajo diversas combinaciones de carga. Además, todas las investigaciones previamente mencionadas comparten dos características comunes: el uso de MEF sólidos tridimensional 3D y el empleo exclusivo del modelo constitutivo CDP. En esta tesis, se desarrollarán adicionalmente modelos numéricos utilizando el elemento bidimensional compuesto por capas *Layer Composite Shell* (LCS), para evaluar su eficiencia. Además, se explorarán otros modelos constitutivos para simular

la no linealidad del concreto como el de propagación de grietas (SMC) y falla frágil del concreto (BFC)

En contraste con la poca investigación disponible en la literatura sobre el modelado de paneles CR, especialmente en Abaqus, existe una considerable cantidad de trabajo experimental dedicado a ensayar paneles CR. Entre los trabajos experimentales que se analizarán aquí, y que serán fundamentales para alcanzar el objetivo principal de esta tesis, se encuentra la investigación de Kirscher y Collins (1986), quienes ensayaron paneles de concreto reforzado sometidos a cortante en el plano y/o momento flector; Vecchio y Collins (1982), quienes ensayaron paneles de concreto reforzado sometidos a cortante en el plano y fuerzas de tracción en el plano; La investigación de Polack y Vecchio (1994), ensayaron paneles de concreto reforzado sometidos a cargas axiales y momentos de flexión fuera del plano; Belarbi y Hsu (1995), ensayaron paneles sometidos a fuerzas de tracción y compresión axiales; Marti et al. (1987), ensayaron paneles sometidos solo a momento torsional; Adebar y Collins (1994), quienes ensayaron paneles de concreto reforzado sometidos a acciones combinadas de cortante fuera del plano y sus momentos de flexión asociados, más cortante en el plano.

1.2. Definición del problema

La evaluación estructural de los paneles de concreto reforzado (CR) en infraestructuras industriales plantea un desafío técnico complejo debido a su construcción continua y a la interacción simultánea de múltiples solicitaciones. A diferencia de los elementos estructurales lineales, como vigas o columnas, los paneles que conforman estos muros están expuestos a una combinación de ocho fuerzas internas: tres fuerzas dentro del plano (F_x , F_y , F_{xy}), tres fuera del plano (M_x , M_y , M_{xy}) y dos fuerzas cortantes (V_x , V_y). El diseño convencional suele simplificar estas demandas mediante la integración de esfuerzos obtenidos de modelos globales, un enfoque que puede derivar en una estimación imprecisa del refuerzo necesario y de la capacidad real de la sección ante estados de carga multiaxiales (Madera, 2020).

A pesar de que el modelado mediante el MEF en software como Abaqus, la literatura técnico-científica se ha concentrado predominantemente en el análisis de elementos aislados bajo condiciones de carga simples (tales como vigas y columnas). Mientras que existen numerosos estudios enfocados en el comportamiento de columnas y vigas, se evidencia un vacío investigativo respecto a la revisión y calibración de elementos bidimensionales compuestos por capas (LCS)

para paneles de CR. En la actualidad, las soluciones numéricas para capturar la no linealidad en este tipo de estructuras recurren frecuentemente al uso de elementos sólidos tridimensionales; sin embargo, esta alternativa exige un costo computacional que restringe su aplicabilidad en proyectos de gran escala.

Esta escasez de antecedentes genera una alta dependencia metodológica hacia los ensayos empíricos. Específicamente, al no disponer de modelos calibrados mediante elementos LCS, resulta complejo evaluar de manera analítica la pertinencia de los distintos modelos constitutivos disponibles en el software, tales como el modelo de Daño Plástico del Concreto (CDP), el modelo de Fisuración Distribuida (SMC) o el de Falla Frágil (BFC). Por lo tanto, la validación de estos modelos numéricos resulta fundamental para la ingeniería estructural, ya que permite demostrar la viabilidad de utilizar simulaciones avanzadas para predecir el comportamiento no lineal de los paneles, optimizando los recursos al mitigar la necesidad de ejecutar configuraciones experimentales de laboratorio de alto costo.

1.3.Motivación e importancia de la investigación

La principal motivación de esta investigación surge de la limitada literatura técnica respecto al modelado avanzado de paneles de concreto reforzado mediante elementos bidimensionales compuestos por capas (LCS). Al analizar el estado del arte, se evidencia que la documentación sobre simulaciones numéricas en software como Abaqus es escasa cuando se trata de elementos bidimensionales sujetos a interacciones complejas de fuerzas axiales y momentos flectores. La mayoría de las metodologías vigentes recurren al uso de elementos sólidos tridimensionales, los cuales, aunque precisos, no siempre representan la alternativa computacional más eficiente. Por consiguiente, el propósito de este trabajo es evaluar el alcance, la calibración y la capacidad predictiva de los elementos LCS para abordar este vacío investigativo, proporcionando un marco de referencia detallado para la comunidad de ingeniería estructural.

La importancia de esta investigación radica en la consolidación de herramientas analíticas que permitan evaluar el comportamiento de paneles de concreto reforzado (CR) sin depender de configuraciones experimentales complejas. Tradicionalmente, el estudio de estos elementos bajo estados de carga multiaxiales requiere montajes de laboratorio de alto costo y difícil ejecución. Al desarrollar y validar modelos numéricos calibrados mediante elementos bidimensionales compuestos por capas (LCS), este trabajo proporciona una base metodológica robusta para futuras

investigaciones. Esto facilita la ejecución de estudios paramétricos y la evaluación de infraestructuras industriales de manera eficiente, mitigando la necesidad económica y logística de realizar pruebas físicas a escala real.

Finalmente, el desarrollo de este trabajo busca consolidar metodologías numéricas con aplicación directa en el diseño estructural. La validación de los modelos LCS frente a series experimentales históricas permite que esta investigación complemente la práctica profesional. Al establecer los parámetros de calibración de estos elementos frente a diversos modelos constitutivos para capturar adecuadamente la respuesta inelástica, se proporciona a los ingenieros proyectistas una herramienta analítica verificada. Esto fomenta el desarrollo de diseños más racionales y económicamente eficientes, reduciendo la incertidumbre que frecuentemente conduce a la adopción de parámetros excesivamente conservadores en la industria.

1.4.Objetivos

1.4.1. Generales

Desarrollar y calibrar modelos numéricos en el software Abaqus que permitan reproducir la respuesta estática no lineal de paneles de concreto reforzado bajo diversas combinaciones de carga, utilizando la formulación de elementos bidimensionales compuestos por capas (*Layered Composite Shell*, LCS), con el fin de determinar la configuración óptima de los modelos constitutivos que represente adecuadamente el comportamiento inelástico evidenciado en los ensayos experimentales.

1.4.2. Específicos

Para dar cumplimiento al propósito general de la investigación, se han definido los siguientes objetivos específicos. En primer lugar, se busca clasificar los paneles de concreto reforzado estudiados en la literatura según el tipo de carga aplicada, estableciendo una base comparativa sólida para el análisis estructural. Como segundo punto, la investigación se propone obtener modelos calibrados que sean capaces de simular las curvas de capacidad y capturar el daño observado experimentalmente, asegurando que la respuesta numérica sea representativa de la física real del elemento. Finalmente, se pretende comparar los resultados experimentales documentados en la literatura con aquellos obtenidos mediante la simulación por el método de elementos finitos,

validando así la precisión y el alcance de los modelos desarrollados para servir como referencia técnica en futuros estudios de infraestructuras industriales.

1.5. Justificación

La presente investigación se fundamenta en la necesidad de validar metodologías de simulación por el Método de Elementos Finitos (MEF) que permitan una evaluación precisa de elementos estructurales sometidos a estados de carga multiaxiales. En infraestructuras industriales, en donde su sistema estructural está conformado por muros de CR, la predicción fiable del daño y la capacidad última constituye un factor determinante para garantizar la seguridad estructural y operativa.

Desde una perspectiva técnica, la exploración y comparación de diversos modelos constitutivos es esencial para identificar qué enfoque captura con mayor fidelidad la cinemática del agrietamiento y la evolución de las deformaciones inelásticas en elementos bidimensionales. Este proceso de calibración es fundamental para reducir la incertidumbre técnica al modelado de paneles de concreto reforzado.

Finalmente, los resultados servirán como referencia verificada para la práctica profesional. Al demostrar la eficiencia y fidelidad de los elementos *Layered Composite Shell* (LCS), esta investigación promueve prácticas de ingeniería más precisas y resilientes, facilitando el diseño de estructuras que optimicen el uso de materiales bajo estándares de desempeño superiores.

2. MARCO DE REFERENCIA

2.1. Definición y comportamiento estructural de paneles de concreto reforzado

Las infraestructuras de carácter industrial, tales como plantas de energía nuclear, plataformas marítimas y sistemas de tratamiento de aguas, dependen de muros de concreto reforzado diseñados para actuar de manera continua bajo estados de esfuerzos multiaxiales. Debido a su configuración geométrica, el comportamiento de estos muros no puede representarse adecuadamente mediante idealizaciones lineales convencionales, como vigas o columnas, dado que dichas simplificaciones limitan la capacidad de reproducir la respuesta bidimensional real de la estructura (López, Rojas y Massone, 2022). Por consiguiente, la técnica habitual para el análisis de estas edificaciones monolíticas consiste en su discretización macroscópica en porciones representativas más pequeñas denominadas paneles (Madera, 2020). Conceptualmente, un panel se define como un elemento bidimensional de espesor constante en el cual los campos de esfuerzos y deformaciones se asumen homogéneos dentro de su plano, lo que permite evaluar las leyes mecánicas locales de transferencia interna de cargas (Polak y Vecchio, 1994).

La respuesta global de estos elementos es de tipo cascarón (*shell*), se caracteriza por una configuración geométrica donde las dimensiones en el plano superficial predominan sobre la dimensión del espesor transversal. Esta geometría hace que el panel este sometido simultáneamente a fuerzas dentro del plano (acciones de membrana) como fuera de él (acciones de flexión y cortante transversal) (Abolhelm y Hrynyk, 2024). Un panel de CR experimenta un estado de esfuerzo en tres dimensiones que, al integrarse en el espesor de la sección, se reduce a ocho fuerzas principales: tres fuerzas de membrana aplicadas en el plano N_x , N_y y el cortante N_{xy} , tres momentos que gobiernan la flexión y la torsión fuera del plano M_x , M_y y el momento torsor M_{xy} , y dos fuerzas cortantes transversales responsables de la transferencia de corte fuera del plano V_x y V_y (Kirschner y Collins, 1986).

La acción conjunta de estas ocho fuerzas controla cómo progresa el daño en la estructura. Este proceso inicia con el agrietamiento del concreto, seguido por la reorientación de las fuerzas internas de compresión y, finalmente, la transferencia de los esfuerzos hacia las barras de acero (Vecchio y Collins, 1986). Adebar (1989) demostró que las metodologías de diseño convencionales basadas en el cálculo de la capacidad de flexión y cortante por separado tienden a subestimar la pérdida de rigidez del concreto. Por ello, es necesario emplear modelos que evalúen

el comportamiento del concreto fisurado bajo esfuerzos combinados, como la Teoría del Campo de Compresiones Modificada (MCFT). Este enfoque permite definir correctamente el equilibrio, las deformaciones y las propiedades de los materiales del panel (Kirschner y Collins, 1986).

2.2.Descripción y capacidad del programa ABAQUS

La simulación numérica de los paneles se desarrolla en el software Abaqus, el cual permite representar el comportamiento no lineal de los materiales bajo condiciones físicas cercanas a la realidad. Este programa proporciona un entorno computacional basado en el Método de Elementos Finitos (MEF) para el análisis de elementos de concreto reforzado sometidos a diferentes condiciones de carga y restricción.

La simulación computacional de paneles de concreto reforzado en Abaqus se fundamenta en la articulación de tres componentes: el comportamiento de los materiales, la discretización geométrica y el método de cálculo. Para representar la respuesta física del elemento ante sollicitaciones mecánicas, se configuran herramientas que capturan fenómenos inelásticos como el agrietamiento del concreto y la fluencia del acero. A nivel geométrico, el programa dispone de elementos bidimensionales compuesto por capas, *layered composite Shell* (LCS), cuya formulación disminuye la demanda de procesamiento en comparación con los elementos sólidos tridimensionales. Por último, la resolución de las ecuaciones de equilibrio ante la pérdida de rigidez se gestiona mediante esquemas de integración temporal que operan bajo métodos implícitos (*Abaqus/Standard*) y explícitos (*Abaqus/Explicit*). A continuación, se detallan los modelos teóricos de los materiales, las características de los elementos finitos y las estrategias de solución numérica implementadas en la plataforma.

2.2.1. Modelo de Daño Plástico (Concrete Damaged Plasticity - CDP)

El modelo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) es una formulación basada en la mecánica del continuo que asume que los dos principales mecanismos de falla son el agrietamiento por tracción y el aplastamiento por compresión (Lubliner, Oliver, Oller, & Oñate, 1989). A diferencia de otros enfoques, el CDP incorpora variables de daño escalar independientes para tracción (d_t) y compresión (d_c), las cuales degradan progresivamente la rigidez elástica inicial del material a medida que la deformación inelástica aumenta. Los valores de estas variables varían en un rango de 0, que define al material en estado intacto, hasta 1, que representa la pérdida de la capacidad

portante. La degradación del módulo de elasticidad inicial (E_0) se determina mediante la relación que se muestra en la ecuación 1:

$$E = (1 - d) * E_0 \quad (1)$$

Donde d es un índice de daño que integra los efectos de tracción y compresión en función del estado de esfuerzos (Lee y Fenves, 1998). Para definir cómo el material alcanza su límite elástico y de qué forma se deforma plásticamente bajo diferentes cargas, el modelo requiere la calibración de cinco parámetros (Birtel y Mark, 2006)

- Ángulo de dilatación (Ψ): Representa el cambio de volumen que experimenta el concreto al deformarse inelásticamente por esfuerzos de corte. Físicamente, este parámetro controla cuánto se expande el material al agrietarse, lo cual afecta directamente la cantidad de confinamiento interno que desarrolla el elemento estructural frente a cargas combinadas (Demir et al., 2016).
- Excentricidad (ϵ): Es un parámetro de ajuste matemático que suaviza la transición del modelo entre los estados de tracción y compresión. Al evitar cambios bruscos en las ecuaciones constitutivas, previene discontinuidades que podrían generar errores de convergencia en el programa (Gebreyohaness, 2020).
- Relación de esfuerzos biaxiales (f_{b0}/f_{c0}): Define la proporción entre la resistencia máxima del concreto cuando se comprime en dos direcciones simultáneas frente a su resistencia estándar en un ensayo de compresión simple (uniaxial). Este valor permite simular el incremento de capacidad de carga que experimenta el material al estar confinado en el plano (Hasan et al., 2022).
- Parámetro K: Determina la forma tridimensional de la envolvente de falla del concreto. Este factor ajusta numéricamente el modelo para que represente de forma adecuada la diferencia de resistencia que tiene el material cuando se somete a tracción frente a cuando se somete a compresión bajo estados multiaxiales complejos (Demir et al., 2016).
- Parámetro de viscosidad (μ): Funciona como una herramienta matemática para estabilizar el cálculo numérico. Cuando el concreto se agrieta y pierde rigidez de forma abrupta (ablandamiento), este parámetro introduce una ligera relajación temporal en

las ecuaciones, evitando que el análisis se detenga prematuramente por inestabilidades matemáticas locales (Ren et al., 2015).

2.2.2. Modelo de Fisuración Difusa (Smeared Crack Model - SMC)

El modelo de fisuración difusa (*Smeared Crack*) representa el agrietamiento del concreto no como una separación geométrica de la malla, sino como un cambio localizado en las propiedades de rigidez del material. Este cambio se calcula directamente en los puntos de integración de los elementos finitos (Earij et al., 2017). El inicio de las fisuras se rige por el criterio de Rankine, el cual indica que la matriz se agrieta cuando el esfuerzo de tracción principal máximo supera el límite elástico establecido. Una vez que se genera la fisura, su orientación queda fija en el programa y el módulo de elasticidad perpendicular a la grieta empieza a disminuir según las leyes de ablandamiento (Dassault Systèmes, 2014).

La respuesta del panel después del agrietamiento ante esfuerzos tangenciales se controla mediante el factor de retención de cortante (*shear retention*, ρ). Este factor define cuánta resistencia al deslizamiento conserva la grieta debido a la fricción interna y el acoplamiento de los agregados. El valor de ρ varía entre 1.0 (grieta cerrada con transferencia completa de corte) y 0.0 (pérdida de fricción por apertura de la grieta). Por otra parte, la pérdida progresiva de la capacidad de tracción se configura mediante el modelo de *tension stiffening*. Para evitar que los resultados cambien de acuerdo con el tamaño de los elementos de la malla, este ablandamiento se define utilizando la energía de fractura de Hillerborg (G_f), la cual relaciona la pérdida de esfuerzo con el desplazamiento de apertura de la grieta en lugar de usar la deformación unitaria (Earij et al., 2017).

2.2.3. Modelo de Falla Frágil del Concreto (Brittle Failure - BFC)

El modelo de falla frágil (*Brittle Failure*) está diseñado para simular estructuras de concreto donde el agrietamiento por tracción domina el comportamiento y no se presentan deformaciones plásticas importantes por compresión (Dassault Systèmes, 2014). El modelo asume un comportamiento elástico lineal antes de la falla. El límite donde empieza el daño físico se establece mediante cuatro relaciones de resistencia llamadas *Failure Ratios*:

- Ratio 1 (f_{bc}/f_c): Relación entre la resistencia a compresión en dos direcciones (biaxial) y la resistencia en una sola dirección (uniaxial). Define el incremento de capacidad por confinamiento en el plano.
- Ratio 2 (f_t/f_c): Proporción entre la resistencia a la tracción y la resistencia a la compresión uniaxial, fijando el punto donde aparecen las primeras grietas.
- Ratio 3 (ϵ_{bc}/ϵ_c): Relación entre las deformaciones registradas en la falla por compresión biaxial frente a la uniaxial.
- Ratio 4 (f_t/f_t^*): Proporción que evalúa la reducción de la resistencia a tracción cuando existe un esfuerzo de compresión actuando en la dirección perpendicular.

Al superarse estos límites y generarse la fisura, el tensor de rigidez se modifica aplicando el factor de retención de cortante ρ para reducir la capacidad de corte. Al igual que en el modelo de fisuración difusa, la estabilidad ante cambios en la densidad de la malla se controla vinculando la curva de ablandamiento por tracción a la energía de fractura de Hillerborg G_f , asegurando que la energía liberada por unidad de área agrietada no dependa del tamaño del elemento finito.

2.2.4. Formulación del Elemento de LCS

El elemento finito de modelación, *Layered Composite Shell* (LCS), divide el espesor total del panel en una serie de capas paralelas a la superficie media (Abolhelm y Hrynyk, 2015). Cada una de estas capas puede tener un espesor, un material y una orientación de refuerzo independientes, y en cada una se evalúan por separado las ecuaciones de daño o plasticidad (CDP, SMC o BFC). La respuesta global del panel se obtiene sumando numéricamente los esfuerzos de todas las capas a través de esquemas de integración como los de Gauss o Simpson. Esto permite representar fenómenos como el agrietamiento parcial del espesor o la fluencia secuencial del acero sin el costo computacional de usar mallas de elementos sólidos tridimensionales (Goh y Hrynyk, 2020).

El acero de refuerzo se introduce mediante las capas equivalentes denominadas *Rebar Layers* (Luu, 2023). Estas láminas se definen especificando, el área de las barras, separación y su orientación en grados. Las *Rebar Layers* están ligadas geoméricamente a la formulación del elemento, lo que significa que se asume compatibilidad de deformaciones entre el acero y el concreto circundante (Peyman y Eskandari, 2023).

En el plano medio del panel, Abaqus dispone de opciones de discretización basadas en la teoría de placas de Mindlin-Reissner, la cual incluye las deformaciones por cortante transversal (Figueiras y Owen, 1984):

Para llevar a cabo esta discretización bidimensional, Abaqus ofrece diversas formulaciones, destacándose el uso de los elementos S4R y S8R para la implementación del LCS, tal como se esquematiza en la ilustración 2. El elemento S4R es una *shell* de cuatro nodos con formulación matemática lineal e integración reducida, cuya principal característica es la incorporación de controles artificiales de hourglass, un mecanismo numérico diseñado para evitar modos de deformación de energía cero (Dassault Systèmes, 2024). Por su parte, el elemento S8R es una *shell* cuadrado de ocho nodos que, al incluir nodos intermedios, proporciona una interpolación más suave de las curvaturas y los gradientes de esfuerzo (Dassault Systèmes, 2024).

Tipologías de elementos Shell

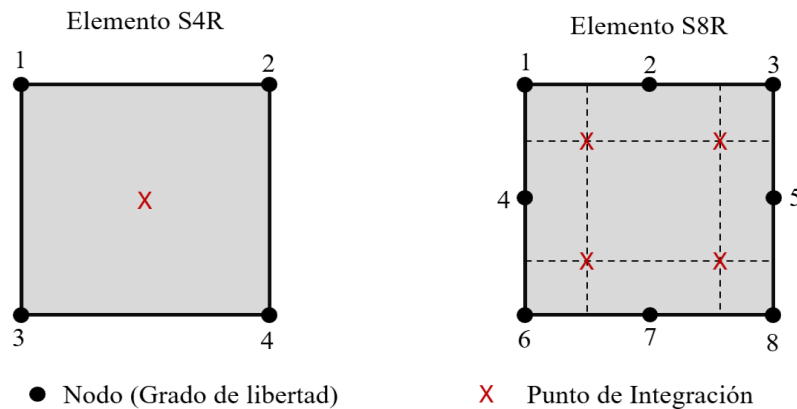


Ilustración 2 Tipologías de elementos Shell

2.3. Esquemas de Solución y Estabilidad Cuasi-estática

La evaluación numérica de los paneles requiere la selección de un esquema de integración o también llamado *solver*, que sea coherente con las formulaciones matemáticas del material. Abaqus dispone de dos solucionadores principales: un esquema implícito (Abaqus/Standard) y un esquema dinámico (Abaqus/Explicit). La elección entre los solucionadores está condicionada por la compatibilidad entre los modelos del concreto dentro del software. Específicamente, el modelo de Fisuración Difusa (SMC) opera exclusivamente en el entorno implícito *Standard*, mientras que

el modelo de Falla Frágil (BFC) está restringido al solucionador dinámico *Explicit*. Por su parte, el modelo de Daño Plástico (CDP) cuenta con una formulación matemática adaptable que permite su ejecución en ambos solucionadores (Dassault Systèmes, 2014).

El solucionador *Abaqus/Standard* ejecuta un procedimiento iterativo estático basado en el algoritmo de *Newton-Raphson*. Este método busca el equilibrio de las fuerzas internas y externas al final de cada paso de carga mediante la formulación e inversión de la matriz de rigidez global del sistema (Bathe, 2008). Sin embargo, cuando el panel experimenta un agrietamiento severo y su resistencia decrece, la pendiente de la relación esfuerzo-deformación del material se vuelve negativa (ablandamiento). Esta pérdida de rigidez induce singularidades matemáticas en la matriz que interrumpen la convergencia del algoritmo, lo que frecuentemente provoca la detención prematura de la simulación antes de capturar el colapso total de la estructura.

El solucionador *Abaqus/Explicit* aplica un método de integración temporal hacia adelante basado en diferencias finitas centrales (Gebreyohaness, 2020). A diferencia del método estático, el solucionador explícito no requiere invertir la matriz de rigidez; en su lugar, avanza la solución calculando la respuesta cinemática paso a paso a partir de las fuerzas de inercia y amortiguamiento del incremento de tiempo anterior (Dassault Systèmes, 2014). Esta característica elimina las interrupciones por inestabilidad numérica, facilitando el trazado de la trayectoria completa de la curva de capacidad del panel, incluyendo su degradación progresiva posterior a la carga máxima. (Genikomsou y Polak, 2015).

Los ensayos de laboratorio corresponden a procesos de carga cuasi-estáticos de larga duración; por tanto, su simulación mediante el MEF requiere implementar estrategias de escalamiento temporal (*time scaling*) para reducir el tiempo de análisis y hacer computacionalmente viable. Sin embargo, es importante tener en cuenta que al reducir el tiempo se incrementa la velocidad de deformación del modelo, lo cual genera aceleraciones nodales que inducen fuerzas de inercia artificiales dentro del sistema (Dassault Systèmes, 2014). Si las fuerzas inerciales alcanzan magnitudes significativas, estas comienzan a resistir o interactuar con la carga externa aplicada, alterando el equilibrio estático y provocando que los modelos exhiban una rigidez o una resistencia máxima errada.

Para garantizar que la respuesta estructural dependa exclusivamente de las leyes constitutivas de los materiales (concreto y acero), y no de los efectos dinámicos generados por las fuerzas

inerciales, es indispensable realizar una verificación del balance energético del modelo. Esta validación numérica consiste en comparar la energía cinética global de la estructura (*ALLKE*), la cual cuantifica los efectos de masa e inercia, frente a la energía interna total (*ALLIE*), que representa el trabajo absorbido por la deformación elástica, la disipación plástica y el agrietamiento del material (Dassault Systèmes, 2014; Genikomsou y Polak, 2015). La literatura establece que el régimen del análisis se clasifica como cuasi-estático si la proporción de energía cinética se mantiene por debajo del 5% de la energía interna de deformación durante la mayor parte de la historia de carga (Genikomsou y Polak, 2015):

$$\frac{ALLKE}{ALLIE} < 0.05 \quad (2)$$

El cumplimiento de este límite garantiza analíticamente que las fuerzas inerciales son despreciables en comparación con las fuerzas de restitución estructural. Este chequeo valida que el modo de falla, la pérdida de rigidez y la curva de capacidad extraída del entorno de simulación representan el comportamiento físico del panel, justificando la idoneidad del método de solución adoptado.

3. METODOLOGIA

Esta investigación utiliza un enfoque analítico basado en el Método de Elementos Finitos para evaluar el comportamiento de paneles de concreto reforzado bajo diferentes condiciones de carga. El trabajo se divide en tres fases. La primera corresponde a la selección de los trabajos experimentales de referencia; la segunda comprende la estrategia de modelación y calibración en el programa Abaqus; y la tercera se centra en el protocolo de validación y análisis de resultados.

3.1. Selección de los trabajos experimentales

Se recopila y clasifica los datos de tres trabajos experimentales realizadas en la Universidad de Toronto. Estos trabajos se eligieron para contar con un grupo de control variado que permitiera evaluar los modelos numéricos ante diferentes tipos de carga.

Para la validación del modelo se seleccionaron nueve especímenes en total: cuatro paneles de la serie SM, ensayados por Polak y Vecchio (1994), sometidos a flexión y cargas axiales; tres paneles de la serie SE, ensayados por Kirschner (1986), sometidos a cortante en el plano y momentos flectores; y dos paneles de la serie PV, ensayados por Vecchio (1982), sometidos a esfuerzos normales y cortante por membrana. La ilustración e enseña el patrón de aplicación de carga de los datos experimentales seleccionados.

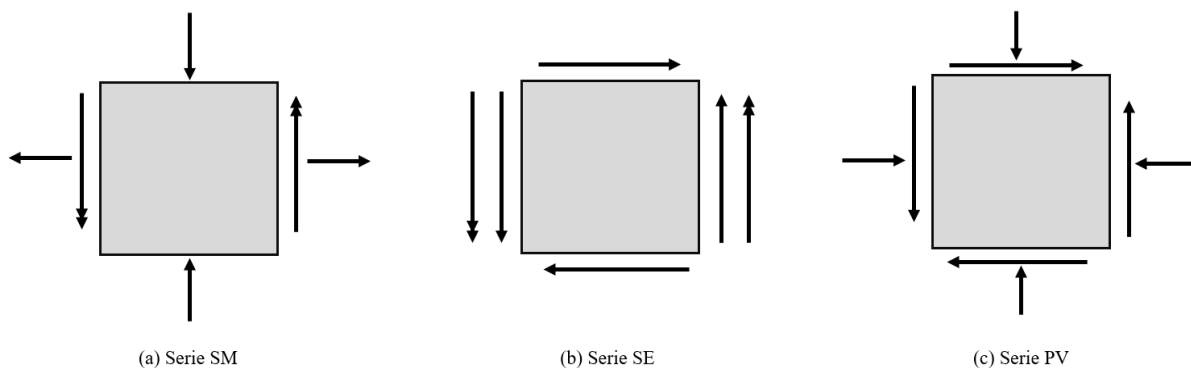


Ilustración 3 Patrones de carga de las series experimentales

3.2. Modelación y calibración en ABAQUS

La segunda fase define los pasos para construir y calibrar los modelos en el software. Los paneles se modelaron utilizando elementos *shell* de tipo S4R bajo la configuración *layered*

composite Shell (LCS). Esta herramienta divide el espesor del panel en varias capas virtuales paralelas (Abolhelm y Hrynyk, 2015), lo que permite simular la progresión del daño a lo largo de la sección y optimizar el tiempo de cómputo de la simulación. Asimismo, el acero de refuerzo se introdujo de forma distribuida como capas embebidas (*Rebar Layers*) dentro de la misma sección compuesta (Luu, 2023), asumiendo una adherencia perfecta con el concreto (Peyman y Eskandari, 2023).

Para simular el comportamiento de concreto ante las cargas, se tiene disponible el uso tres modelos constitutivos no lineales: el modelo de Daño Plástico del Concreto (CDP) (Lubliner et al., 1989; Lee y Fenves, 1998), el modelo de Falla Frágil del Concreto (BFC) (Dassault Systèmes, 2014) y el modelo de Fisuración Difusa (SMC) (Vecchio y Collins, 1986). El proceso consistió en ajustar de manera iterativa los parámetros numéricos y de flujo de cada uno de estos modelos, cuyas definiciones, fórmulas y rangos de control ya se establecieron en el capítulo 2. marco de referencia. Esta calibración busca que las variables de cada modelo aproximen la pérdida de rigidez y la carga máxima del panel de la forma más cercana a los ensayos reales (Birtel y Mark, 2006).

Finalmente, se configuraron las condiciones de borde en Abaqus para replicar el montaje físico de los laboratorios. En esta etapa se asignaron las restricciones de apoyo, los movimientos permitidos y las zonas de aplicación de la carga en los bordes del elemento. Para transmitir las fuerzas de los actuadores de manera uniforme, garantizando que el estado de esfuerzos internos generado en el modelo coincida con las condiciones del experimento real.

3.3. Validación y análisis de resultados

La última fase de la metodología establece el procedimiento para verificar y comparar las simulaciones numéricas frente a los datos de los laboratorios. Este proceso de validación se divide en dos etapas: La primera etapa consiste en el chequeo de la estabilidad cuasi-estática de los modelos. En este paso se revisa que la energía cinética generada en la simulación se mantenga por debajo del 5% de la energía interna de deformación (Genikomsou y Polak, 2015; Madera, 2020). Este control numérico valida que el modo de falla, la pérdida de rigidez y la curva de capacidad obtenidas en el software representan correctamente el comportamiento físico real del panel.

La segunda etapa se centra en la validación cuantitativa mediante el cálculo del porcentaje de error de la curva de capacidad. Para esto, se contrastan directamente los resultados numéricos de la simulación contra los registros experimentales de laboratorio. El análisis evalúa el error

porcentual en puntos clave de la respuesta estructural, midiendo las desviaciones en la rigidez elástica inicial, la carga máxima registrada y el desplazamiento último antes de la falla. Este indicador numérico permite definir de forma objetiva el nivel de aproximación y precisión de cada uno de los tres modelos constitutivos evaluados.

4. DETALLES DE MODELACIÓN Y CONFIGURACIÓN NUMÉRICA

Tal como se estableció en la metodología de esta investigación, se seleccionaron nueve (9) ensayos de paneles para validar el enfoque de modelación numérica mediante elementos finitos el programa Abaqus. Las series de paneles analizadas en este documento corresponden a: cuatro (4) paneles de la serie SM sometidos a cargas axiales y/o momentos flectores fuera del plano, ensayados por Polak y Vecchio (1994); tres (3) paneles de la serie SE sometidos a cortante en el plano y/o momentos flectores, ensayados por Kirschner y Collins (1986); y dos (2) paneles de la serie PV sometidos a esfuerzos normales y cortante en el plano, ensayados por Bhide y Collins (1987).

Para la modelación y calibración se utilizó de manera exclusiva el programa computacional Abaqus, implementando la discretización mediante elementos LCS. El objetivo principal de esta sección es detallar el proceso de calibración de la respuesta experimental de los paneles seleccionados. A lo largo de este capítulo se proporcionará una descripción de los parámetros de entrada, así como todos los detalles de modelación y configuración de frontera para cada ensayo.

4.1. Modelación y calibración de paneles serie SM

Los paneles de la serie SM fueron ensayados originalmente por Polak y Vecchio (1994) con el objetivo de investigar la respuesta ante la combinación de fuerzas axiales dentro del plano y momentos flectores fuera del plano. Para esta tesis, se seleccionaron los especímenes SM1, SM2, SM3 y SM4. Todos los paneles presentan una geometría cuadrada con dimensiones de 1500x1500 mm y un espesor de 316 mm. El refuerzo longitudinal (dirección-x) consiste en dos capas de barras 20M cada 75 mm (20M@75mm), lo que representa una cuantía de refuerzo del 1.25% tanto en la capa superior como en la inferior. Por otro lado, el refuerzo transversal (dirección-y) está compuesto por barras 10M cada 75 mm (10M@75mm), resultando en una cuantía de 0.42% por cada cara.

Las condiciones de carga de la serie SM se esquematizan en la Ilustración 4. El panel SM1 se sometió a flexión pura mediante un momento flector fuera del plano respecto al eje Y, alcanzando una capacidad máxima de 477 kN-m/m. El panel SM2 se ensayó bajo flexión combinada con carga axial, registrando fuerzas de compresión de 1206 kN/m y 1684 kN/m en las direcciones X e Y, respectivamente, junto con un momento flector máximo de 421 kN-m/m respecto al eje Y. Por su

parte, el panel SM3 se sometió a flexión biaxial fuera del plano, con momentos máximos de 488 kN-m/m respecto al eje Y y 151 kN-m/m respecto al eje X. Finalmente, el panel SM4 se ensayó a flexión fuera del plano respecto al eje Y, con la malla de refuerzo rotada a 45° y 135° respecto a los ejes principales de carga, alcanzando una capacidad última de 205 kN-m/m.

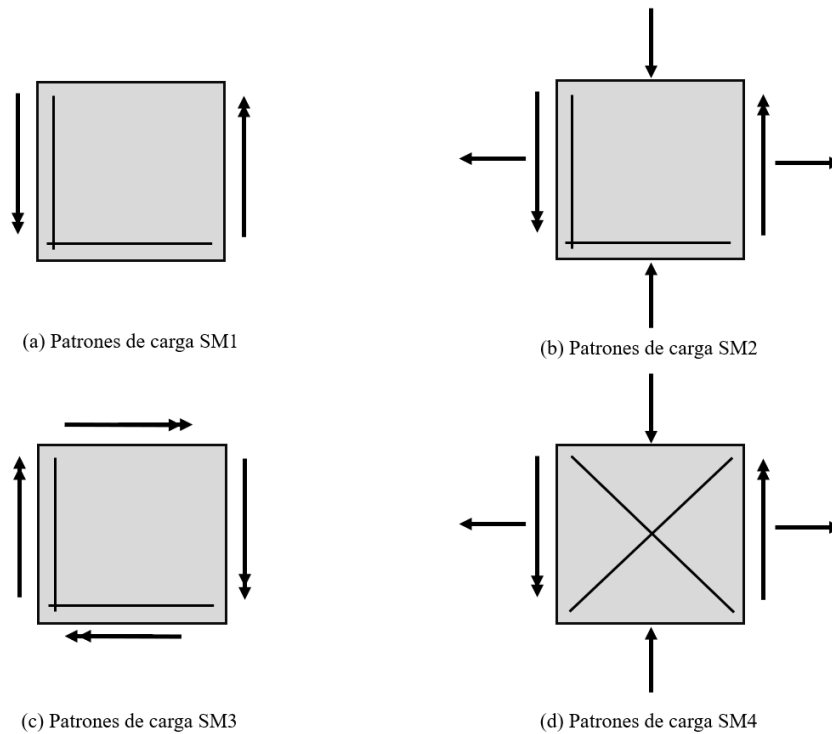
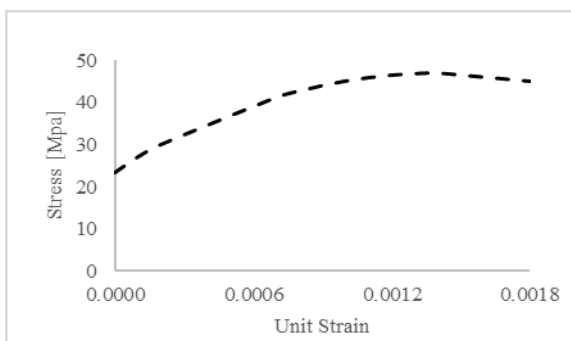


Ilustración 4 Patrones de carga para paneles serie SM

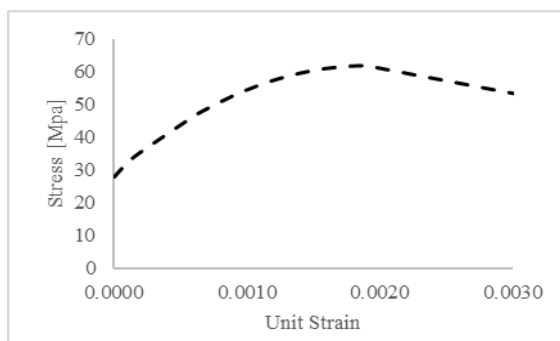
4.1.1. Definición de las propiedades constitutivas de los materiales

Para representar el comportamiento inelástico del concreto bajo estados esfuerzos combinados, se implementó el modelo de Daño Plástico del Concreto (CDP). La respuesta a compresión se definió mediante la relación teórica de Kent y Park (1971), el comportamiento a tracción se modeló utilizando una curva de ablandamiento exponencial *tension stiffening* controlada por la energía de fractura y el acero de refuerzo se introdujo asumiendo un comportamiento elasto-plástico con endurecimiento por deformación, se modela como capas en la sección mediante la herramienta *Rebar Layers* bajo la asunción de adherencia perfecta.

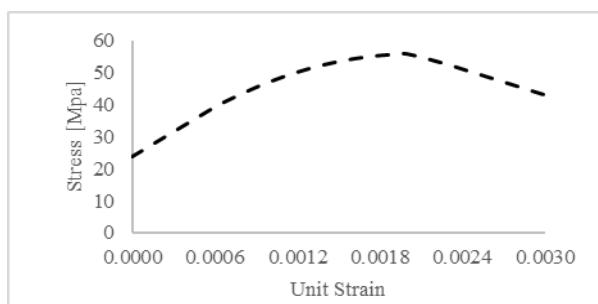
En las ilustraciones 5, 6 y 7 se resumen las curvas del comportamiento no lineal para el concreto a compresión, tensión y el acero.



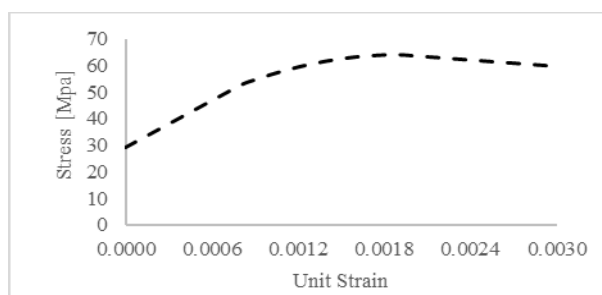
a) SM1



b) SM2

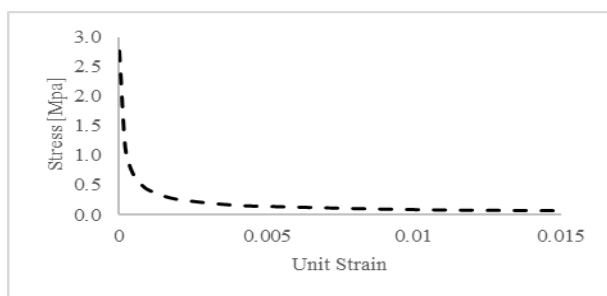


c) SM3

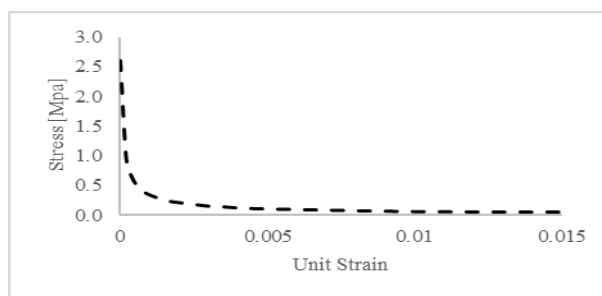


d) SM4

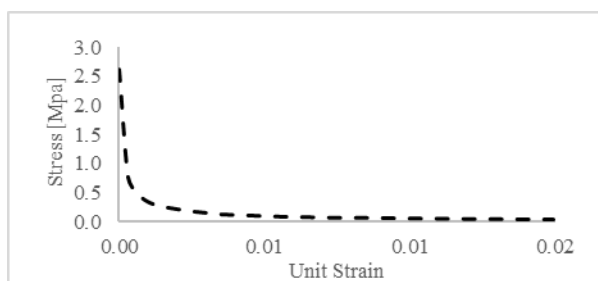
Ilustración 5 Curvas esfuerzo – deformación a compresión del concreto – serie SM



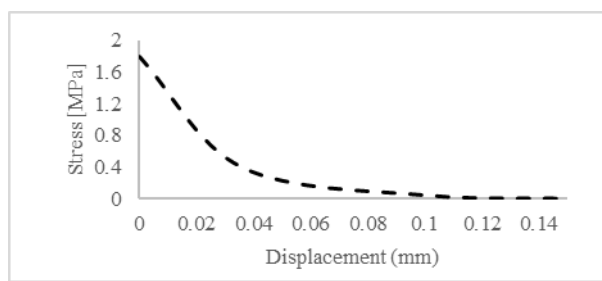
a) SM1



b) SM2



c) SM3



d) SM4

Ilustración 6 Curvas esfuerzo – deformación a tensión del concreto – serie SM

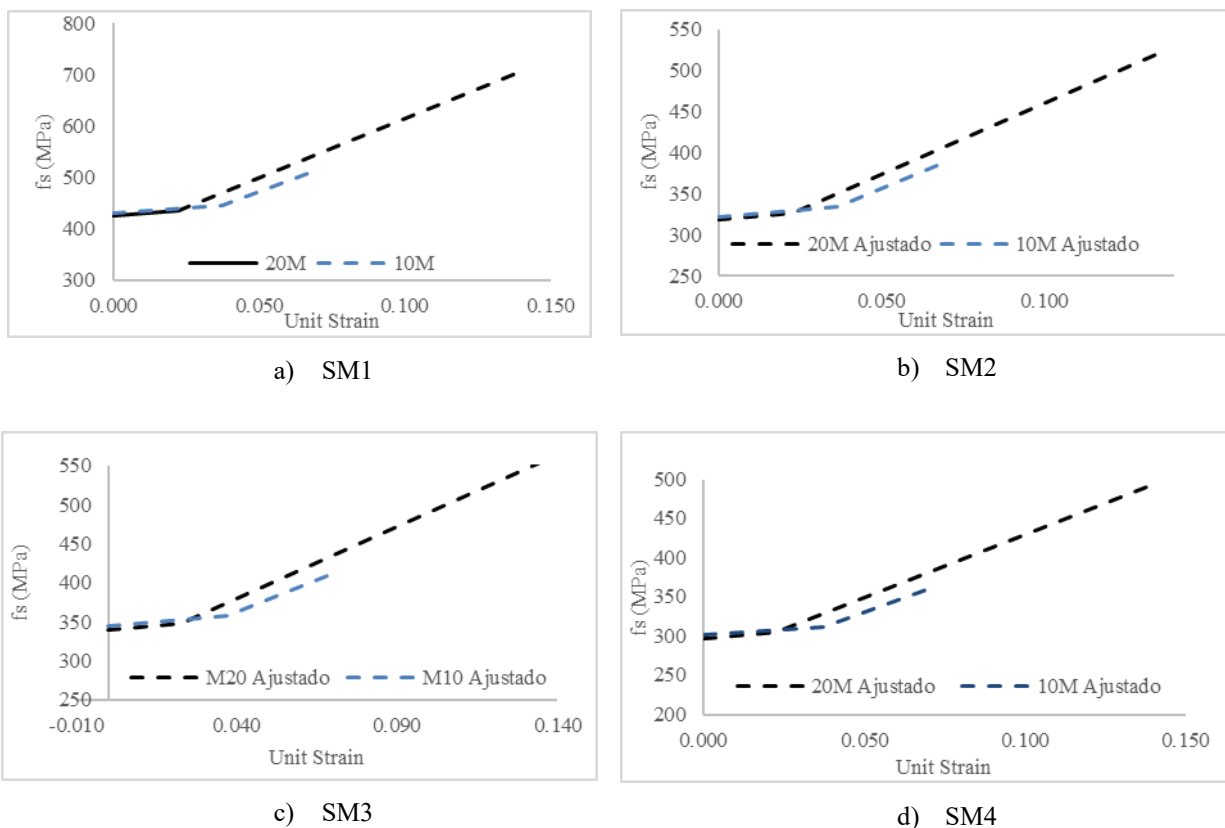


Ilustración 7 Curvas esfuerzo – deformación acero – serie SM

Para la configuración de los modelos numéricos de la serie SM, las propiedades constitutivas iniciales de los materiales se tomaron de los reportes de los ensayos experimentales. Sin embargo, los datos implementados en los elementos bidimensionales compuestos por capas corresponden a los parámetros calibrados para que las curvas de capacidad numéricas representen adecuadamente la respuesta observada en el laboratorio. En relación con el concreto, la resistencia máxima a compresión (f_{co}) calibrada varía entre los especímenes: el panel SM1 presenta una capacidad de 47.0 MPa, mientras que los paneles SM2, SM3 y SM4 registran valores de 62.0 MPa, 56.0 MPa y 64.0 MPa, respectivamente. Respecto al acero de refuerzo, la capacidad de fluencia difiere según el espécimen y la dirección ortogonal de la malla. Los paneles SM1 y SM3 están provistos de una armadura con esfuerzos de fluencia situados entre 425.00 MPa y 446.0 MPa en ambas direcciones. Por el contrario, los especímenes SM2 y SM4 emplean aceros con límites de fluencia menores, ubicados en un rango de 297.5 MPa a 379.50 MPa. La totalidad de los parámetros elásticos, las propiedades inelásticas a tensión y las variables de calibración del modelo de Daño Plástico del Concreto (CDP) se encuentran consolidadas en la **Tabla 1** para su revisión detallada.

Tabla 1 Datos para modelos constitutivos paneles serie SM

Parámetros de modelación serie SM				
Concreto en compresión	SM1	SM2	SM3	SM4
Módulo de Elasticidad (MPa)	32200	37000	35000	37000
Coefficiente de Poisson	0.20	0.20	0.18	0.18
Esfuerzo Elástico fce (MPa)	23.42	27.84	23.68	25.60
Deformación elástica ece (mm/m)	0.58	0.67	0.64	0.68
Esfuerzo máximo fco (MPa)	47.0	62.0	56.0	64.0
Deformación máxima eco (mm/m)	2.50	2.60	2.60	2.50
Esfuerzo ultimo fcu (MPa)	23.84	51.25	37.70	58.40
Deformación ultima ecu (mm/m)	6.00	4.00	4.00	4.00
Concreto en tensión				
Esfuerzo en tensión (MPa)	4.46	2.60	2.63	2.00
Deformación elástica a tensión (mm/m)	0.15	0.15	0.15	0.15
Deformación ultima a tensión (mm/m)	4.00	4.00	4.00	4.00
Modelo CDP				
Angulo de dilatación	31	10	31	28
Excentricidad	0.1	0.1	0.1	0.10
Coefficiente fb0/fc0	1.16	1.05	1.16	1.16
K	0.667	0.667	0.667	0.667
Parámetro de viscosidad	0.0005	0	0.0005	0.001
Refuerzo – Dirección X				
Módulo de Elasticidad (MPa)	200000	200000	200000	200000
Esfuerzo de fluencia (MPa)	434.72	318.75	425.00	297.5
Deformación endurecimiento (mm/m)	25.0	25.0	25.0	25.0
Esfuerzo ultimo (MPa)	701.35	611.0	701.35	350.95
Deformación rotura (mm/m)	150.0	150.0	150.0	150.0
Refuerzo – Dirección Y				
Módulo de Elasticidad (MPa)	200000	200000	200000	200000
Esfuerzo de fluencia (MPa)	446.0	379.50	430.0	300.0
Deformación endurecimiento (mm/m)	40.0	40.0	40.0	40.0
Esfuerzo ultimo (MPa)	514.0	480.0	514.0	330.50
Deformación rotura (mm/m)	75.0	75.0	75.0	75.0

4.1.2. Condiciones de Frontera y Aplicación de Cargas

Para garantizar la estabilidad numérica de los modelos y evitar movimientos de cuerpo rígido sin limitar las deformaciones perimetrales de flexión, se aplicó una restricción absoluta de los seis grados de libertad (U_1 , U_2 , U_3 , UR_1 , UR_3 , UR_3) en el nodo central de cada panel. Esta configuración asegura que las solicitaciones aplicadas en los extremos se traduzcan en deformaciones relativas puras respecto al centro del espécimen, lo que permite extraer de forma consistente las deflexiones y calcular las curvaturas de capacidad correspondientes.

La aplicación de las cargas y las condiciones de borde específicas para cada caso de la serie SM se esquematizan en la Ilustración 8. En el panel SM1, la flexión pura fuera del plano se indujo mediante la aplicación de giros controlados en los bordes del elemento. Para los paneles SM2 y SM4, el régimen de carga combinada se estableció aplicando giros en los bordes en conjunto con fuerzas distribuidas de membrana, configuradas como compresión uniforme en la dirección Y y tracción en la dirección X. Finalmente, en el panel SM3, se impusieron giros tanto en los bordes horizontales como en los verticales para replicar el estado de esfuerzos de flexión biaxial fuera del plano.

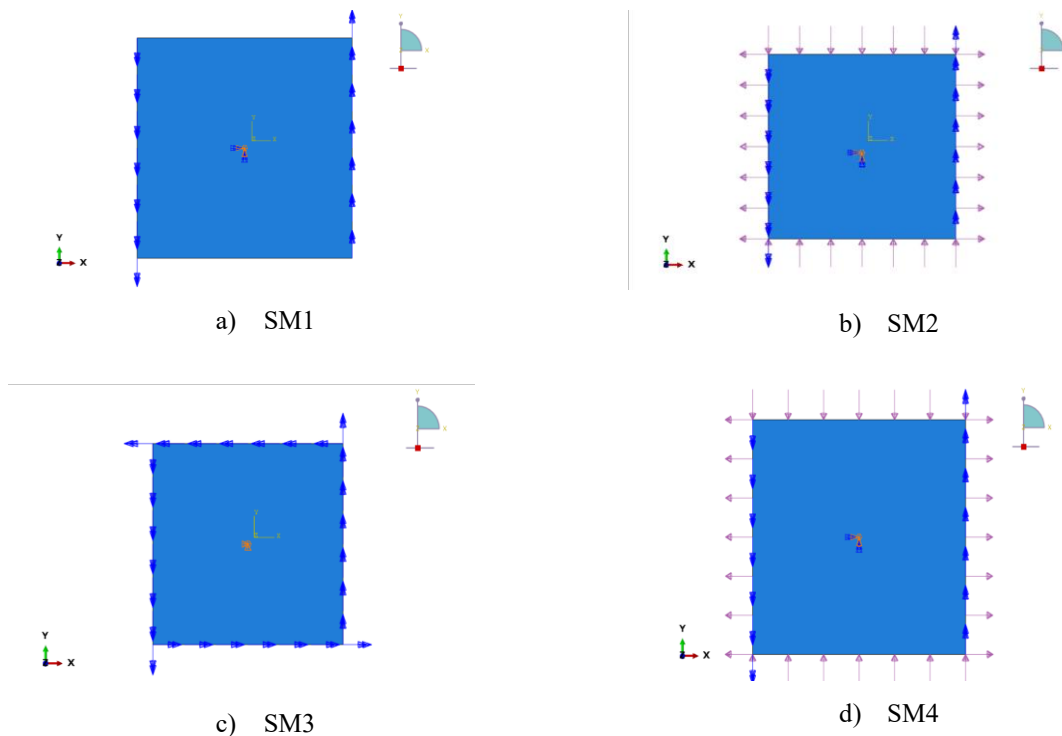
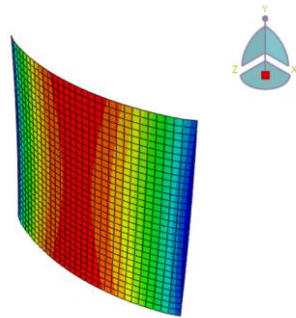


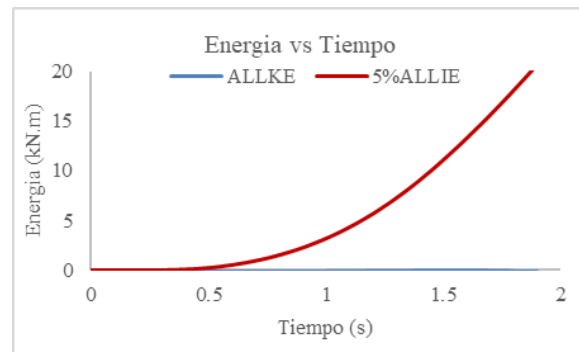
Ilustración 8 Condiciones de frontera y aplicación de cargas – serie SM

4.1.3. Convergencia y Control Cuasi-Estático

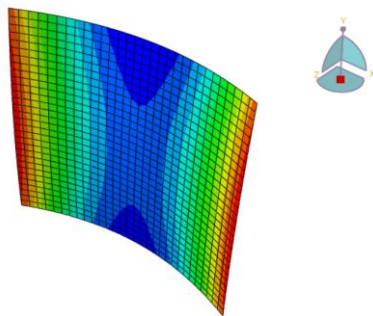
Dado que los ensayos experimentales corresponden a procesos de carga estáticos lentos, la simulación explícita requiere un escalamiento del tiempo controlado para no introducir efectos dinámicos artificiales. Las cargas se aplican progresivamente mediante un paso de amplitud suavizada (Smooth Step). Para validar numéricamente que la respuesta analítica se mantiene en un régimen cuasi-estático, se evalúa el balance energético del modelo propuesto por Genikomsou y Polak (2015). Se verifica que la energía cinética global de la estructura (ALLKE) no supere el 5% de la energía interna de deformación (ALLIE) durante la historia de carga. el cumplimiento de este límite confirma que las fuerzas de inercia son mecánicamente irrelevantes frente a la resistencia estructural del panel. En la ilustración 9, se observan los paneles deformados por las cargas y su verificación del criterio de convergencia.



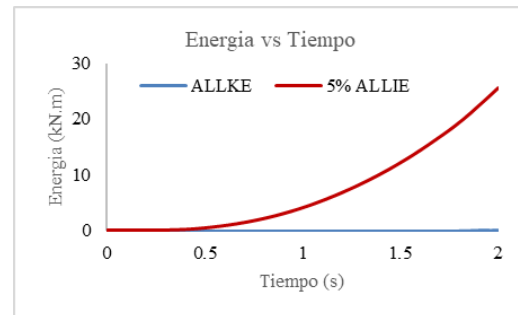
a) Condición deformada con malla de 50x50mm - SM1



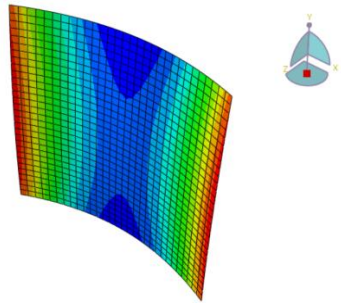
a.1) Verificación de convergencia – SM1



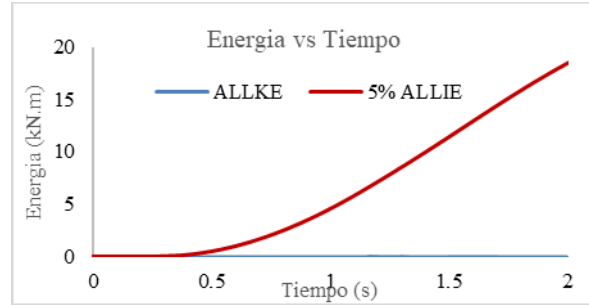
b) Condición deformada con malla de 50x50mm – SM2



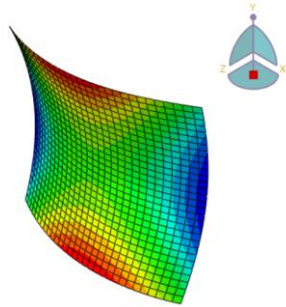
b.1) Verificación de convergencia – SM2



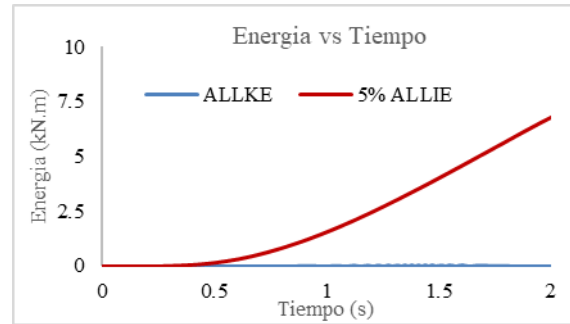
c) Condición deformada con malla de 50x50mm – SM3



c.1) Verificación de convergencia – SM3



d) Condición deformada con malla de 50x50mm – SM4



d.1) Verificación de convergencia – SM4

Ilustración 9 Condición deformada y verificación de convergencia - SM

4.2. Modelación y calibración de paneles serie SE

Los paneles de la serie SE fueron ensayados originalmente por Vecchio y Collins (1982, 1986) con el objetivo de investigar la respuesta estructural ante esfuerzos de cortante en el plano y su interacción combinada con fuerzas axiales y momentos flectores fuera del plano. Para esta tesis, se seleccionaron los especímenes SE1, SE3 y SE4. Todos los paneles presentan una geometría cuadrada con dimensiones de 1500 x 1500 mm y un espesor de 285 mm. El refuerzo longitudinal (dirección-x) consiste en dos capas de barras 20M a 72mm (20M@72mm), lo que representa una cuantía de refuerzo del 1.465% por cada cara. Por otro lado, el refuerzo transversal (dirección-y) está compuesto por barras 10M a 72mm (10M@72mm), resultando en una cuantía de 0.489% por cada cara. Esta marcada asimetría en el refuerzo es fundamental para evaluar la capacidad del modelo de capturar la redistribución de esfuerzos una vez que se alcanza la fluencia del acero más débil. La Tabla 2. resume los detalles constitutivos de los materiales empleados para reproducir las curvas numéricas calibradas para esta serie.

Las condiciones de carga de la serie SE se esquematizan en la Ilustración 10. El panel SE1 se sometió a un estado de cortante puro en el plano ($m_x/n_{xy} = 0$), alcanzando una capacidad máxima de esfuerzo cortante de 1927 kN/m. Por su parte, el panel SE3 se ensayó a flexión pura en la

dirección X, registrando una capacidad máxima de momento flector de 547 kN-m/m. Finalmente, el panel SE4 se sometió a una acción combinada de esfuerzo cortante en el plano y momento flector bajo una relación de carga constante ($m_X/n_{XY} = 0.50m$), alcanzando un esfuerzo cortante máximo de 961 kN/m simultáneo a un momento flector de 481 kN-m/m.

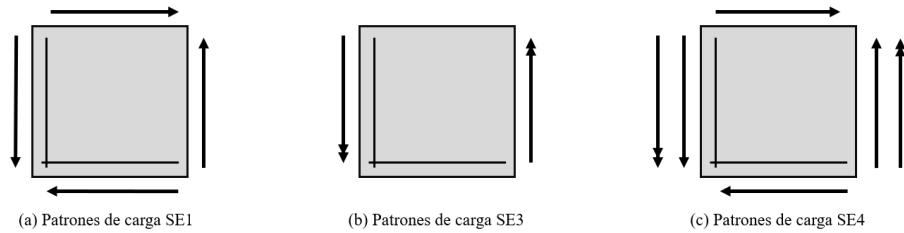


Ilustración 10 Patrones de carga para paneles serie SE

4.2.1. Configuración de materiales

Para representar el comportamiento inelástico del concreto bajo estados esfuerzos combinados, al igual que en la serie SM se implementó el modelo de Daño Plástico del Concreto (CDP). En las ilustraciones 11,12 y 13 se resumen las curvas del comportamiento no lineal para el concreto a compresión, tensión y el acero.

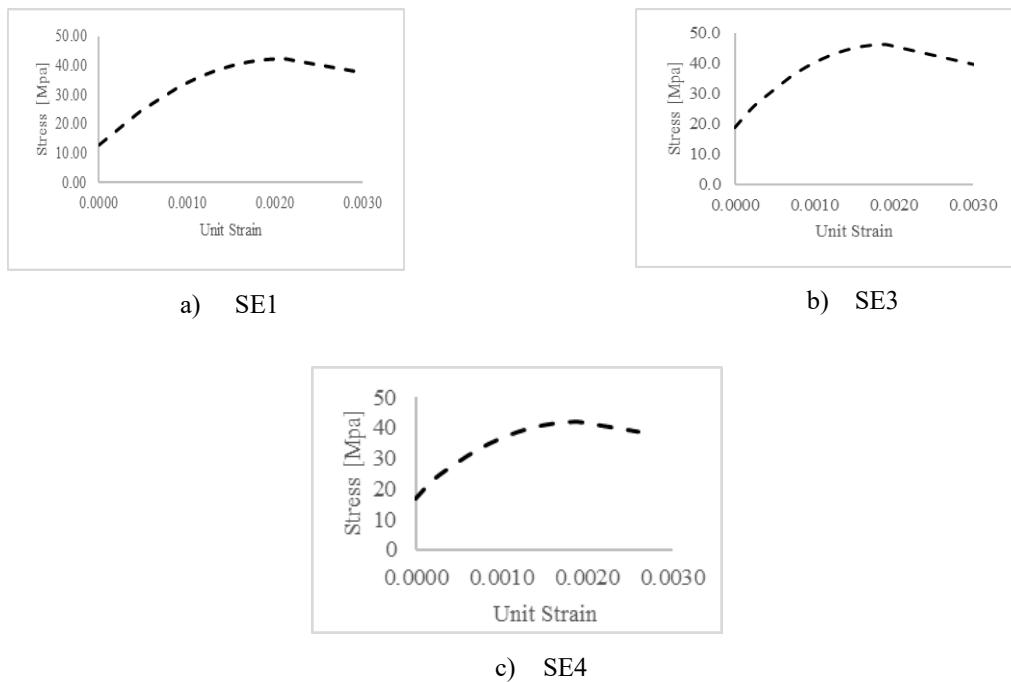
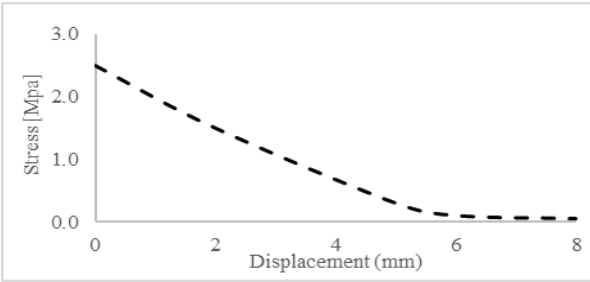
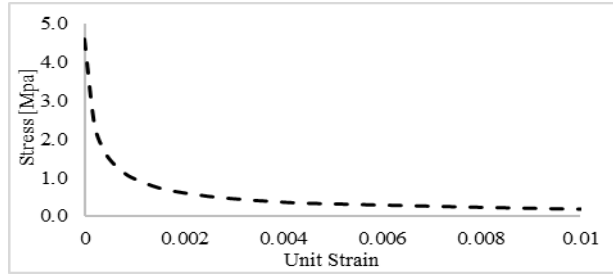


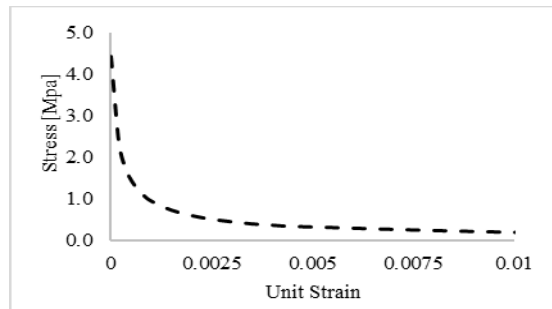
Ilustración 11 Curvas esfuerzo – deformación a compresión del concreto – serie SE



a) SE1

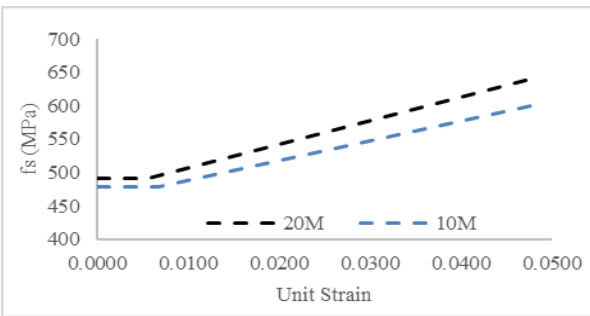


b) SE3

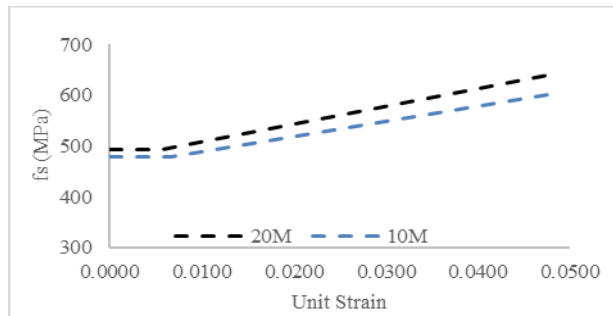


c) SE4

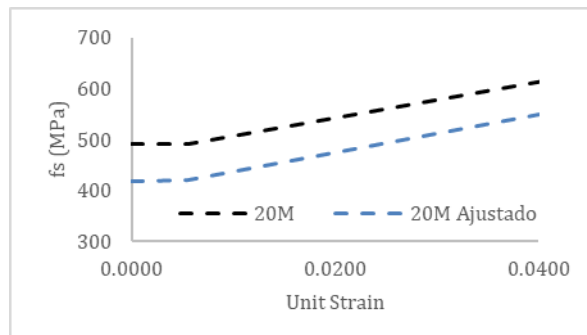
Ilustración 12 Curvas esfuerzo – deformación a tensión del concreto – serie SE



a) SE1



b) SE3



c) SE4

Ilustración 13 Curvas esfuerzo – deformación acero – serie SE

Para la configuración de los modelos numéricos de la serie SE, las propiedades constitutivas iniciales de los materiales se tomaron de los reportes de los ensayos experimentales. Sin embargo, los datos implementados en los elementos bidimensionales compuestos por capas corresponden a los parámetros calibrados para que las curvas de capacidad numéricas representen adecuadamente la respuesta observada en el laboratorio.

En relación con el concreto, la resistencia máxima a compresión (f_{co}) calibrada presenta valores cercanos entre los especímenes: el panel SE3 registra la mayor capacidad con 46.10 MPa, seguido por los paneles SE1 y SE4, los cuales presentan valores de 42.50 MPa y 42.20 MPa, respectivamente. Respecto al acero de refuerzo, la capacidad de fluencia difiere según el espécimen evaluado. Los paneles SE1 y SE3 están provistos de una armadura con un esfuerzo de fluencia de 492.0 MPa, el cual es uniforme en ambas direcciones ortogonales. Por su parte, el espécimen SE4 emplea un acero con límites de fluencia menores y diferenciados por dirección, registrando 418.0 MPa en la dirección X y 407.0 MPa en la dirección Y.

La totalidad de los parámetros elásticos, las propiedades inelásticas a tensión y las variables de calibración del modelo de Daño Plástico del Concreto (CDP) se encuentran consolidadas en la **Tabla 2** para su revisión detallada.

Tabla 2 Datos para modelos constitutivos paneles serie SE

Concreto en compresión	SE1	SE3	SE4
Módulo de Elasticidad (MPa)	30640	31200	30500
Coefficiente de Poisson	0.18	0.18	0.18
Esfuerzo Elástico f_{ce} (MPa)	12.97	18.85	16.6
Deformación elástica e_{ce} (mm/m)	0.42	0.58	0.55
Esfuerzo máximo f_{co} (MPa)	42.50	46.10	42.2
Deformación máxima e_{co} (mm/m)	2.5	2.50	2.5
Esfuerzo ultimo f_{cu} (MPa)	34.50	38.40	33.27
Deformación ultima e_{cu} (mm/m)	4.0	3.80	4.4
Concreto en tensión			
Esfuerzo en tensión (MPa)	4.46	4.61	4.43
Deformación elástica a tensión (mm/m)	0.15	0.15	0.15
Deformación ultima a tensión (mm/m)	140.0	140.0	140.0
Modelo CDP			
Angulo de dilatación	31	31	10

Excentricidad	0.1	0.1	0.1
Coefficiente f_{b0}/f_{c0}	1.16	1.16	1.05
K	0.667	0.667	0.667
Parámetro de viscosidad	0.005	0.005	0.005
Refuerzo – Dirección X			
Módulo de Elasticidad (MPa)	200000	200000	200000
Esfuerzo de fluencia (MPa)	492	492	418
Deformación endurecimiento (mm/m)	8.0	8.0	8.0
Esfuerzo ultimo (MPa)	640	640	570
Deformación rotura (mm/m)	45.0	45.0	45.0
Refuerzo – Dirección Y			
Módulo de Elasticidad (MPa)	200000	200000	200000
Esfuerzo de fluencia (MPa)	492	492	407
Deformación endurecimiento (mm/m)	8.0	8.0	8.0
Esfuerzo ultimo (MPa)	640	640	534
Deformación rotura (mm/m)	45.0	45.0	45.0

4.2.2. Condiciones de Frontera y Aplicación de Cargas

La aplicación de las cargas y las condiciones de borde específicas para la serie SE se estructuraron según el tipo de sollicitación de cada espécimen, tal como se muestra en la Ilustración 14. En el panel SE1, correspondiente a cortante puro en el plano, se restringió el desplazamiento fuera del plano ($U_3=0$) en todos los bordes perimetrales para evitar deformaciones por flexión. El estado de esfuerzos tangenciales se indujo mediante control por desplazamientos aplicados de forma tangencial en los bordes del panel. Para el panel SE3, al tratarse de flexión pura, se empleó la misma configuración del espécimen SM1, aplicando giros controlados en los bordes del elemento. Finalmente, en el panel SE4, sometido a la acción combinada de cortante y flexión, se restringieron únicamente los desplazamientos en el nodo central del espécimen. La demanda compuesta se introdujo en los bordes aplicando desplazamientos tangenciales para generar el esfuerzo cortante y giros perimetrales para desarrollar el momento flector.

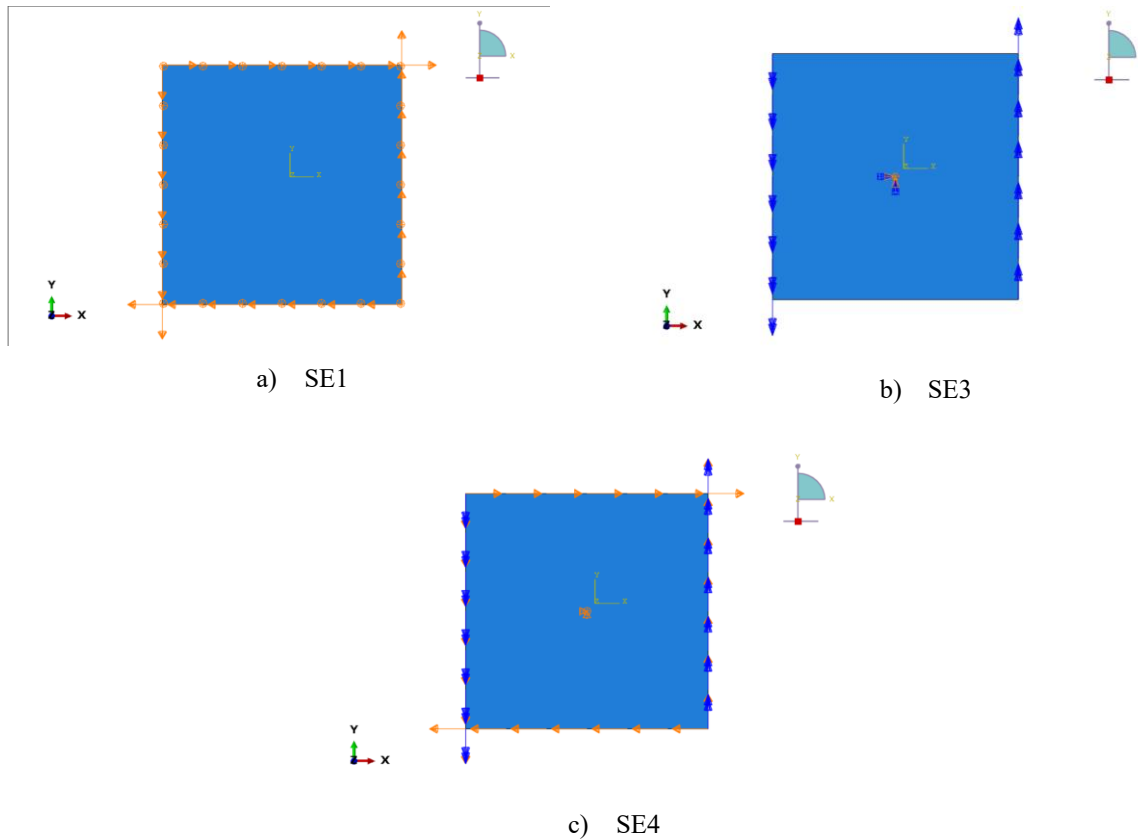
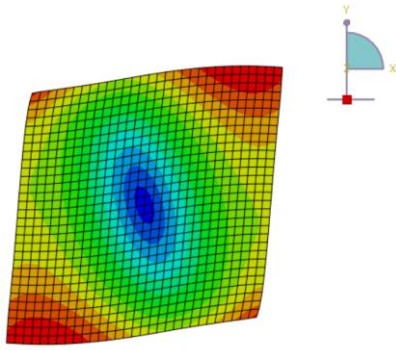


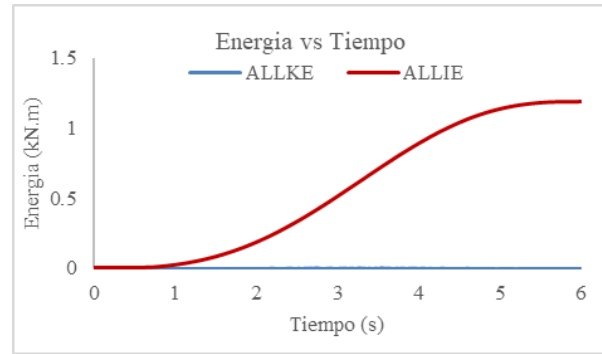
Ilustración 14 Condiciones de frontera y aplicación de cargas – serie SE

4.2.3. Convergencia y Control Cuasi-Estático

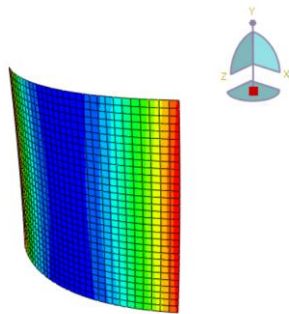
Dado que los ensayos experimentales corresponden a procesos de carga estáticos lentos, la simulación explícita requiere un escalamiento del tiempo controlado para no introducir efectos dinámicos artificiales. Las cargas se aplican progresivamente mediante un paso de amplitud suavizada (Smooth Step). Para validar numéricamente que la respuesta analítica se mantiene en un régimen cuasi-estático, se evalúa el balance energético del modelo propuesto por Genikomsou y Polak (2015). Se verifica que la energía cinética global de la estructura (ALLKE) no supere el 5% de la energía interna de deformación (ALLIE) durante la historia de carga. el cumplimiento de este límite confirma que las fuerzas de inercia son mecánicamente irrelevantes frente a la resistencia estructural del panel. En la ilustración 15, se observan los paneles deformados por las cargas y su verificación del criterio de convergencia.



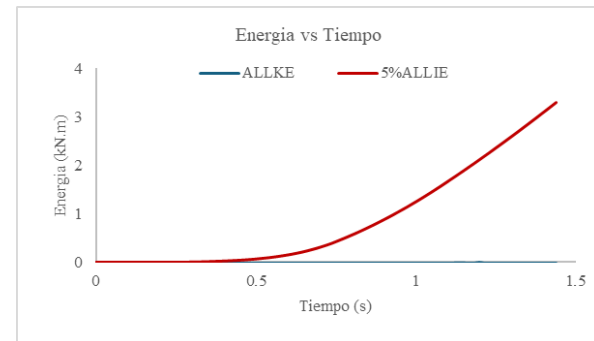
a) Condición deformada con malla de 50x50mm - SE1



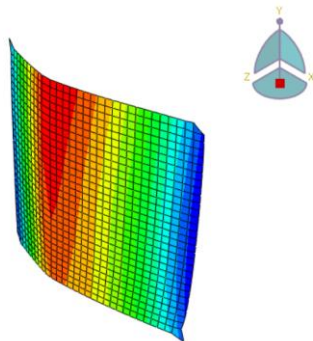
a.1) Verificación de convergencia – SE1



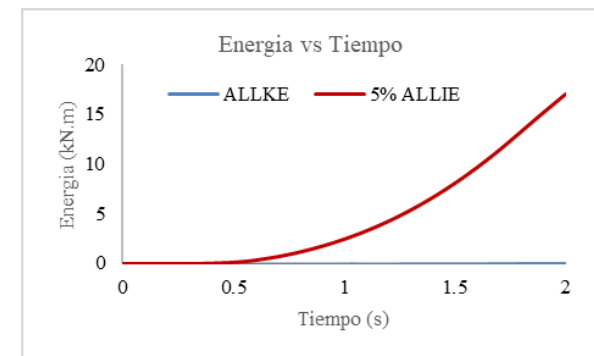
b) Condición deformada con malla de 50x50mm – SE3



b.1) Verificación de convergencia – SE3



c) Condición deformada con malla de 50x50mm – SE4



c.1) Verificación de convergencia – SE4

Ilustración 15 Condición deformada y verificación de convergencia - SE

4.3. Modelación y calibración de paneles serie PV

Los paneles de la serie PV fueron ensayados originalmente por Bhide y Collins (1987) con el objetivo de investigar la respuesta estructural ante esfuerzos de cortante en el plano y su interacción combinada con fuerzas axiales y tensiones normales. Para esta tesis, se seleccionaron los especímenes PV23 y PV28, los cuales permiten validar el modelo numérico de elementos finitos utilizando Layered Composite Shell (LCS) bajo estados de distorsión angular, compresión diagonal y deslizamiento a través de las fisuras. Todos los paneles presentan una geometría

cuadrada con dimensiones de 890 x 890 mm y un espesor de 70 mm. El refuerzo longitudinal (dirección-X y Y) consiste en dos capas de barras #2 a 50mm (#2@50mm).

Las condiciones de carga de la serie PV se esquematizan en la Ilustración 16. El panel PV23 se sometió a cortante puro en el plano combinado con esfuerzos normales biaxiales simétricos de tracción y compresión, alcanzando una capacidad máxima de cortante de 511 kN/m. Por su parte, el panel PV28 se ensayó bajo un estado de carga asimétrico que combinó esfuerzo cortante en el plano y tensiones normales, registrando un cortante máximo de 406 kN/m simultáneo a un esfuerzo.

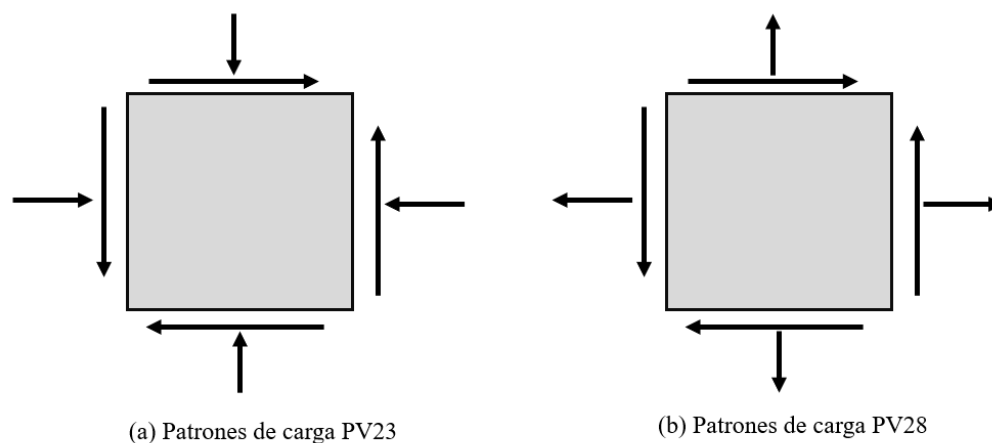
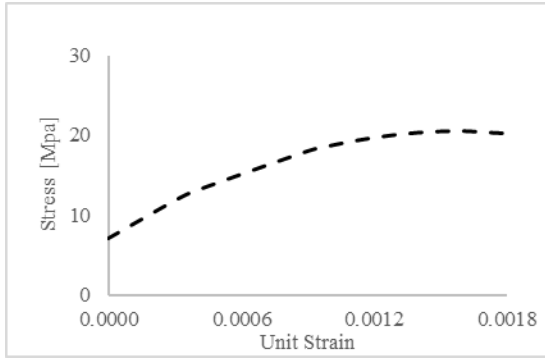


Ilustración 16 Patrones de carga para paneles serie PV

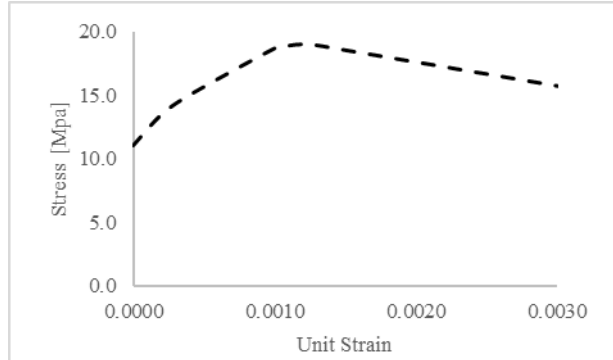
4.3.1. Condiciones de Frontera y Aplicación de Cargas

Para la simulación del comportamiento constitutivo del concreto, se implementó el modelo de agrietamiento distribuido *Concrete Smeared Cracking (CSC)*. La respuesta a compresión se definió mediante la relación teórica de Kent y Park (1971), el comportamiento a tracción se modeló utilizando una curva de ablandamiento exponencial *tension stiffening* controlada por la energía de fractura y el acero de refuerzo se introdujo asumiendo un comportamiento elasto-plástico con endurecimiento por deformación, se modela como capas en la sección mediante la herramienta *Rebar Layers* bajo la asunción de adherencia perfecta.

En las ilustraciones 17, 18 y 19 se resumen las curvas del comportamiento no lineal para el concreto a compresión, tensión y el acero.

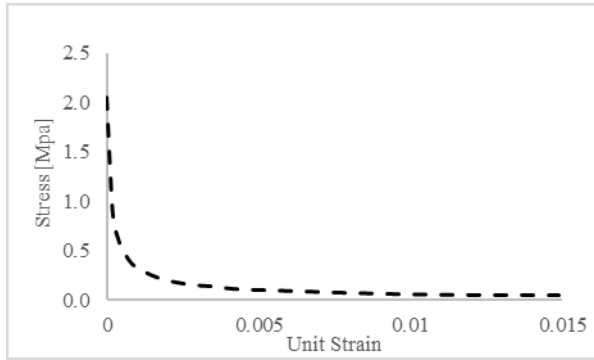


a) PV23

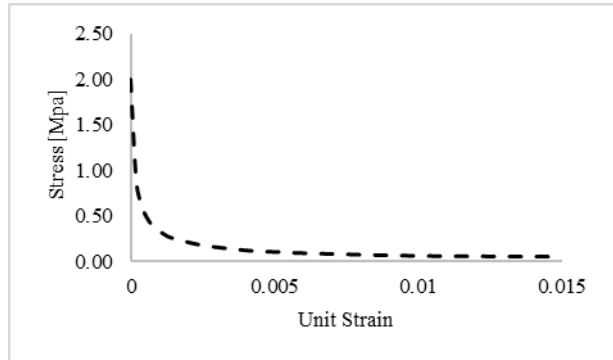


b) PV28

Ilustración 17 Curvas esfuerzo – deformación a compresión del concreto – serie PV

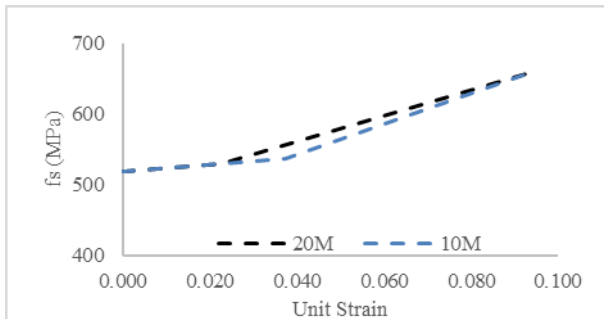


a) PV23

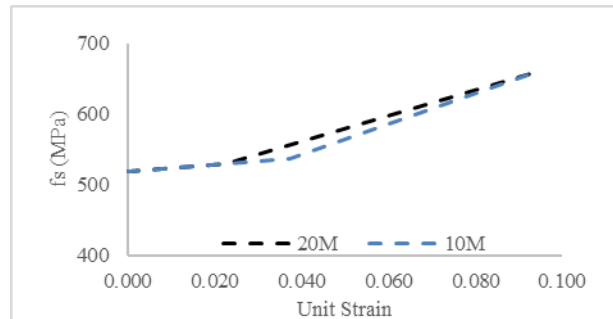


b) PV28

Ilustración 18 Curvas esfuerzo – deformación a tensión del concreto – serie PV



a) PV23



b) PV28

Ilustración 19 Curvas esfuerzo – deformación acero – serie PV

Para la configuración de los modelos numéricos de la serie PV, las propiedades constitutivas iniciales de los materiales se tomaron de los reportes de los ensayos experimentales. Sin embargo, los datos implementados en los elementos bidimensionales compuestos por capas corresponden a

los parámetros calibrados para que las curvas de capacidad numéricas representen adecuadamente la respuesta observada en el laboratorio.

En relación con el concreto, la resistencia máxima a compresión (f_{co}) calibrada presenta valores similares entre ambos especímenes: el panel PV23 presenta una capacidad de 20.5 MPa, mientras que el panel PV28 registra un valor de 19.0 MPa. Respecto al acero de refuerzo, la capacidad de fluencia difiere ligeramente según el espécimen y la dirección ortogonal evaluada. El panel PV23 está provisto de una armadura con un esfuerzo de fluencia uniforme de 518.0 MPa en ambas direcciones. Por su parte, el espécimen PV28 emplea un acero con límites de fluencia diferenciados, registrando 483.0 MPa en la dirección X y 518.0 MPa en la dirección Y, además de presentar un módulo de elasticidad inferior (185000 MPa) respecto a su contraparte.

La totalidad de los parámetros elásticos, las propiedades inelásticas a tensión y las relaciones de calibración empleadas para la formulación del modelo de Fisuración Distribuida del Concreto (CSC / SMC) se encuentran consolidadas en la **Tabla 3** para su revisión detallada.

Tabla 3 Datos para modelos constitutivos paneles serie SE

Concreto en compresión	PV23	PV28
Módulo de Elasticidad (MPa)	21280	20000
Coefficiente de Poisson	0.18	0.18
Esfuerzo Elástico fce (MPa)	7.13	11.0
Deformación elástica ece (mm/m)	0.40	0.65
Esfuerzo máximo fco (MPa)	20.5	19.0
Deformación máxima eco (mm/m)	2.5	1.85
Esfuerzo ultimo fcu (MPa)	17.70	14.96
Deformación ultima ecu (mm/m)	4.0	4.0
Concreto en tensión		
Esfuerzo en tensión (MPa)	2.05	1.99
Deformación elástica a tensión (mm/m)	0.15	0.15
Deformación ultima a tensión (mm/m)	140.0	140.0
Modelo SMC		
Ratio 1	1.16	1.16
Ratio 2	0.044	0.113
Ratio 3	1.28	1.28
Ratio 4	0.333	0.333

Refuerzo – Dirección X		
Módulo de Elasticidad (MPa)	200000	185000
Esfuerzo de fluencia (MPa)	518	483
Deformación endurecimiento (mm/m)	2.5	2.5
Esfuerzo ultimo (MPa)	660	483
Deformación rotura (mm/m)	95.0	150.0
Refuerzo – Dirección Y		
Módulo de Elasticidad (MPa)	200000	185000
Esfuerzo de fluencia (MPa)	518	518.0
Deformación endurecimiento (mm/m)	2.5	8.0
Esfuerzo ultimo (MPa)	660	518
Deformación rotura (mm/m)	95.0	150.0

4.3.2. Condiciones de Frontera y Aplicación de Cargas

La aplicación de las cargas y las condiciones de borde específicas para la serie PV se esquematizan en la Ilustración 20. En los paneles PV23 y PV28, la configuración espacial requirió la restricción de las rotaciones en los bordes laterales del modelo.

Para replicar el estado de esfuerzos combinados en el plano, las solicitaciones de cortante y carga axial se introdujeron mediante el control por fuerzas aplicadas directamente en los bordes perimetrales. Esta configuración de carga controlada por fuerza permite mantener y gobernar de forma estricta la relación de proporcionalidad entre la carga axial y el esfuerzo cortante, garantizando que la simulación numérica reproduzca con exactitud la trayectoria de carga del ensayo experimental original.

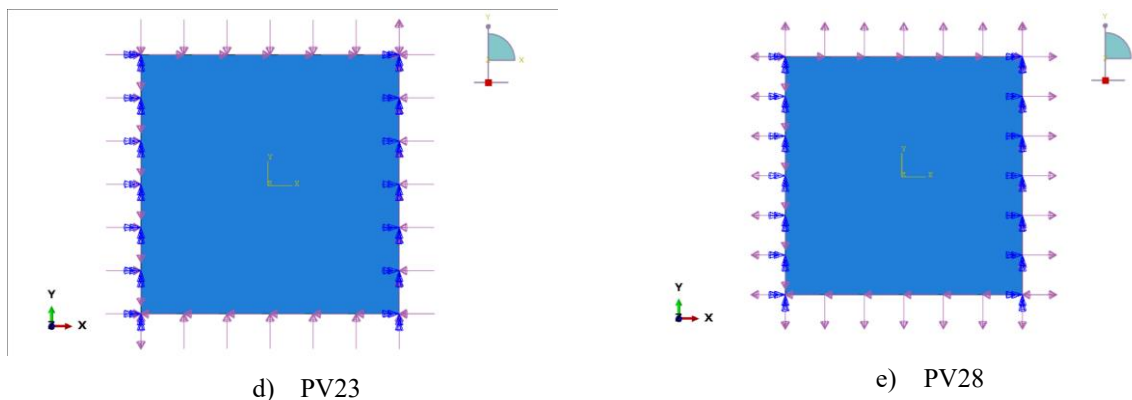


Ilustración 20 Condiciones de frontera y aplicación de cargas – serie PV

4.3.3. Convergencia y Control Cuasi-Estático

Dado que los ensayos experimentales corresponden a procesos de carga estáticos lentos, la simulación explícita requiere un escalamiento del tiempo controlado para no introducir efectos dinámicos artificiales. Las cargas se aplican progresivamente mediante un paso de amplitud suavizada (Smooth Step). Para validar numéricamente que la respuesta analítica se mantiene en un régimen cuasi-estático, se evalúa el balance energético del modelo propuesto por Genikomsou y Polak (2015). Se verifica que la energía cinética global de la estructura (ALLKE) no supere el 5% de la energía interna de deformación (ALLIE) durante la historia de carga. el cumplimiento de este límite confirma que las fuerzas de inercia son mecánicamente irrelevantes frente a la resistencia estructural del panel. En la ilustración 21, se observan los paneles deformados por las cargas y su verificación del criterio de convergencia.

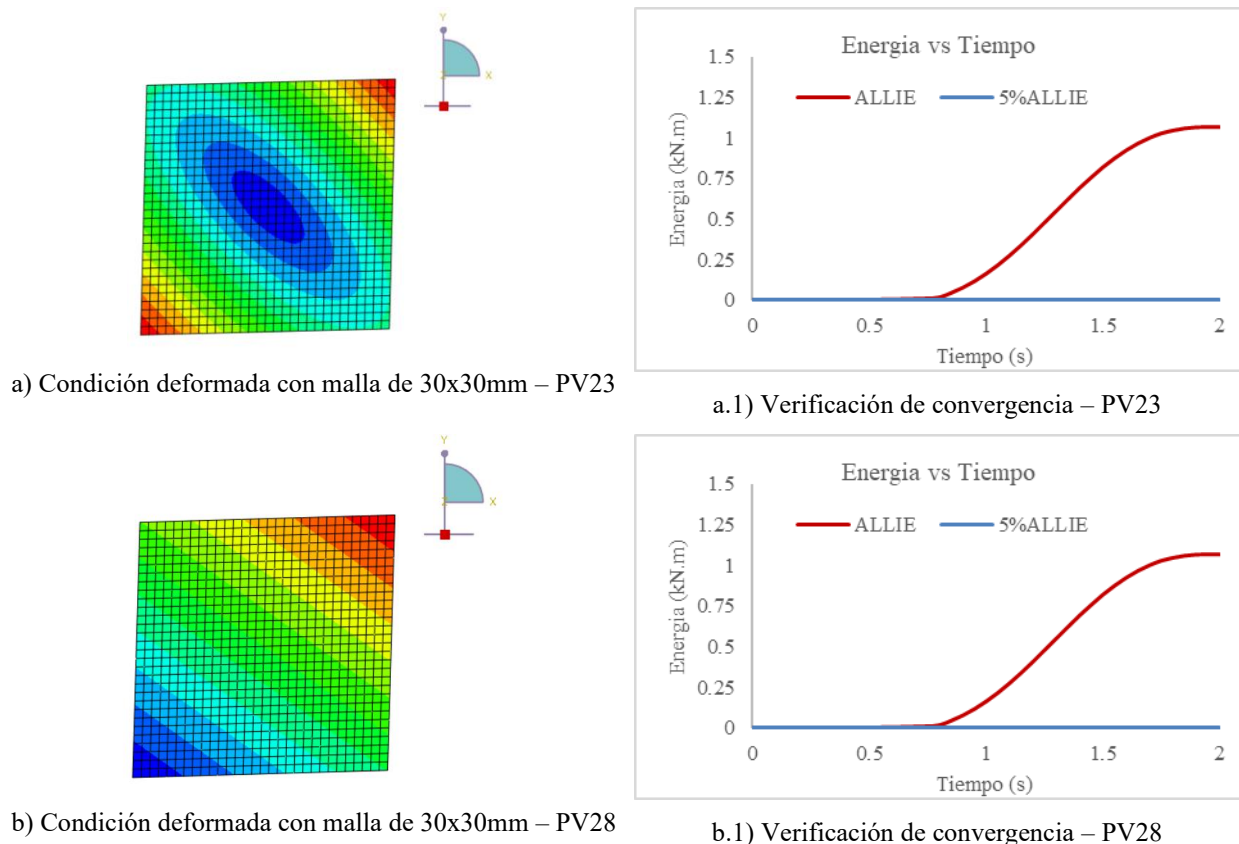


Ilustración 21 Condición deformada y verificación de convergencia - SE

5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

La validación de los modelos numéricos desarrollados en Abaqus se realiza mediante la comparación directa con los resultados experimentales de los paneles ensayados en la Universidad de Toronto. La evaluación se centra en el análisis de las curvas de capacidad estructural frente a los diferentes estados de esfuerzos correspondientes a las series SM, SE y PV.

Para cada espécimen, se examina la evolución de la capacidad del sistema y se cuantifica el margen de error relativo frente a los datos de laboratorio en tres etapas clave: el límite elástico asociado a la fisuración inicial del concreto, la transición inelástica marcada por el inicio de la fluencia del acero de refuerzo y la capacidad última previo al ablandamiento o colapso estructural.

Para una correcta interpretación de las curvas de capacidad y las tablas de resultados expuestas en este capítulo, es pertinente definir la nomenclatura de las variables mecánicas graficadas. A continuación, se detallan las siglas, sus nombres y el estado de sollicitación física que representan:

M_x = momento flector sobre el eje X, kN-m/m.

M_y = momento flector sobre el eje Y, kN-m/m.

M_{cr} = momento de fisuración, kN-m/m.

M_y = momento de fluencia, kN-m/m.

M_u = momento último, kN-m/m.

N_{xy} = fuerza cortante en el plano por unidad de longitud, kN/m.

$N_{xy,cr}$ = fuerza cortante de fisuración en el plano, kN/m.

$N_{xy,y}$ = fuerza cortante de fluencia en el plano, kN/m.

$N_{xy,u}$ = fuerza cortante última en el plano, kN/m.

ϕ_x = deformación angular o curvatura respecto al eje X, rad/km.

ϕ_y = deformación angular o curvatura respecto al eje Y, rad/km.

ϵ_{xy} = distorsión en el plano, mm/m.

ϵ_x = deformación axial en la dirección X, mm/m.

ϵ_y = deformación axial en la dirección Y, mm/m.

Δ = desplazamiento de un nodo del panel, mm.

5.1. Paneles SM

5.1.1. Panel SM1

La Ilustración 22, en conjunto con la Tabla 4, presenta la comparación entre las curvas de momento–desplazamiento obtenidas experimentalmente y las simuladas numéricamente para el panel SM1 sometido a flexión pura fuera del plano. En términos generales, el modelo desarrollado mediante elementos LCS logró reproducir adecuadamente la respuesta estructural global del panel, capturando con precisión la rigidez inicial, la transición hacia el régimen inelástico y la capacidad máxima resistente.

En el rango elástico, el momento de fisuración experimental (M_{cr}) fue de 57.47 kN-m/m asociado a un desplazamiento de 0.17 mm, mientras que la simulación numérica registró este estado a 58.02 kN-m/m y 0.17 mm de desplazamiento. Los errores obtenidos, inferiores al 1% en resistencia y cercanos al 2.4% en desplazamiento, evidencian que la configuración elástica de los materiales y la rigidez inicial del elemento fueron representadas adecuadamente. Esto indica que el modelo constitutivo implementado en Abaqus reproduce de manera consistente la etapa previa al agrietamiento y la respuesta dominada principalmente por el comportamiento elástico del concreto.

En la transición hacia el régimen inelástico, el panel alcanzó experimentalmente la fluencia del refuerzo (M_y) a un momento de 398.9 kN-m/m con un desplazamiento de 3.67 mm. Por su parte, el modelo numérico predijo este estado a 397.18 kN-m/m y 3.47 mm. Los errores obtenidos, de 0.43% en capacidad y 5.39% en desplazamiento, muestran que el modelo logró representar adecuadamente la degradación progresiva de rigidez asociada al agrietamiento del concreto y la redistribución de esfuerzos hacia las capas de acero de refuerzo. Asimismo, la similitud entre ambas respuestas sugiere que la estrategia de modelación mediante elementos LCS es capaz de capturar de forma adecuada la interacción entre flexión fuera del plano y comportamiento no lineal del material.

Respecto a la capacidad última, el ensayo experimental registró un momento máximo (M_u) de 459.24 kN-m/m asociado a un desplazamiento de 24.00 mm, mientras que la simulación alcanzó un valor de 450.49 kN-m/m con un desplazamiento de 23.29 mm. Los errores de 1.91% en resistencia y 2.94% en desplazamiento indican una alta correlación entre la respuesta experimental y numérica. Además de reproducir adecuadamente la capacidad máxima del panel, el modelo numérico logró representar la evolución global de la rama postfluencia sin evidenciar pérdidas abruptas de estabilidad numérica durante el análisis.

Tabla 4 Resultados del panel SM1

Resultados Panel SM1							
Etapa		Exp		Num		Error	
		M_x [kN-m/m]	Δx [mm]	M_x [kN-m/m]	Δx [mm]	M_x	Δx
Fisuración	M_{cr}	57.47	0.17	58.02	0.17	0.96%	2.41%
Fluencia	M_y	398.90	3.67	397.18	3.47	0.43%	5.39%
Capacidad Última	M_u	459.24	24.00	450.49	23.3	1.91%	2.94%

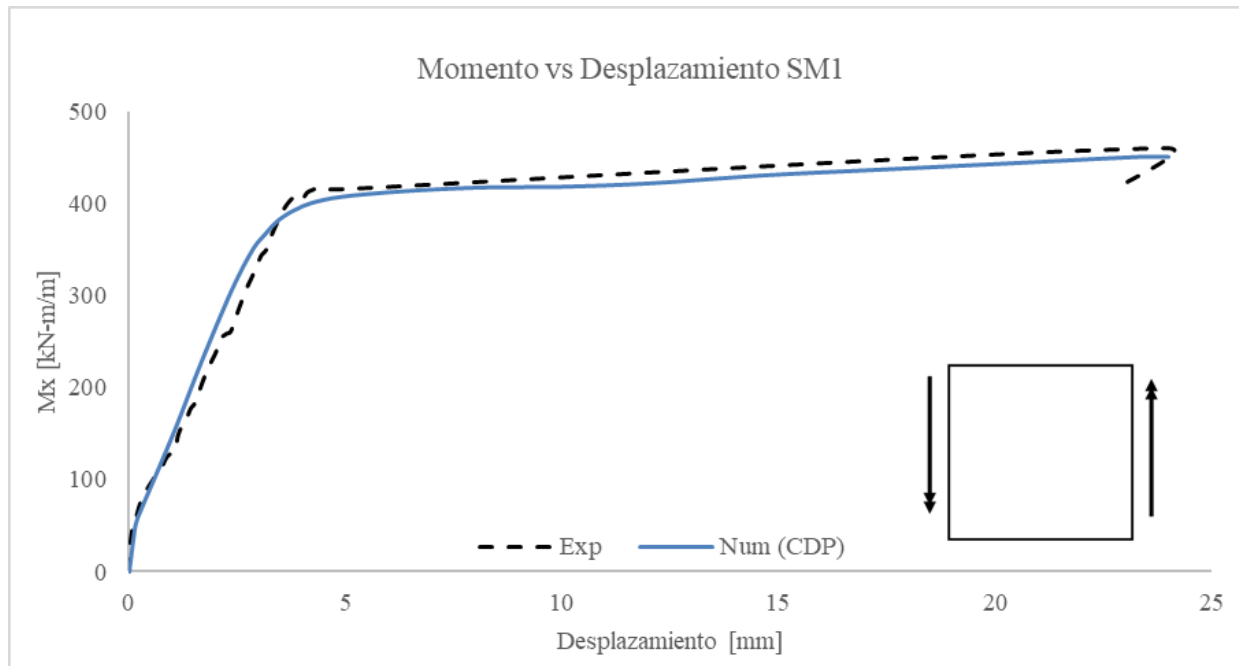


Ilustración 22 Curva de momento vs. Desplazamiento - panel SM1

5.1.2. Panel SM2

La Ilustración 23, en conjunto con la Tabla 5, presenta la comparación entre las curvas de momento–desplazamiento experimentales y numéricas correspondientes al panel SM2, sometido a flexión fuera del plano combinada con fuerzas axiales de compresión y tracción. En términos generales, el modelo desarrollado mediante elementos LCS logró representar de manera adecuada la respuesta estructural global del panel bajo un estado combinado de sollicitación, reproduciendo satisfactoriamente la rigidez inicial, la evolución inelástica y la capacidad resistente máxima.

En el rango elástico, el momento de fisuración experimental (M_{cr}) fue de 98.43 kN-m/m asociado a un desplazamiento de 0.23 mm, mientras que la simulación numérica registró este estado a 102.11 kN-m/m con un desplazamiento de 0.22 mm. Los errores obtenidos, de 3.74% en resistencia y 3.49% en desplazamiento, indican que el modelo representa adecuadamente la rigidez inicial del panel y la respuesta previa al agrietamiento. La ligera sobreestimación del momento de fisuración por parte del modelo numérico puede atribuirse a la idealización continua del concreto implementada en el modelo CDP, la cual tiende a distribuir el inicio del daño sobre el elemento en lugar de representar la formación localizada de fisuras observada experimentalmente.

Durante la transición hacia el régimen inelástico, el panel alcanzó experimentalmente la fluencia del refuerzo (M_y) a un momento de 337.85 kN-m/m con un desplazamiento de 3.47 mm. Por su parte, el modelo numérico predijo este estado a 353.52 kN-m/m y 3.42 mm. Los errores obtenidos, de 4.64% en momento y 1.41% en desplazamiento, evidencian una adecuada representación de la degradación progresiva de rigidez y de la redistribución interna de esfuerzos generada por la interacción entre flexión y carga axial. La proximidad entre ambas curvas sugiere que la formulación LCS es capaz de capturar de forma consistente el efecto estabilizador que ejercen las fuerzas axiales sobre la capacidad flexional del panel.

En cuanto a la capacidad última, el ensayo experimental registró un momento máximo (M_u) de 411.58 kN-m/m asociado a un desplazamiento de 50.68 mm, mientras que el modelo numérico alcanzó una resistencia máxima de 392.67 kN-m/m con un desplazamiento de 51.61 mm. Los errores de 4.60% en capacidad y 1.84% en desplazamiento indican una alta correlación entre la respuesta experimental y la simulación numérica, especialmente considerando el comportamiento altamente no lineal asociado a estados combinados de flexocompresión. Aunque el modelo

presentó una ligera subestimación de la resistencia máxima, logró reproducir adecuadamente la evolución global de la curva y la capacidad de deformación del panel antes de alcanzar el colapso.

Tabla 5 Resultados del panel SM2

Resultados Panel SM2							
Etapas		Exp		Num		Error	
		Mx [kN-m/m]	Δx [mm]	Mx [kN-m/m]	Δx [mm]	Mx	Δx
Fisuración	M_{cr}	98.43	0.23	102.11	0.22	3.74%	3.49%
Fluencia	M_y	337.85	3.47	353.52	3.42	4.64%	1.41%
Capacidad Ultima	M_u	411.58	50.68	392.67	51.61	4.60%	1.84%

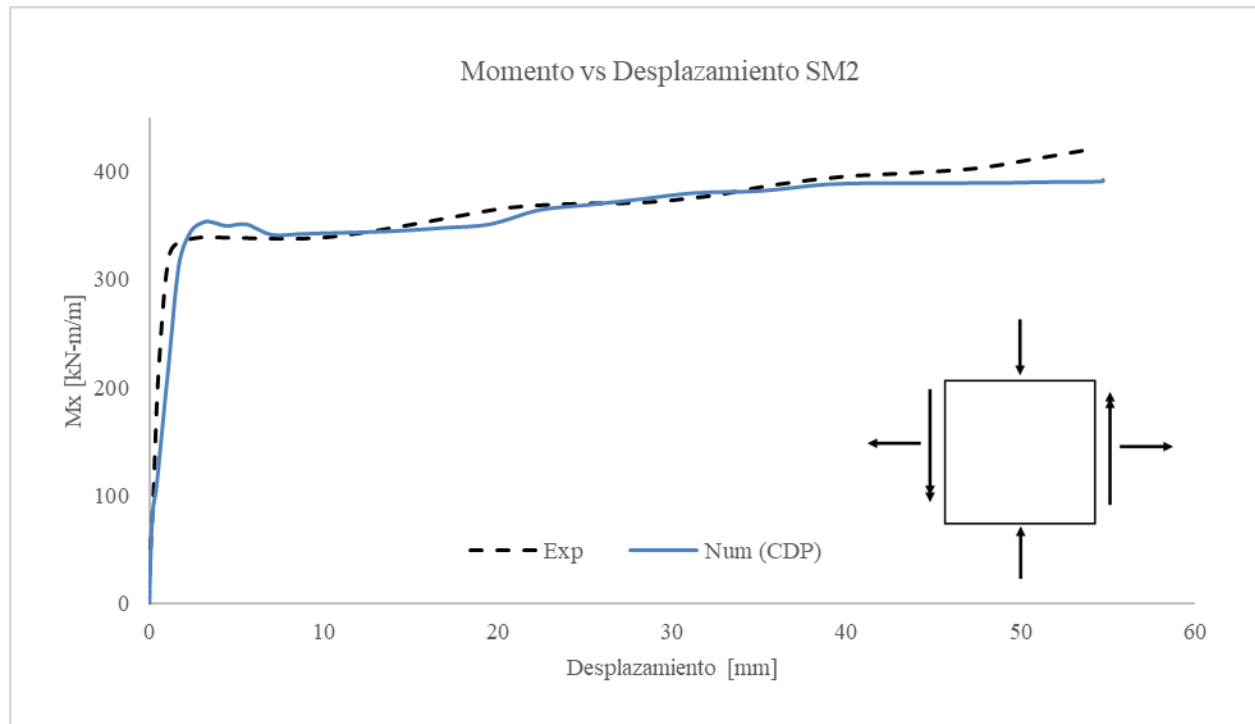


Ilustración 23 Curva de momento vs. Desplazamiento - panel SM2

5.1.3. Panel SM3

La Ilustración 24, en conjunto con la Tabla 6, presenta la comparación entre las curvas de momento–desplazamiento experimentales y numéricas correspondientes al panel SM3 evaluado en el sentido principal X bajo condiciones de flexión biaxial. En términos generales, el modelo desarrollado mediante elementos LCS logró representar adecuadamente la respuesta estructural global del panel, reproduciendo satisfactoriamente tanto la rigidez inicial como la evolución inelástica y la capacidad resistente máxima bajo solicitaciones bidireccionales.

En el rango elástico, el momento de fisuración experimental (M_{cr}) fue de 86.13 kN-m/m asociado a un desplazamiento de 0.29 mm, mientras que la simulación numérica registró este estado a 85.50 kN-m/m y 0.30 mm. Los errores obtenidos, de 0.73% en resistencia y 2.74% en desplazamiento, evidencian una adecuada representación de la rigidez inicial de la sección no fisurada y del comportamiento previo al agrietamiento. La proximidad entre ambas respuestas indica que la formulación constitutiva implementada en Abaqus logra reproducir de manera consistente la distribución inicial de esfuerzos bajo estados combinados de flexión biaxial.

Durante la transición hacia el régimen inelástico, el panel alcanzó experimentalmente la fluencia del refuerzo (M_y) a un momento de 392.32 kN-m/m con un desplazamiento de 3.08 mm, mientras que el modelo numérico predijo este estado a 409.61 kN-m/m y 3.00 mm. Los errores obtenidos, de 4.41% en capacidad y 2.66% en desplazamiento, indican que el modelo representa adecuadamente la degradación progresiva de rigidez y la redistribución interna de esfuerzos generada por la interacción bidireccional de momentos. La ligera sobreestimación de la resistencia por parte del modelo numérico puede atribuirse a la formulación continua del daño implementada en el modelo CDP, la cual tiende a suavizar la localización de fisuras y, en consecuencia, mantener una rigidez residual ligeramente superior a la observada experimentalmente.

Respecto a la capacidad última, el ensayo experimental registró un momento máximo (M_u) de 489.53 kN-m/m asociado a un desplazamiento de 45.00 mm, mientras que la simulación alcanzó una resistencia máxima de 460.92 kN-m/m con un desplazamiento de 45.16 mm. Los errores obtenidos, de 5.84% en resistencia y 0.35% en desplazamiento, muestran una adecuada correlación entre la respuesta experimental y numérica, especialmente en términos de capacidad de deformación. Aunque el modelo subestimó ligeramente la resistencia máxima del panel, logró representar de forma consistente la evolución global de la respuesta estructural hasta el estado último.

Tabla 6 Resultados del panel SM3 – Sentido X

Resultados Panel SM3 - Sentido X							
Etapa		Exp		Num		Error	
		Mx [kN-m/m]	Δx [mm]	Mx [kN-m/m]	Δx [mm]	Mx	Δx
Fisuración	M_{cr}	86.13	0.29	85.50	0.30	0.73%	2.74%
Fluencia	M_y	392.32	3.08	409.61	3.00	4.41%	2.66%
Capacidad Ultima	M_u	489.53	45.00	460.92	45.16	5.84%	0.35%

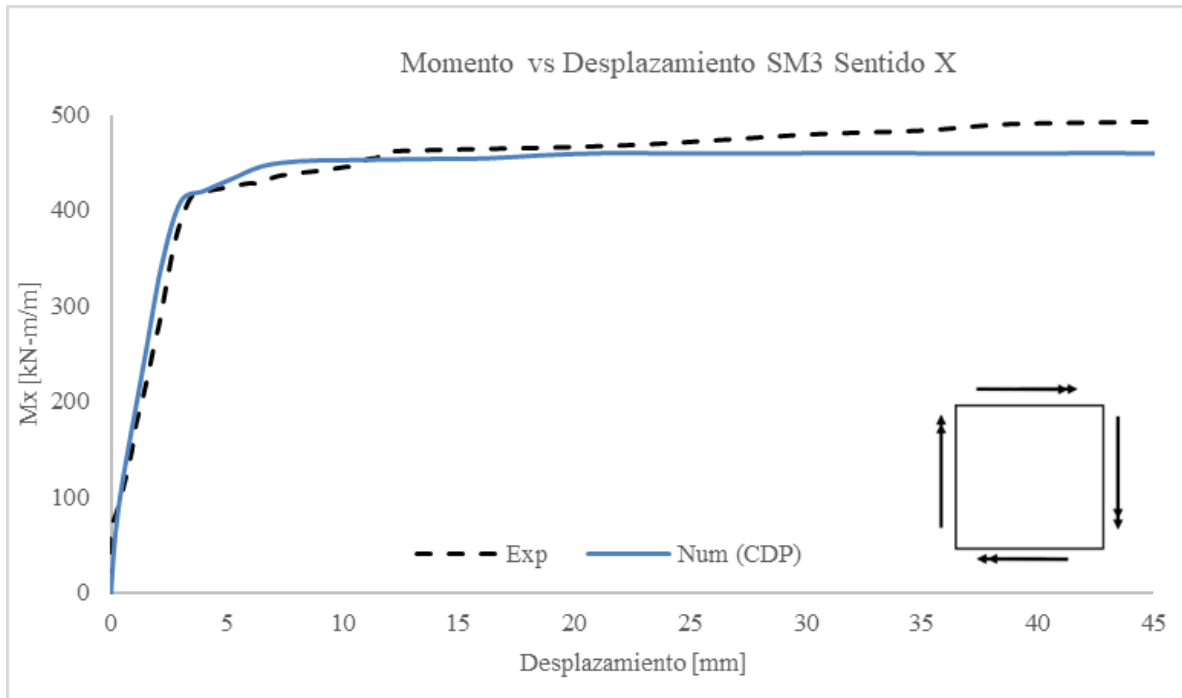


Ilustración 24 Momento vs. Desplazamiento - panel SM3, Sentido X

La Ilustración 25, en conjunto con la Tabla 7, presenta la comparación entre las curvas de momento–desplazamiento experimentales y numéricas correspondientes al panel SM3 evaluado en el sentido ortogonal Y bajo condiciones de flexión biaxial. En comparación con la respuesta obtenida en el sentido principal X, la simulación numérica presentó mayores diferencias durante las etapas iniciales e intermedias de la respuesta estructural. No obstante, el modelo logró reproducir adecuadamente la capacidad resistente final y la evolución global del comportamiento no lineal del panel.

En el rango elástico, el momento de fisuración experimental (M_{cr}) fue de 70.79 kN-m/m asociado a un desplazamiento de 0.55 mm, mientras que la simulación registró este estado a 67.03 kN-m/m y 0.51 mm. Los errores obtenidos, de 5.3% en resistencia y 7.6% en desplazamiento, indican una ligera discrepancia en la representación de la rigidez inicial del panel en la dirección secundaria. Esta diferencia puede atribuirse a la interacción simultánea de esfuerzos en ambas direcciones principales, condición que incrementa la complejidad del estado tensional y amplifica la sensibilidad del modelo frente a variaciones locales de rigidez, distribución del refuerzo y propagación inicial de fisuras.

Durante la transición hacia el régimen inelástico, el panel alcanzó experimentalmente la fluencia del refuerzo (M_y) a un momento de 143.39 kN-m/m con un desplazamiento de 3.73 mm, mientras que el modelo numérico predijo este estado a 155.90 kN-m/m y 3.95 mm. Los errores aumentaron a 8.7% en capacidad y 5.8% en desplazamiento, evidenciando una mayor dificultad del modelo para reproducir la degradación de rigidez bajo flexión biaxial en la dirección ortogonal. Esta diferencia puede asociarse a las limitaciones inherentes de los elementos LCS y del modelo constitutivo utilizado, los cuales asumen adherencia perfecta entre el acero y el concreto. En condiciones de agrietamiento bidireccional, esta hipótesis puede restringir la representación de fenómenos locales como deslizamientos relativos entre materiales, redistribución localizada de esfuerzos y apertura discreta de fisuras.

Finalmente, en la etapa de falla, la capacidad última experimental (M_u) fue de 159.21 kN-m/m asociada a un desplazamiento de 25.00 mm, mientras que la simulación alcanzó una resistencia máxima de 160.49 kN-m/m con un desplazamiento de 24.95 mm. A pesar de las discrepancias observadas en las etapas previas, el error final se redujo significativamente hasta alcanzar valores de 0.8% en resistencia y 0.2% en desplazamiento. Este comportamiento sugiere que, en estados cercanos al colapso, la respuesta estructural del panel pasa a estar dominada principalmente por la fluencia del refuerzo y la capacidad resistente global del sistema, reduciendo la influencia de las diferencias locales asociadas a la representación constitutiva del concreto.

Tabla 7 Resultados de panel SM3 – Sentido Y

Resultados Panel SM3 - Sentido Y							
Etapa		Exp		Num		Error	
		M_y [kN-m/m]	Δy [mm]	M_y [kN-m/m]	Δy [mm]	M_y	Δy
Fisuración	M_{cr}	70.788	0.552	67.030	0.510	5.3%	7.6%
Fluencia	M_y	143.390	3.733	155.900	3.950	8.7%	5.8%
Capacidad Ultima	M_u	159.210	25.000	160.494	24.950	0.8%	0.2%

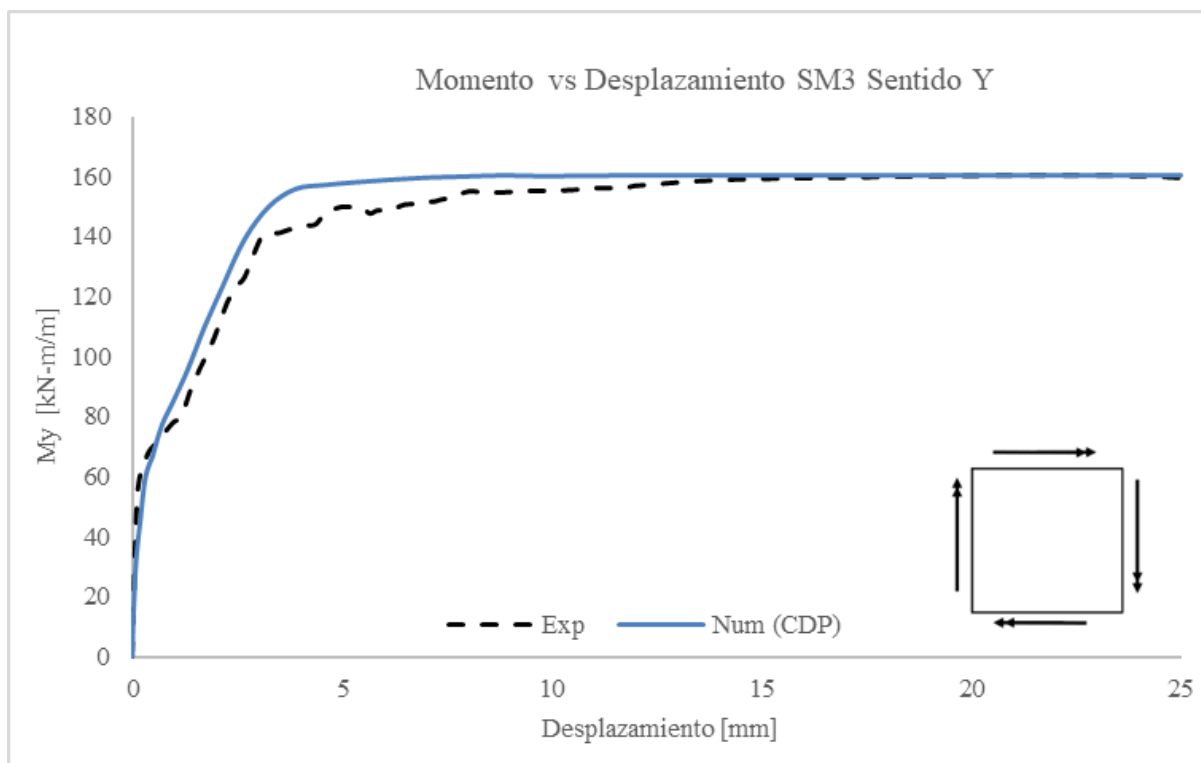


Ilustración 25 Momento vs. Desplazamiento - panel SM3, sentido Y

5.1.4. Panel SM4

La Ilustración 26, en conjunto con la Tabla 8, presenta la comparación entre las curvas de momento–desplazamiento experimentales y numéricas correspondientes al panel SM4. Se caracteriza por una configuración de refuerzo orientada a 45° y 135° respecto a la dirección principal de carga. Esta disposición genera un mecanismo resistente distinto al observado en paneles con refuerzo ortogonal convencional, debido a que la transferencia de esfuerzos depende en mayor medida de la interacción entre el concreto fisurado y las componentes diagonales de tracción desarrolladas en el acero.

En el rango elástico, el momento de fisuración experimental (M_{cr}) fue de 50.00 kN-m/m asociado a un desplazamiento de 1.00 mm, mientras que la simulación numérica registró este estado a 53.25 kN-m/m y 0.30 mm. Los errores obtenidos, de 6.49% en resistencia y 70.00% en desplazamiento, evidencian una diferencia significativa en la representación de la rigidez inicial del panel. Este comportamiento puede atribuirse a la orientación inclinada del refuerzo, la cual reduce la contribución directa del acero frente a la apertura inicial de fisuras en la dirección

principal de flexión. Experimentalmente, esta condición genera una degradación temprana de rigidez y mayores deformaciones desde etapas iniciales de carga. En contraste, el modelo constitutivo implementado en Abaqus asume un comportamiento homogéneo previo al agrietamiento, lo que conduce a una sobreestimación de la rigidez inicial y, por consiguiente, a menores desplazamientos durante la etapa elástica.

Durante la transición hacia el régimen inelástico, el panel alcanzó experimentalmente la fluencia del refuerzo (M_y) a un momento de 155.00 kN-m/m con un desplazamiento de 8.50 mm, mientras que el modelo numérico registró este estado a 156.93 kN-m/m y 9.02 mm. En esta etapa, los errores se reducen significativamente hasta alcanzar valores de 1.25% en resistencia y 6.15% en desplazamiento. Esta mejora en la correlación indica que, una vez desarrollado el patrón de agrietamiento, el modelo logra representar adecuadamente la redistribución interna de esfuerzos y la participación progresiva del refuerzo inclinado en la resistencia flexional del panel. Asimismo, la similitud entre ambas respuestas evidencia que la formulación LCS es capaz de capturar de forma consistente la pérdida gradual de rigidez asociada al comportamiento no lineal del sistema.

En la etapa última, el ensayo experimental registró una capacidad máxima (M_u) de 210.00 kN-m/m asociada a un desplazamiento de 47.00 mm, mientras que la simulación alcanzó un valor de 201.90 kN-m/m con un desplazamiento de 48.41 mm. Los errores obtenidos, de 3.86% en resistencia y 3.01% en desplazamiento, muestran una adecuada concordancia entre la respuesta experimental y numérica, especialmente considerando la complejidad mecánica asociada a la orientación diagonal del refuerzo. Aunque el modelo presentó una ligera subestimación de la capacidad resistente, logró reproducir satisfactoriamente la evolución global de la respuesta estructural y la capacidad de deformación del panel hasta el estado de falla.

Tabla 8 Resultados del panel SM4

Resultados Panel SM4							
Etapa		Exp		Num		Error	
		Mx [kN-m/m]	Δx [mm]	Mx [kN-m/m]	Δx [mm]	Mx	Δx
Fisuración	M_{cr}	50.00	1.00	53.25	0.300	6.49%	70.00%
Fluencia	M_y	155	8.50	156.93	9.023	1.25%	6.15%
Capacidad Ultima	M_u	210	47.00	201.899	48.41	3.86%	3.01%

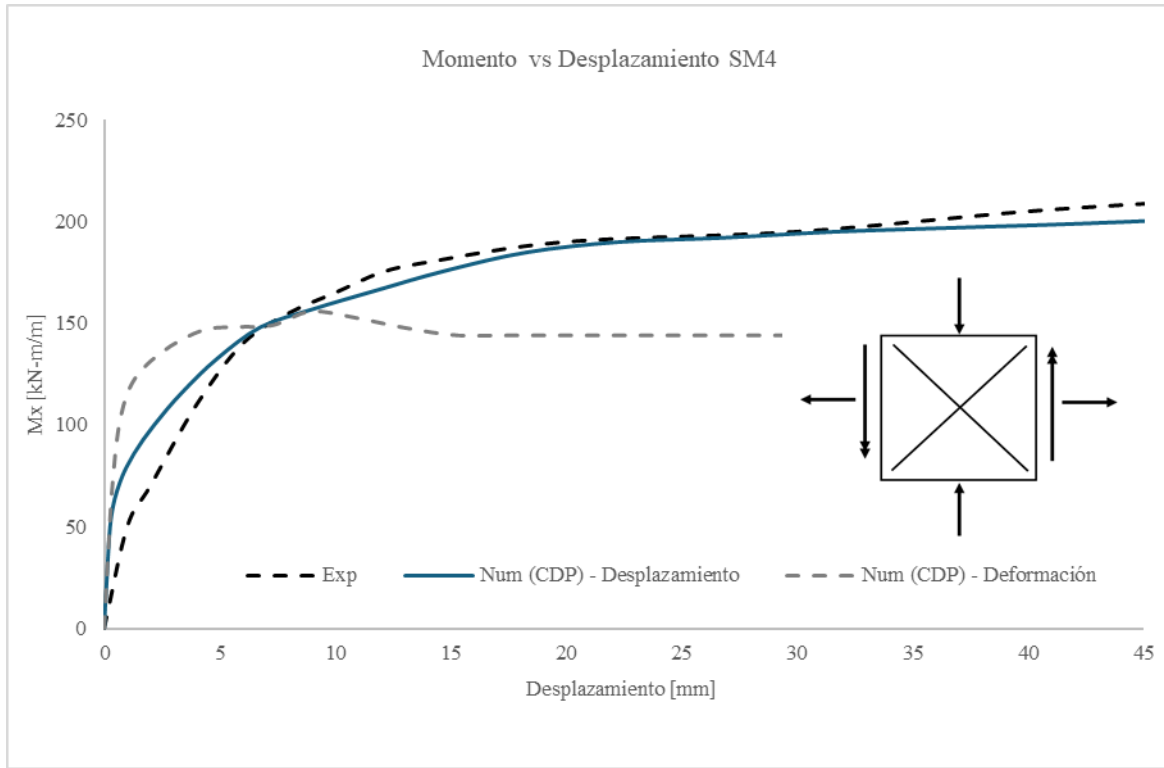


Ilustración 26 Momento vs. Desplazamiento - panel SM4

Para representar el comportamiento del panel SM4, se utilizó en la calibración del concreto a tensión dos alternativas constitutivas: una regulada por la deformación unitaria y otra controlada por el desplazamiento. El análisis de las curvas de capacidad demostró que el enfoque por desplazamiento es significativamente superior, ya que logra reproducir con alta fidelidad la trayectoria experimental y la capacidad última del panel garantizando la estabilidad numérica del análisis. En contraste, la formulación por deformación presentó un estancamiento prematuro y poco realista de la resistencia, fallando en capturar el endurecimiento del sistema. Por lo tanto, se evidencia que el modelo mediante el control por desplazamiento resulta superior para evitar inestabilidades y predecir la respuesta inelástica de elementos bajo estados de flexión fuera del plano y con configuraciones del refuerzo diferentes a las ortogonales.

5.2. Paneles SE

5.2.1. Panel SE1

La Ilustración 26, en conjunto con la Tabla 9, presenta la comparación entre las curvas de cortante en el plano (N_{xy}) - deformación cortante (γ_{xy}) obtenidas experimentalmente y mediante

simulación numérica para el panel SE1, sometido a condiciones de cortante puro. En términos generales, el modelo desarrollado mediante elementos LCS logró reproducir adecuadamente la respuesta estructural global del panel, capturando la rigidez inicial, la evolución inelástica y la capacidad resistente máxima bajo esfuerzos cortantes en el plano.

En el rango elástico, el cortante de fisuración experimental ($N_{xy,cr}$) fue de 438.00 kN/m asociado a una deformación de 0.11 mm/m, mientras que la simulación numérica registró este estado a 423.79 kN/m y 0.12 mm/m. Los errores obtenidos, de 3.24% en fuerza y 4.55% en deformación, evidencian una adecuada representación de la rigidez inicial a cortante de la sección no fisurada. La proximidad entre ambas respuestas indica que el modelo constitutivo implementado en Abaqus reproduce de manera consistente el comportamiento elástico inicial y la distribución de esfuerzos tangenciales previa a la formación de grietas diagonales.

Durante la transición hacia el régimen inelástico, el panel alcanzó experimentalmente la fluencia ($N_{xy,y}$) a una fuerza cortante de 1741.00 kN/m con una deformación de 5.33 mm/m, mientras que el modelo numérico registró este estado a 1609.01 kN/m y 5.45 mm/m. Los errores correspondientes, de 7.58% en resistencia y 2.23% en deformación, muestran una ligera subestimación de la capacidad resistente durante la etapa agrietada. Este comportamiento puede atribuirse a las limitaciones del modelo CDP para representar mecanismos locales complejos de transferencia de cortante a través de fisuras diagonales. Experimentalmente, la resistencia al cortante posterior al agrietamiento depende en gran medida de fenómenos la *aggregate interlock* y el efecto *dowel action* (Walraven, 1981; Vecchio & Collins, 1986). En contraste, el modelo numérico representa estos mecanismos de manera indirecta mediante formulaciones continuas de retención de cortante, lo que puede generar una reducción moderada de rigidez y resistencia durante la evolución del daño

Finalmente, en la etapa última, el ensayo experimental registró una capacidad máxima ($N_{xy,u}$) de 1927.00 kN/m asociada a una deformación de 8.75 mm/m, mientras que la simulación alcanzó un valor de 1908.39 kN/m con una deformación de 8.72 mm/m. Los errores finales, de 0.97% en fuerza y 0.40% en deformación, evidencian una alta correlación entre la respuesta experimental y numérica en el estado de falla. Esta convergencia sugiere que, una vez desarrolladas completamente las grietas diagonales y alcanzada la fluencia generalizada del refuerzo transversal, la respuesta estructural del panel pasa a estar dominada principalmente por la contribución

resistente del acero, reduciendo la sensibilidad frente a las simplificaciones asociadas al comportamiento constitutivo del concreto.

Tabla 9 Resultados del panel SE1

Resultados Panel SE1							
Etap		Exp		Num		Error	
		Nxy [kN/m]	γ_{xy} [mm/m]	Nxy [kN/m]	γ_{xy} [mm/m]	Nxy	γ_{xy}
fisuración	$N_{xy_{cr}}$	438.0	0.11	423.79	0.12	3.24%	4.55%
Fluencia	N_{xy_y}	1741.0	5.33	1609.01	5.45	7.58%	2.23%
Capacidad Ultima	N_{xy_u}	1927.0	8.75	1908.39	8.72	0.97%	0.40%

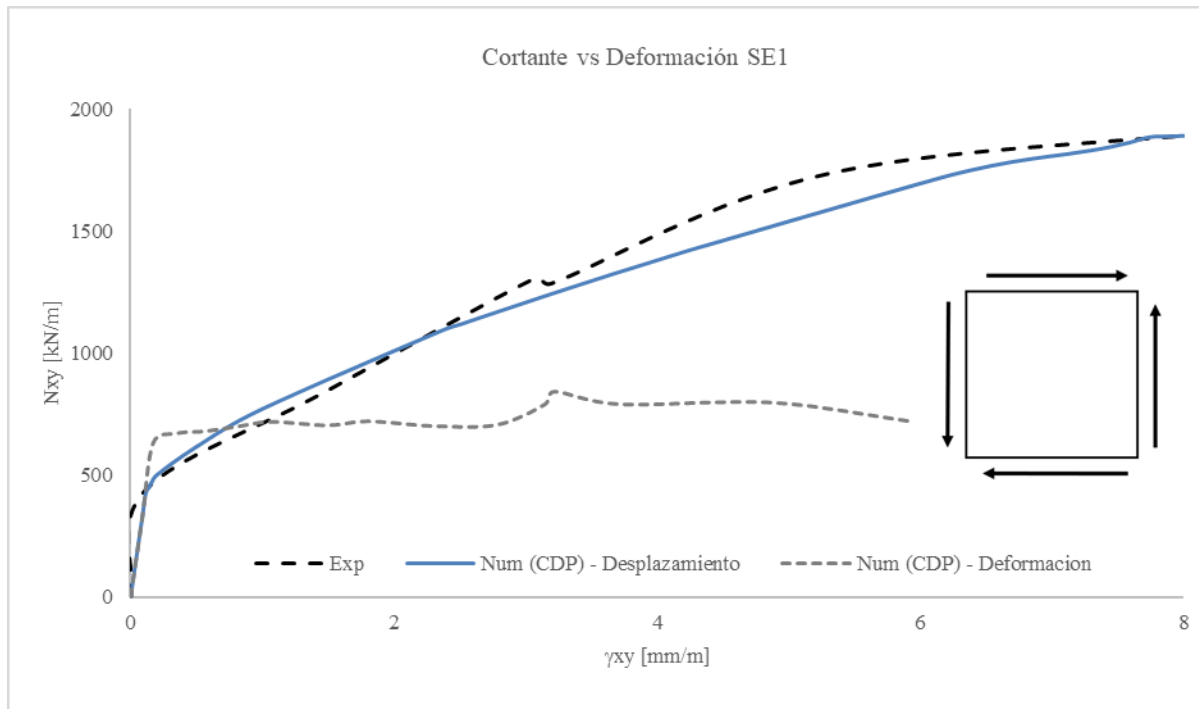


Ilustración 27 Cortante vs. Deformación en el plano - panel SE1

Para representar el comportamiento del panel SE1, se utilizó en la calibración del concreto a tensión dos alternativas constitutivas: una regulada por la deformación unitaria y otra controlada por el desplazamiento. El análisis de las curvas de capacidad demostró que el enfoque por desplazamiento es significativamente superior, ya que logra reproducir con alta fidelidad la trayectoria experimental y la capacidad última del panel garantizando la estabilidad numérica del análisis. En contraste, la formulación por deformación presentó una caída prematura y poco realista de la resistencia. Por lo tanto, se evidencia que la regularización del modelo mediante el control

por desplazamiento resulta indispensable para evitar inestabilidades y predecir la respuesta inelástica y la ductilidad del elemento bajo estados de cortante.

5.2.2. Panel SE3

La Ilustración 28, en conjunto con la Tabla 10, presenta la comparación entre las curvas de momento flector (M_x) - deformación angular (ϕ_x) obtenidas experimentalmente y mediante simulación numérica para el panel SE3, sometido a condiciones de flexión pura. En términos generales, el modelo desarrollado mediante elementos LCS logró representar adecuadamente la respuesta global del panel, capturando la transición entre el comportamiento elástico, el desarrollo de la no linealidad y la capacidad resistente final.

En el rango elástico, el momento de fisuración experimental (M_{cr}) fue de 86.00 kN-m/m asociado a una deformación angular de 1.50 rad/km, mientras que la simulación numérica registró este estado a 94.50 kN-m/m y 1.71 rad/km. Los errores obtenidos, de 9.88% en resistencia y 14.13% en deformación angular, evidencian una ligera sobreestimación de la rigidez inicial por parte del modelo numérico. Esta diferencia puede atribuirse a las simplificaciones inherentes al modelo constitutivo implementado en Abaqus, el cual representa el concreto previo al agrietamiento como un medio homogéneo, limitando la representación de microfisuras iniciales, heterogeneidades locales y redistribuciones tempranas de esfuerzos presentes en el comportamiento experimental.

Durante la transición hacia el régimen inelástico, el panel alcanzó experimentalmente la fluencia (M_y) a un momento de 465.00 kN-m/m con una deformación angular de 18.00 rad/km, mientras que el modelo numérico registró este estado a 470.50 kN-m/m y 18.30 rad/km. Los errores obtenidos, de 1.18% en resistencia y 1.67% en deformación angular, muestran una alta correlación entre la respuesta experimental y la simulación numérica en la etapa de degradación progresiva de rigidez. Esta convergencia evidencia que el modelo logra representar adecuadamente la redistribución de esfuerzos internos y la transferencia progresiva de resistencia desde el concreto fisurado hacia el refuerzo longitudinal, reproduciendo de manera consistente el comportamiento flexional no lineal del panel.

En la etapa última, el ensayo experimental registró una capacidad máxima (M_u) de 457.00 kN-m/m asociada a una deformación angular de 50.00 rad/km, evidenciando un comportamiento

de ablandamiento progresivo posterior a la fluencia. Por su parte, la simulación numérica alcanzó un momento máximo de 480.00 kN-m/m con una deformación angular de 48.43 rad/km. Los errores obtenidos, de 5.03% en resistencia y 3.14% en deformación, indican una adecuada representación de la capacidad resistente y de la ductilidad global del panel. La ligera sobreestimación de la resistencia post-fluencia por parte del modelo puede asociarse a la formulación continua del daño implementada en el modelo CDP, la cual tiende a suavizar la localización de fisuras y a mantener una rigidez residual ligeramente superior a la observada experimentalmente durante la etapa de ablandamiento.

Tabla 10 Resultados del panel SE3

Resultados Panel SE3							
Etapa		Exp		Num		Error	
		Mx [kN.m/m]	ϕx [rad/Km]	Mx [kN.m/m]	ϕx [rad/Km]	Mx	ϕx
fisuración	M_{cr}	86.00	1.50	94.50	1.71	9.88%	14.13%
Fluencia	M_y	465.00	18.00	470.50	18.30	1.18%	1.67%
Capacidad Ultima	M_u	457.00	50.00	480.00	48.43	5.03%	3.14%

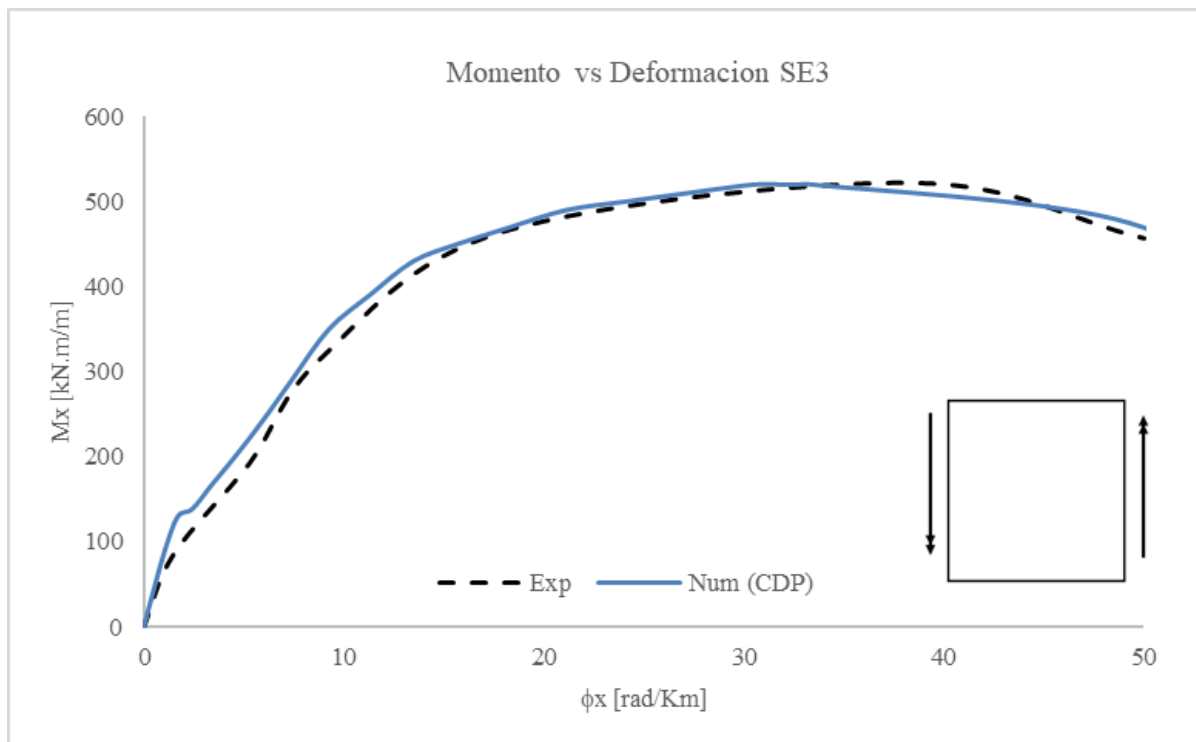


Ilustración 28 Momento vs. Deformación angular - panel SE3

5.2.3. Panel SE4

La Ilustración 29, en conjunto con la Tabla 11, presenta la comparación entre las curvas de momento flector (M_x) - curvatura (ϕ_x) obtenidas experimentalmente y mediante simulación numérica para el panel SE4, evaluado bajo condiciones combinadas de flexión y cortante en el plano. En términos generales, el modelo desarrollado mediante elementos Layered Composite Shell (LCS) logró representar adecuadamente la respuesta estructural global del panel, reproduciendo la evolución de la rigidez, la transición inelástica y la capacidad resistente máxima bajo estados complejos de carga.

En el rango elástico, el momento de fisuración experimental (M_{cr}) fue de 150.00 kN-m/m asociado a una curvatura de 1.40 rad/km, mientras que la simulación numérica registró este estado a 137.96 kN-m/m y 1.31 rad/km. Los errores obtenidos, de 8.02% en resistencia y 6.43% en curvatura, indican diferencias moderadas en la representación de la rigidez inicial del panel. Estas discrepancias pueden atribuirse a la complejidad mecánica asociada a la interacción simultánea entre esfuerzos de flexión y cortante, condición que modifica la distribución interna de tensiones y el patrón inicial de fisuración del concreto. En este contexto, la formulación continua del modelo constitutivo implementado en Abaqus tiende a simplificar la evolución local del daño previo al agrietamiento generalizado.

Durante la transición hacia el régimen inelástico, el panel alcanzó experimentalmente la fluencia (M_y) a un momento de 380.00 kN-m/m con una curvatura de 13.20 rad/km, mientras que el modelo numérico registró este estado a 400.89 kN-m/m y 13.32 rad/km. Los errores correspondientes, de 5.50% en resistencia y 0.91% en curvatura, evidencian una adecuada representación de la degradación progresiva de rigidez y de la evolución de deformaciones del panel. La ligera sobreestimación de la resistencia por parte del modelo puede asociarse a la complejidad de los patrones de fisuración diagonales desarrollados experimentalmente bajo la interacción entre flexión y cortante, los cuales generan mecanismos locales de redistribución de esfuerzos difíciles de representar mediante formulaciones continuas de daño. No obstante, la baja diferencia observada en curvatura indica que el modelo reproduce de manera consistente el inicio de la fluencia del refuerzo y la evolución global del comportamiento inelástico.

En la etapa última, el ensayo experimental registró una capacidad máxima (M_u) de 480.00 kN-m/m asociada a una curvatura de 50.50 rad/km, mientras que la simulación alcanzó un valor

de 485.97 kN-m/m con una curvatura de 54.29 rad/km. Los errores obtenidos, de 1.24% en resistencia y 7.50% en curvatura, muestran una adecuada correlación en la predicción de la capacidad resistente máxima del panel. La ligera sobreestimación de la deformación final por parte del modelo numérico puede relacionarse con la hipótesis de adherencia perfecta entre acero y concreto asumida en los elementos tipo shell, condición que tiende a suavizar la degradación localizada de rigidez y prolongar ligeramente la capacidad deformacional posterior a la fluencia.

Tabla 11 Resultados del panel SE4

Resultados Panel SE4							
Etapa		Exp		Num		Error	
		Mx [kN.m/m]	ϕ_x [rad/Km]	Mx [kN.m/m]	ϕ_x [rad/Km]	Mx	ϕ_x
Fisuración	Mcr	150.00	1.40	137.96	1.31	8.02%	6.43%
Fluencia	My	380.00	13.20	400.89	13.32	5.50%	0.91%
Capacidad Ultima	Mu	480.00	50.50	485.97	54.29	1.24%	7.50%

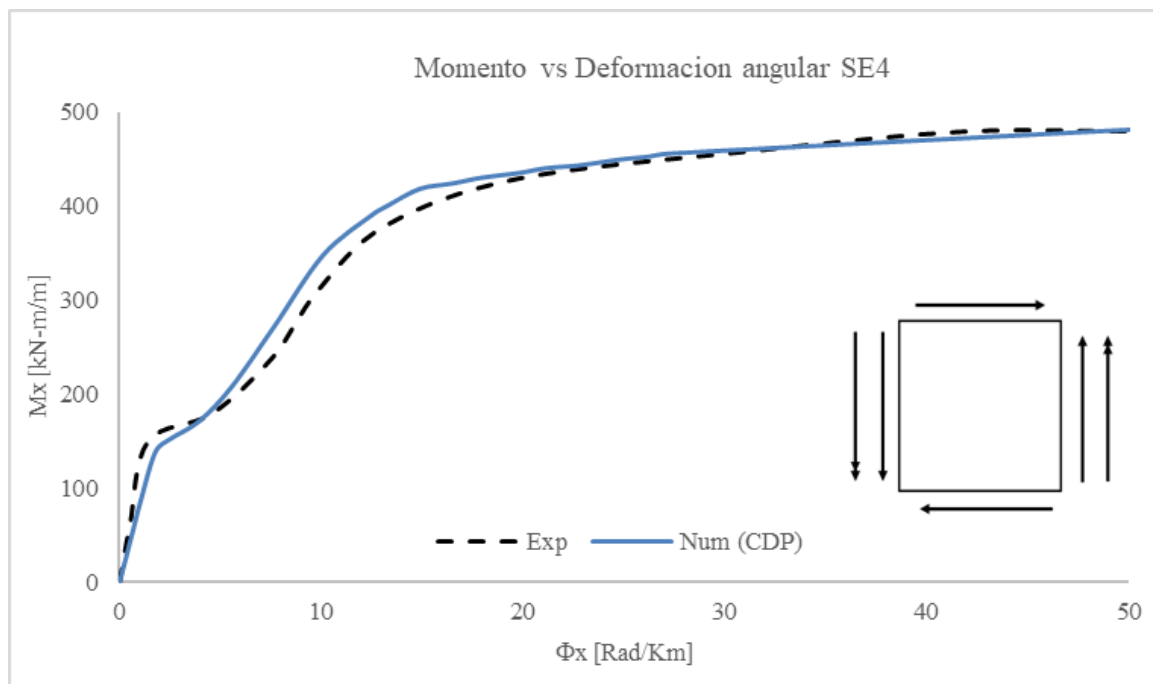


Ilustración 29 Cortante vs. Deformación angular - panel SE4

5.3.Paneles PV

5.3.1. Panel PV23

La Ilustración 30, en conjunto con la Tabla 12, presenta la comparación entre las curvas de cortante en el plano (N_{xy}) versus distorsión angular (ϵ_{xy}) obtenidas experimentalmente y mediante

simulación numérica para el panel PV23, sometido a condiciones de cortante puro combinado con compresión biaxial. En términos generales, el modelo desarrollado mediante elementos Layered Composite Shell (LCS) logró representar adecuadamente la respuesta estructural global del panel, reproduciendo la evolución de la rigidez inicial, el comportamiento no lineal y la capacidad resistente máxima bajo un estado multiaxial complejo de esfuerzos.

En el rango elástico, el cortante de fisuración experimental ($N_{xy,cr}$) fue de 99.40 kN/m asociado a una distorsión de 0.21 mm/m, mientras que la simulación numérica registró este estado a 91.33 kN/m y 0.22 mm/m. Los errores obtenidos, de 8.12% en resistencia y 4.76% en distorsión, evidencian diferencias moderadas en la representación del inicio del agrietamiento bajo la interacción simultánea entre esfuerzos cortantes y compresiones ortogonales. Esta desviación puede atribuirse a la sensibilidad del modelo constitutivo frente a la estimación de la resistencia a tracción efectiva del concreto en estados tensionales multiaxiales, condición que modifica la distribución interna de tensiones y la evolución inicial del daño previo al agrietamiento.

Durante la transición hacia el régimen inelástico, el panel alcanzó experimentalmente la fluencia ($N_{xy,y}$) a una fuerza cortante de 221.20 kN/m con una distorsión de 1.11 mm/m, mientras que el modelo numérico registró este estado a 227.79 kN/m y 1.21 mm/m. Los errores correspondientes, de 2.98% en resistencia y 9.01% en distorsión, muestran una adecuada representación de la degradación progresiva de rigidez y del inicio de la fluencia del refuerzo bajo estados combinados de cortante y compresión biaxial. La ligera diferencia observada en la deformación puede asociarse a la complejidad del patrón de fisuración diagonal desarrollado experimentalmente, así como a las simplificaciones inherentes al modelo implementado en Abaqus para representar la interacción entre confinamiento, transferencia de cortante y apertura de fisuras.

Finalmente, en la etapa última, el ensayo experimental registró una capacidad máxima ($N_{xy,u}$) de 509.60 kN/m asociada a una distorsión de 4.99 mm/m, mientras que la simulación alcanzó un valor de 511.64 kN/m con una distorsión de 4.97 mm/m. Los errores finales, de 0.40% en resistencia y 0.44% en distorsión, evidencian una alta correlación entre la respuesta experimental y numérica en el estado de falla. Esta convergencia del modelo hasta niveles avanzados de carga se relaciona directamente con la calibración de parámetros constitutivos asociados al comportamiento biaxial del concreto, particularmente la relación de falla biaxial–uniaxial (Ratio 2) y los parámetros de *tension stiffening*. El ajuste de estas variables permitió mejorar la estabilidad

numérica del análisis, mitigando problemas de convergencia y evitando terminaciones prematuras durante el desarrollo del régimen plástico.

Tabla 12 Resultados del panel PV23

Resultados Panel PV23							
Etapa		Exp		Num		Error	
		Nxy [kN/m]	ϵ_{xy} [mm/m]	Nxy [kN/m]	ϵ_{xy} [mm/m]	Nxy	ϵ_{xy}
Fisuracion	Nxy cr	99.40	0.21	91.33	0.22	8.12%	4.76%
Fluencia	Nxy y	221.20	1.11	227.79	1.21	2.98%	9.01%
Capacidad Ultima	Nxy u	509.60	4.99	511.64	4.97	0.40%	0.44%

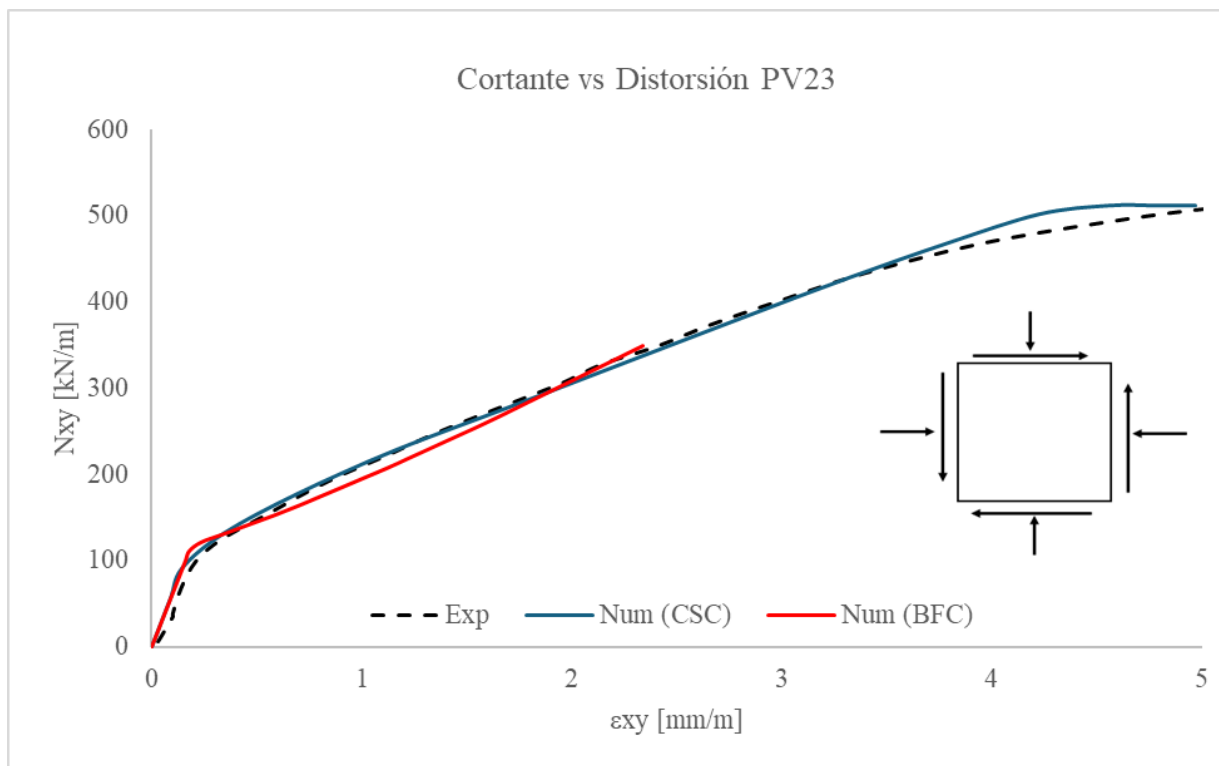


Ilustración 30 Cortante vs. distorsión - panel PV23

En el análisis del comportamiento numérico, se evaluaron dos modelos constitutivos para la representación del material: el modelo de Falla Frágil (BFC) y el modelo de Fisuración Difusa (CSC). Los resultados obtenidos indican que el modelo BFC carece de la estabilidad necesaria para continuar el cálculo una vez superada la etapa de fisuración inicial, interrumpiendo la simulación de manera prematura sin lograr desarrollar la transición hacia la fluencia ni la capacidad última del elemento. En contraste, la formulación del modelo SMC demuestra la capacidad de superar la fase de agrietamiento y reproducir la trayectoria completa de la curva de respuesta

estructural, alcanzando los valores máximos de carga y deformación del panel. Por consiguiente, se establece que el modelo CSC el método constitutivo adecuado para llevar a cabo la simulación numérica del comportamiento global de estos elementos.

5.3.2. Panel PV28

La Ilustración 31, en conjunto con la Tabla 13, presenta la comparación entre las curvas de cortante en el plano (N_{xy}) versus distorsión angular (ϵ_{xy}) obtenidas experimentalmente y mediante simulación numérica para el panel PV28, sometido a condiciones combinadas de cortante puro y compresión biaxial. En términos generales, el modelo desarrollado mediante elementos Layered Composite Shell (LCS) logró representar adecuadamente la respuesta estructural global del panel, reproduciendo de forma consistente la rigidez inicial, la evolución inelástica y la capacidad resistente máxima bajo estados multiaxiales de carga.

En el rango elástico, el cortante de fisuración experimental ($N_{xy,cr}$) fue de 148.72 kN/m asociado a una distorsión de 0.60 mm/m, mientras que la simulación numérica registró este estado a 147.00 kN/m y 0.62 mm/m. Los errores obtenidos, de 1.15% en resistencia y 4.00% en distorsión, evidencian una adecuada representación de la rigidez inicial de la sección no fisurada bajo esfuerzos combinados de compresión y cortante. La baja dispersión observada entre ambas respuestas indica que el modelo constitutivo implementado en Abaqus reproduce de manera consistente la distribución inicial de tensiones y el comportamiento previo al desarrollo de grietas diagonales.

Durante la transición hacia el régimen inelástico, el panel alcanzó experimentalmente la fluencia ($N_{xy,y}$) a una fuerza cortante de 252.00 kN/m con una distorsión de 2.50 mm/m, mientras que el modelo numérico registró este estado a 240.60 kN/m y 2.33 mm/m. Los errores correspondientes, de 4.53% en resistencia y 6.67% en distorsión, muestran diferencias moderadas asociadas principalmente a la representación de la degradación progresiva de rigidez posterior al agrietamiento. Este comportamiento puede atribuirse a la formulación continua del modelo constitutivo, el cual representa el concreto agrietado mediante relaciones de tension stiffening. Aunque esta aproximación permite estabilizar numéricamente el análisis, simplifica fenómenos locales complejos asociados a la interacción entre fisuras diagonales, confinamiento por compresión y transferencia de esfuerzos entre concreto y refuerzo.

Finalmente, en la etapa última, el ensayo experimental registró una capacidad máxima ($N_{xy,u}$) de 406.00 kN/m asociada a una distorsión de 5.90 mm/m, mientras que la simulación alcanzó un valor de 405.15 kN/m con una distorsión de 5.84 mm/m. Los errores finales, de 0.21% en resistencia y 0.95% en distorsión, evidencian una alta correlación entre la respuesta experimental y numérica en el estado de falla. La estabilidad observada en la curva numérica durante el desarrollo del régimen plástico indica que la calibración de los parámetros asociados al comportamiento biaxial del concreto y a la evolución del daño permitió controlar adecuadamente los problemas de convergencia típicos de análisis altamente no lineales bajo estados multiaxiales de carga.

Tabla 13 Resultados del panel PV28

Resultados Panel PV28							
Etapa		Exp		Num		Error	
		N_{xy} [kN/m]	ϵ_{xy} [mm/m]	N_{xy} [kN/m]	ϵ_{xy} [mm/m]	N_{xy}	ϵ_{xy}
Fisuración	$N_{xy,cr}$	148.72	0.60	147.00	0.62	1.15%	4.00%
Fluencia	$N_{xy,y}$	252.00	2.50	240.60	2.33	4.53%	6.67%
Capacidad Ultima	$N_{xy,u}$	406.00	5.90	405.15	5.84	0.21%	0.95%

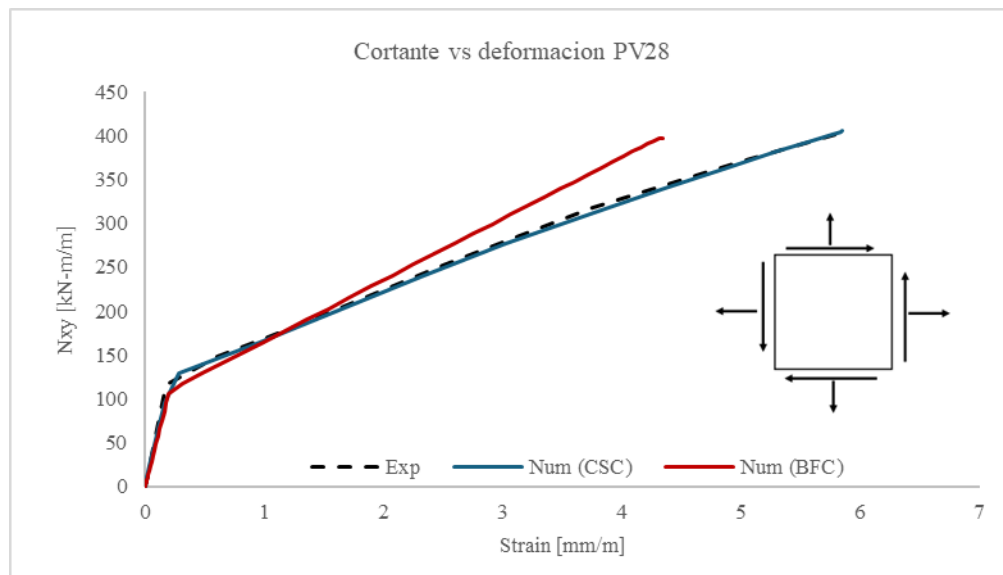


Ilustración 31 Cortante vs. distorsión - panel PV28

En la evaluación del comportamiento numérico del panel PV28, se analizaron los modelos constitutivos de Falla Frágil (BFC) y Fisuración Difusa (CSC). A diferencia de lo observado en otros paneles, el modelo BFC logró superar la etapa de fisuración inicial y avanzar con el cálculo

computacional. Sin embargo, los resultados obtenidos con esta formulación evidencian una sobreestimación de la capacidad resistente del elemento. Adicionalmente, la trayectoria de la curva de respuesta indica que la simulación concluye sin lograr reproducir el colapso estructural del panel, finalizando sin capturar la rama descendente de falla. Esto señala las limitaciones del modelo BFC para representar adecuadamente el comportamiento último y la predicción exacta de la carga máxima bajo esta configuración específica.

5.4. Discusión Global del Elemento LCS

A partir de la evaluación de las series experimentales SM, SE y PV, se comprobó la viabilidad y capacidad de simulación del elemento LCS implementados en Abaqus para simular el comportamiento no lineal de paneles de concreto reforzado sometidos a estados complejos de sollicitación. Los resultados obtenidos evidencian que la formulación multicapa utilizada permite representar de manera consistente la respuesta estructural global de los paneles bajo combinaciones de flexión, cortante y esfuerzos biaxiales, reproduciendo adecuadamente tanto la evolución de la rigidez como la capacidad resistente última.

En términos generales, la etapa elástica lineal fue capturada satisfactoriamente por el modelo numérico en todas las configuraciones analizadas. Las diferencias observadas en la estimación del punto de fisuración inicial (M_{cr} o $N_{xy,cr}$) se mantuvieron, en la mayoría de los casos, por debajo del 10% de error relativo, lo que valida la representación de las propiedades elásticas de los materiales y la formulación inicial de rigidez asumida por el modelo. Esta correlación demuestra que la discretización mediante elementos LCS permite reproducir adecuadamente la distribución inicial de esfuerzos antes del desarrollo significativo del daño en el concreto. Sin embargo, se identificó que, en configuraciones con orientaciones de refuerzo distintas a las direcciones principales de carga, como el panel SM4 con refuerzo a $45^\circ/135^\circ$, el modelo tendió a sobreestimar la rigidez inicial. Este comportamiento puede atribuirse a las limitaciones de los modelos constitutivos continuos para representar la microfisuración y los procesos locales de degradación de rigidez.

Durante la transición hacia el régimen inelástico y la degradación progresiva de rigidez, el modelo constitutivo CDP demostró ser fundamental para reproducir la evolución post-fisuración del concreto en las series SM y SE. Los errores asociados a la predicción del punto de fluencia (M_y o $N_{xy,y}$) oscilaron aproximadamente entre 1.18% y 8.7%, observándose las mayores

discrepancias en estados de flexión biaxial y cortante dominante. Desde el punto de vista mecánico, estas diferencias están asociadas principalmente a las simplificaciones del modelo CDP, el cual representa el daño mediante variables escalares continuas que no reproducen explícitamente fenómenos locales como la propagación de grietas, la fricción entre el agregado y el material cementante (*aggregate interlock*) ni el efecto dovela del refuerzo (*dowel action*), mecanismos que adquieren especial relevancia en paneles sometidos a cortante y estados multiaxiales de esfuerzo.

A pesar de estas limitaciones, el uso de parámetros de *tension stiffening*, factores de retención de cortante y la calibración de variables asociadas al comportamiento biaxial del concreto permitieron mejorar significativamente la estabilidad numérica del modelo y controlar problemas de convergencia típicos de análisis altamente no lineales. Particularmente en los paneles de la serie PV, sometidos a cortante combinado con compresión biaxial, se empleó el modelo constitutivo CSC en lugar del modelo CDP, debido a las dificultades de convergencia observadas bajo estados multiaxiales y presentar una falla frágil de la respuesta estructural. A diferencia del modelo CDP, el cual reproduce adecuadamente comportamientos dominados por plastificación progresiva, endurecimiento y degradación dúctil del material, el modelo CSC permite representar de forma más estable la propagación de grietas y la pérdida abrupta de rigidez asociada a mecanismos de falla frágil. La implementación del modelo CSC, junto con la calibración de parámetros relacionados con la relación de falla biaxial–uniaxial y la evolución del daño, permitió reproducir adecuadamente la respuesta estructural hasta estados avanzados de carga sin presentar abortos prematuros del análisis.

La mayor convergencia entre resultados experimentales y numéricos se observó en la etapa de capacidad resistente última (M_u o $N_{xy,u}$), donde los errores relativos fueron frecuentemente inferiores al 5%. Esta precisión en el estado de colapso se explica porque, una vez desarrollado completamente el patrón de fisuración y degradada la capacidad a tracción del concreto, la respuesta estructural pasa a estar dominada principalmente por la contribución resistente del acero de refuerzo. En este contexto, la formulación multicapa de los elementos LCS y la hipótesis de adherencia perfecta entre acero y concreto permitieron representar de manera consistente la fluencia progresiva del refuerzo y la redistribución global de esfuerzos hasta la falla.

En conjunto, los resultados obtenidos demuestran que el uso de LCS, en combinación con los modelos constitutivos CDP y CSC implementados en Abaqus, constituye una estrategia eficiente

y computacionalmente viable para el análisis no lineal de paneles de concreto reforzado sometidos a estados complejos de carga. Aunque persisten limitaciones asociadas a la representación localizada del daño, la fisuración discreta y ciertos mecanismos de transferencia de cortante, los modelos desarrollados lograron reproducir satisfactoriamente la rigidez global, la evolución inelástica y la capacidad máxima resistente de los paneles analizados. Esto confirma el potencial de los elementos LCS como una alternativa eficiente frente al uso tradicional de modelos sólidos tridimensionales en el análisis numérico avanzado de estructuras de concreto reforzado.

6. CONCLUSIONES

Se evaluó la implementación de elementos bidimensionales compuestos por capas (LCS) en el software Abaqus para reproducir la respuesta no lineal de paneles de concreto reforzado sometidos a esfuerzos combinados solicitaciones de compresión y tensión axial, flexión y cortante en el plano. La comparación entre los resultados numéricos y los datos experimentales reportados en la literatura evidenció que los modelos desarrollados reproducen el comportamiento estructural de los paneles a lo largo de toda la simulación, manteniendo el nivel de precisión en las tres fases fundamentales: agrietamiento, fluencia y capacidad última. En la etapa inicial de fisuración, por ejemplo, se registraron errores relativos promedio del 3.44 % para los paneles SM, 7.05 % para la serie SE y 4.64 % para la serie PV. Posteriormente, durante la transición hacia el régimen inelástico, la estimación del inicio de la fluencia del acero presentó diferencias del 3.89 %, 4.75 % y 3.76 % para las series SM, SE y PV, respectivamente. Finalmente, en la etapa de capacidad resistente última, los modelos reportaron errores promedio del 3.40 % en los paneles SM, 2.41 % en los SE y 0.31 % en los PV. A lo largo de todas las fases del comportamiento estructural valida la capacidad predictiva de los modelos desarrollados en Abaqus y demuestra que los elementos LCS simulan satisfactoriamente la capacidad global y la respuesta macroscópica de los paneles.

Este trabajo también permitió confirmar que la definición de las propiedades mecánicas a tracción del concreto tiene una influencia considerable tanto en la estabilidad como en la convergencia de las simulaciones numéricas. En determinados modelos, la representación del comportamiento a tensión mediante relaciones esfuerzo–desplazamiento, en lugar de relaciones esfuerzo–deformación, permitió reducir significativamente los problemas asociados a la localización de deformaciones y a la sensibilidad respecto al tamaño de la malla de elementos finitos. Esta estrategia mejoró la estabilidad numérica durante el régimen inelástico y evitó detenciones prematuras del solucionador en análisis altamente no lineales. El beneficio de definir el comportamiento a tracción en términos de esfuerzo-desplazamiento se comprobó claramente en los casos específicos de los paneles SM4 y SE1, la representación del comportamiento a tracción del concreto mediante la relación Esfuerzo – Desplazamiento arrojó resultados superiores en

cuanto a la predicción de la respuesta experimental que la respuesta mediante la curva esfuerzo – deformación.

Por otra parte, este estudio también permitió identificar limitaciones del modelo constitutivo Concrete Damaged Plasticity (CDP) para representar ciertos mecanismos locales asociados al comportamiento post-fisuración del concreto reforzado. Las principales discrepancias observadas durante la degradación inicial de rigidez se relacionan con: (i) el elemento LCS asume compatibilidad total de deformaciones entre el acero y el concreto; (ii) la incapacidad del modelo para reproducir explícitamente fenómenos físicos como la fricción entre el agregado y el material cementante (*aggregate interlock*) y (iii) el efecto dovela (*dowel action*). Todos estos mecanismos contribuyen significativamente a la transferencia de esfuerzos cortantes en paneles agrietados, los cuales no logran reproducirse mediante los LCS. No obstante, se comprobó que la calibración adecuada de las curvas de comportamiento a tracción (*tension stiffening*), junto con el ajuste de parámetros relacionados con la falla biaxial del concreto, permitió estabilizar la respuesta numérica y obtener trayectorias de carga coherentes con los resultados experimentales.

Adicionalmente, se estableció que el modelo constitutivo Concrete Smeared Cracking (CSC) constituye una alternativa adecuada para simular paneles cuyo comportamiento estructural presenta mecanismos de falla más frágiles con dificultades de convergencia. A diferencia del modelo CDP, el cual reproduce de forma eficiente respuestas dominadas por plastificación progresiva, y falla dúctil del material, el modelo CSC permitió representar de manera más estable la propagación de grietas y la pérdida abrupta de rigidez observada en los paneles sometidos a cortante combinado con compresión biaxial. La implementación del SMC evitó abortos prematuros durante el análisis y permitió desarrollar adecuadamente la capacidad resistente de los paneles evaluados.

La validación de los análisis cuasi-estáticos se realizó mediante el criterio energético propuesto por Genikomsou y Polak (2015), verificando que la energía cinética global de la estructura (ALLKE) permaneciera por debajo del 5% de la energía interna de deformación (ALLIE) durante toda la historia de carga. El cumplimiento de este criterio confirmó que la velocidad de aplicación de carga utilizada en los análisis no introdujo efectos dinámicos artificiales que alteraran la respuesta estructural simulada, garantizando así la representatividad cuasi-estática de los modelos desarrollados.

Finalmente, se concluye que el uso de elementos de capas compuestas (LCS), en combinación con los modelos constitutivos CDP, BFC y CSC implementados en Abaqus, constituye una estrategia eficiente y computacionalmente viable para el análisis no lineal de paneles de concreto reforzado sometidos a diferentes combinaciones de carga. Los modelos desarrollados lograron reproducir satisfactoriamente la evolución de la rigidez, la degradación progresiva del material, la capacidad resistente última y el comportamiento global hasta la falla, manteniendo tiempos de cálculo manejables frente a modelos sólidos tridimensionales convencionales. En consecuencia, esta investigación proporciona una base técnica validada y repetible para futuras aplicaciones de modelación numérica avanzada en muros y paneles de concreto reforzado utilizados en estructuras industriales y sistemas estructurales sometidos a solicitaciones multiaxiales complejas.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abolhelm, R., & Hrynyk, T. D. (2024). Thick-shell finite element analysis of reinforced concrete flat plates with non-uniform connection stresses. *Engineering Structures*, 304, Artículo 117634. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117634>
- Adebar, P. E. (1989). Shear design of concrete offshore structures [Tesis doctoral, University of Toronto]. Canadian Theses Service.
- Adebar, P., & Collins, M. P. (1994). Shear design of concrete offshore structures. *ACI Structural Journal*, 91(3), 324–335.
- Ahmed, A. (2014). Finite element modeling of reinforced concrete beam under impact load. *International Journal of Civil and Structural Engineering*, 229–235.
- Bathe, K. J. (2008). Finite element procedures. Klaus-Jürgen Bathe.
- Belarbi, A., & Hsu, T. T. C. (1994). Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete. *ACI Structural Journal*, 91(4), 465–474.
- Bhide, S. B., & Collins, M. P. (1987). Reinforced concrete elements in shear and tension (Publication No. 87-01). Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- Birtel, V., & Mark, P. (2006). Parameterised finite element modelling of RC beam shear failure. En *Proceedings of the ABAQUS Users' Conference*.
- Charalambidi, B. G., Rousakis, T. C., & Karabinis, A. I. (2012). Finite element modeling of reinforced concrete columns seismically strengthened through partial FRP jacketing. En *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*.
- Dassault Systèmes. (2014). ABAQUS 6.14 analysis user's guide. Simulia Corp.
- Demir, A., Ozturk, H., & Dok, G. (2016). 3D numerical modeling of RC deep beam behavior by nonlinear finite element analysis. *Disaster Science and Engineering*, 2(1), 13–18.
- Earij, A., Alfano, G., Cashell, K., & Zhou, X. (2017). Nonlinear 3D finite-element modelling of reinforced-concrete beams: Experimental results versus prediction of codes of practice. *Engineering Failure Analysis*, 82, 92–115.

Emtiaz, M., Al Azad, A. A., Shahin, H. M., & Al Shafian, S. (2017, marzo). Numerical analysis of a reinforced concrete slab-column connection subjected to lateral and vertical loading [Sesión de conferencia]. International MultiConference of Engineers and Computer Scientists.

Figueiras, J. A., & Owen, D. R. J. (1984). Analysis of elasto-plastic and geometrically nonlinear anisotropic plates and shells. En E. Hinton & D. R. J. Owen (Eds.), *Finite element software for plates and shells* (pp. 343–381). Pineridge Press.

Gebreyohannes, A. S., Clifton, G. C., & Butterworth, J. W. (2012). Assessment of the seismic performance of old riveted steel frame–RC wall buildings. *Journal of Constructional Steel Research*, 75, 1–10.

Genikomsou, A. S., & Polak, M. A. (2015). Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS. *Engineering Structures*, 98, 38–48.

Goh, C. Y. M., & Hrynyk, T. D. (2020). Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete flat plate punching using a thick-shell modelling approach. *Engineering Structures*, 224, Artículo 111250. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111250>

Hasan, M., Qasem, M., & Muhamad, R. (2023). Finite element modeling of precast reinforced concrete wall with dual boundary elements under lateral load. *Materials Today: Proceedings*, 72, 452–458.

Isleem, H. F., Chukka, N. D., Bahrami, A., Kumar, R., & Sor, N. H. (2024). Nonlinear finite element and machine learning modeling of tubed reinforced concrete columns under eccentric axial compression loading. *Alexandria Engineering Journal*, 92, 380–416.

Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*, 97(7), 1969–1990.

Kirschner, U., & Collins, M. P. (1986). Investigating the behaviour of reinforced concrete shell elements (Publication No. 86-9). Department of Civil Engineering, University of Toronto.

Lee, J., & Fenves, G. L. (1998). Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 124(8), 892–900.

Li, J., Wang, Y., Lu, Z., & Xia, B. (2017). Shaking table test and numerical simulation of a superimposed reinforced concrete shear wall structure. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 26(18), Artículo e1402.

López, C. N., Rojas, F., & Massone, L. M. (2022). Membrane fiber element for reinforced concrete walls: The benefits of macro and micro modeling approaches. *Engineering Structures*, 254, Artículo 113819.

Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., & Oñate, E. (1989). A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 25(3), 299–326.

Luu, X.-B. (2023). Finite element modelling of reinforced concrete beam strengthening using ultra-high-performance fiber-reinforced shotcrete combined with reinforcing bars. *Structures*, 60, Artículo 105794.

Madera Sierra, C. A. (2020). A design approach for RC panels (shells) in industrial facilities based on the ACI codes [Tesis doctoral, Purdue University]. Purdue University Research Repository.

Peyman, S., & Eskandari, A. (2023). Analytical and numerical study of concrete slabs reinforced by steel rebars and perforated steel plates under blast loading. *Results in Engineering*, 19, Artículo 101319. <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2023.101319>

Polak, M. A., & Vecchio, F. J. (1994). RC shell elements subjected to bending and membrane loads. *ACI Structural Journal*, 91(3), 261–268.

Rašeta, A., Starčev-Ćurčin, A., Džolev, I., Šešlija, M., & Nadaški, D. (2018, noviembre). Nonlinear static analysis of RC wall using ABAQUS program [Sesión de conferencia]. *International Conference on Contemporary Achievements in Civil Engineering*.

Ren, W., Sneed, L. H., Yang, Y., & He, R. (2015). Numerical simulation of prestressed precast concrete bridge deck panels using damage plasticity model. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 9(2), 209–222.

Tao, M.-X., Wang, Y.-L., Zhao, J.-Z., & Wang, C. (2023). Optimisation of layered shell model for analysis of reinforced concrete shear walls based on machine learning. *Journal of Building Engineering*, 77, Artículo 107434. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2023.107434>

Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1982). The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses (Publication No. 82-03). Department of Civil Engineering, University of Toronto.

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

Xu, S.-Y., & Zhang, J. (2008, 12-17 de octubre). Hysteretic models for reinforced concrete columns considering axial-shear-flexural interaction [Sesión de conferencia]. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

Zeng, X. (2017). Finite element analysis of square RC columns confined by different configurations of transverse reinforcement. *The Open Civil Engineering Journal*, 11, 292–304. <https://doi.org/10.2174/1874149501711010292>