



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

**“EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA LOCAL Y GLOBAL DE MUROS DE SECCIÓN
COMPUESTA DE HORMIGÓN ARMADO CON DISIPADORES SÍSMICOS
FRICCIONALES EN LA INTERFAZ ALA-ALMA”**

Memoria de Título presentada por
Marcelo Andrés Fuentes Zenteno

como requisito parcial para optar al título de la carrera de
Ingeniería Civil

Profesor Guía
PhD Claudio Ignacio Sepulveda Contreras
Abril de 2026



**CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE
MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO**

1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

Tipo de monografía (marcar una opción): Memoria o trabajo de título Tesis de Postgrado

Título del trabajo: Evaluación de la respuesta local y global de muros de sección compuesta de hormigón armado con disipadores sísmicos friccionales en la interfaz ala-alma.

Nombre del candidato(a): Marcelo Andrés Fuentes Zenteno

Carrera / Grado: Ingeniería Civil

Campus: Casa Central – Valparaíso **Departamento:** Obras Civiles

2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Claudio Sepulveda Contreras, en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente **DEJO CONSTANCIA** que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución.

3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL (marcar una opción)

El trabajo **NO contiene** información que amerite confidencialidad y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.


El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (**embargo**) por (**marcar una opción**):

6 meses 12 meses 2 años 3 años 5 años 10 años


Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (obligatorio si se solicita embargo):

4.- FIRMAS

Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis:

Fecha: 13-05-2026 **Firma:** 

Estudiante o Candidato(a):

Fecha: 13-05-2026 **Firma:** 

Este formulario debe ser insertado como página 2 de la memoria o tesis, completado y firmado por estudiante y profesor(a) antes de la entrega en portal PRISMA de Biblioteca USM.

EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA LOCAL Y GLOBAL DE MUROS DE SECCIÓN COMPUESTA DE HORMIGÓN ARMADO CON DISIPADORES SÍSMICOS FRICCIONALES EN LA INTERFAZ ALA-ALMA

Marcelo Fuentes Z.¹, Claudio Sepúlveda C Ph.D¹

¹ Universidad Técnica Federico Santa María

Resumen

Este trabajo evalúa la eficacia en la mejora del desempeño sísmico mediante la incorporación de disipadores friccionales en la interfaz ala–alma de muros de hormigón armado de sección compuesta, en edificios de gran altura. La evaluación se realiza a partir de la comparación de tres configuraciones del núcleo sismorresistente de un caso de estudio: una configuración con comportamiento monolítico en la interfaz, una con comportamiento elastoplástico perfecto que modela la acción de disipadores friccionales, y una configuración con dilatación entre ala y alma.

La respuesta estructural se obtiene mediante análisis dinámicos no lineales tiempo–historia realizados en modelos desarrollados en OpenSees, utilizando el elemento de tipo MVLEM-3D para la modelación de muros. A partir de estos análisis se determinan indicadores de desempeño tipo RPI, asociados a distintos mecanismos de respuesta estructural. Los resultados son procesados mediante un análisis estadístico tipo Box-Plot, utilizando la mediana y el tercer cuartil como parámetros característicos. A partir de estos, se definen indicadores compuestos de daño que integran la respuesta a nivel estructural, no estructural y global. Esta metodología permite comparar de manera consistente el desempeño de las distintas configuraciones de interfaz.

Conceptos Clave: Muros de sección compuesta, desempeño sísmico, disipador friccional, hormigón armado, análisis dinámicos no lineales.

1 Introducción

1.1 Contextualización

Debido a la ubicación del territorio nacional en el cinturón de fuego del Pacífico, la actividad sísmica asociada a la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana genera terremotos que afectan frecuentemente a nuestro país, pudiendo alcanzar magnitudes de gran importancia. Ejemplos de ello son los terremotos de Valdivia en 1960 (9.5 Mw), Maule en 2010 (8.8 Mw), Iquique en 2014 (8.2 Mw) e Illapel en 2015 (8.4 Mw).

Como respuesta a esta amenaza sísmica, la estructuración de los edificios en Chile se basa en dotar a las edificaciones de una alta rigidez lateral en ambas direcciones principales, la cual se obtiene principalmente mediante la incorporación de muros de hormigón armado. Dado que esta rigidez debe proporcionarse en ambas direcciones, es común que se generen intersecciones entre muros pertenecientes a distintos ejes resistentes, dando origen a elementos estructurales denominados muros de sección compuesta.

Estos elementos estructurales han demostrado un comportamiento favorable frente a sollicitaciones laterales, permitiendo evitar el colapso estructural ante terremotos de gran magnitud (Lagos et al., 2021). Sin embargo, la filosofía actual de diseño sísmico permite incursiones en el rango no lineal para el sismo de diseño, tolerando ciertos niveles de daño estructural. En este contexto, y considerando que los muros de sección compuesta presentan una capacidad de deformación fuertemente dependiente de la dirección de aplicación de la carga —pudiendo exhibir respuestas dúctiles o frágiles—, el desempeño satisfactorio desde un punto de vista social y económico resulta discutible.

Como consecuencia de lo anterior, la serviciabilidad de los edificios luego de un sismo severo, aun cuando no se produzca el colapso, presenta una alta probabilidad de verse comprometida. Esto se debe a que los elementos resistentes pueden experimentar daños significativos tras el evento sísmico,

los cuales se traducen en elevados costos de reparación o, en casos extremos, en la demolición total de la estructura.

Algunas alternativas tradicionales para abordar esta problemática consisten en diseñar las estructuras de modo que permanezcan en el rango elástico incluso frente a sismos severos, lo que conduce a soluciones estructurales de alto costo. Otra alternativa, poco explorada en Chile, es la dilatación de los muros de sección compuesta, de manera que estos queden conformados únicamente por muros de sección rectangular, cuyo comportamiento sísmico es más dúctil y predecible. No obstante, si bien esta estrategia reduce considerablemente la respuesta frágil del sistema y promueve un comportamiento más dúctil, también conlleva una disminución significativa de la rigidez lateral global de la estructura, lo que se traduce en mayores deformaciones de entrepiso, superando los límites admisibles establecidos por la normativa vigente.

En esta Memoria de Título se estudia una alternativa adicional para mitigar el comportamiento frágil de los muros de sección compuesta ante sollicitaciones sísmicas, sin degradar la respuesta global del sistema estructural. Esta alternativa consiste en la incorporación de un sistema de disipación de energía friccional en la interfaz ala-alma de los muros de sección compuesta, aplicado específicamente en el núcleo sismorresistente de un edificio de hormigón armado.

El sistema de disipación friccional propuesto requiere alcanzar un umbral mínimo de fuerza —o desplazamiento relativo— para activar su funcionamiento. Esto permite diseñar el sistema de manera que, frente a sismos de baja intensidad, la estructura se comporte como un sistema tradicional con muros de sección compuesta, beneficiándose de una alta rigidez lateral y bajas deformaciones de entrepiso. En contraste, frente a sismos de mayor intensidad que superen el umbral de activación del sistema, el comportamiento frágil de los muros de sección compuesta se ve reducido, disminuyendo así el daño estructural esperado.

1.2 Objetivo General

El objetivo general del trabajo es evaluar la efectividad, a nivel de respuesta sísmica local y global, de una configuración estructural con disipadores friccionales añadidos en la interfaz ala-alma de muros de sección compuesta de hormigón armado.

1.3 Objetivo específico

Los objetivos específicos se describen a continuación:

- Generar 3 modelos numéricos no-lineales de sistemas estructurales conformados por un núcleo de muros de hormigón armado de sección compuesta tipo C, modelados mediante el elemento tipo MVLEM-3D, considerando 3 configuraciones distintas: con disipadores friccionales en la interfaz ala-alma, con unión monolítica en la interfaz ala-alma, y con dilatación en la interfaz ala-alma.
- Mediante análisis tiempo-historia obtener indicadores de desempeño de la respuesta local ocurrida en cada registro sísmico evaluado y en cada configuración propuesta; que indiquen nivel de deformaciones de fibras extremas y nivel de fuerzas de corte presentes en muros.
- Mediante análisis tiempo-historia obtener indicadores de desempeño de la respuesta global ocurrida en cada registro sísmico evaluado y en cada configuración propuesta; que indiquen nivel de desplazamiento de entrepiso y nivel de aceleración absoluta de cada piso.

2 Marco Teórico

2.1 Muros de sección compuesta

Las necesidades arquitectónicas diversas de cada proyecto llevan a que las geometrías en planta de los muros de hormigón armado sean diversas, produciendo edificaciones cuya base estructural sean los muros de sección compuesta.

La geometría de estos muros presenta una desventaja, ya que poseen en al menos una de sus direcciones de flexión una respuesta dúctil en un sentido de carga y frágil en el sentido opuesto (Moehle, 2015). Esta dicotomía en el comportamiento ante diferente dirección y sentido de la carga, bajo la hipótesis clásica de secciones planas permanecen planas (hipótesis de Bernoulli), puede explicarse inicialmente por una distribución de deformaciones, y por ende esfuerzos, en la sección que requiere un equilibrio de fuerzas a nivel de sección que se debe lograr.

En efecto, el equilibrio interno de sección se establece entre las fuerzas de tracción del acero, la compresión del hormigón y la fuerza axial del elemento, la cual generalmente corresponde a una compresión significativa. Debido a la geometría de la sección compuesta, en un determinado sentido de carga, el equilibrio se alcanza con una reducida profundidad de eje neutro, lo que implica menores deformaciones de compresión en el hormigón. En estas condiciones, al alcanzar curvatura última, es el acero el que alcanza fluencia o incluso la falla, antes que el hormigón, produciendo un comportamiento dúctil (Ilustración 1).

En contraste, en el sentido opuesto de carga, el equilibrio requiere una mayor profundidad de eje neutro, lo que induce mayores deformaciones de compresión en el hormigón. Esto provoca que el hormigón alcance su deformación última antes de que el acero fluya dando como resultado una falla frágil (Ilustración 2).

Este comportamiento deriva en daños en los muros, tal como se registró en el Terremoto del Maule en 2010 (Lagos et al., 2012).

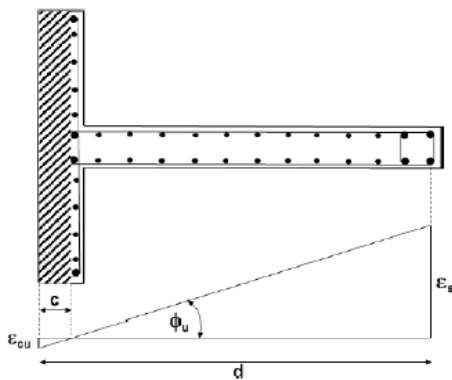


Ilustración 1. Curvatura última de la sección del muro T en caso de comprimirse el ala.

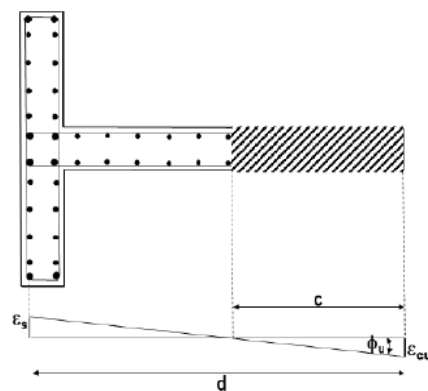


Ilustración 2. Curvatura última de la sección del muro T en caso de comprimirse el alma.

Para aumentar la capacidad de deformación del hormigón se suele disponer de elementos de borde en la sección; lo cual corresponde a porciones del muro que poseen un mayor ancho y cuyo refuerzo longitudinal y transversal ahí presente cumple condiciones de confinamiento (Moehle, 2015). Este tipo de medidas buscan disminuir los efectos de fragilidad que poseen los muros de sección compuesta en algunos sentidos de carga pero no resuelven por completo el problema, ya que solo aseguran un cumplimiento de capacidad mínima de deformación (que cumpla con la normativa utilizada) pero que puede llegar a ser insuficiente ante sismos que afecten la estructura y exigen una mayor capacidad de deformación de lo que se solicita mediante el espectro sísmico de la norma; y también son medidas que

muchas veces no van acorde ante demandas arquitectónicas exigentes que no permiten modificaciones ya sean de espesor de muros o cambios estructurales y geométricos de mayor nivel.

2.2 Sistemas de protección sísmica

Los sistemas de protección sísmica (SPS) corresponden a un conjunto de estrategias y dispositivos diseñados para mejorar el desempeño estructural de edificaciones sometidas a acciones laterales, reduciendo el daño estructural y permitiendo mantener niveles aceptables de serviciabilidad tras eventos de alta intensidad. Estos sistemas actúan limitando las demandas de deformación y aceleración en la estructura, contribuyendo además a la protección de elementos no estructurales y al confort de los ocupantes. Su efectividad ha sido ampliamente documentada en aplicaciones reales ante sollicitaciones laterales en países como Estados Unidos, Japón y diversas naciones europeas (Soong T. T. & Constantinou M.C., 1994).

Desde el punto de vista de su funcionamiento, los SPS pueden clasificarse en sistemas de aislación sísmica, amortiguadores de masa sintonizada y dispositivos de disipación de energía (DDE). Asimismo, según el uso de fuentes externas de energía, estos sistemas pueden ser activos, semiactivos o pasivos. En el marco de esta investigación, se considera un DDE pasivo, el cual no requiere un suministro energético externo y cuyo mecanismo de disipación se basa en la fricción entre superficies en contacto, generada por el desplazamiento relativo entre los extremos del dispositivo. Este proceso permite disipar energía sísmica mediante ciclos de histéresis Fuerza-Desplazamiento y con ello reducir la demanda de incursión no lineal en los elementos estructurales (Christopoulos & Filiatrault, 2006) y disminuir el daño en los elementos no estructurales.

2.2.1 Disipadores friccionales

La *fricción seca* es el tipo de fricción que gobierna el funcionamiento de los disipadores friccionales y se origina por el deslizamiento relativo entre dos superficies en contacto y se describe teóricamente mediante la Ley de Fricción de Coulomb. Este modelo establece que la fuerza de fricción es independiente del área de contacto, proporcional a la fuerza normal actuante y prácticamente independiente de la velocidad de deslizamiento para velocidades relativas bajas (Christopoulos & Filiatrault, 2006). Durante el movimiento, la fuerza máxima de fricción que actúa tangencialmente en la interfaz puede expresarse como $F = \mu N$, donde μ es el coeficiente de fricción, dependiente del tipo y rugosidad de las superficies en contacto. La relación Fuerza-Desplazamiento idealizada, como la que se muestra en la Ilustración 3, presenta un comportamiento rígido-plástico cuya disipación de energía teórica de un ciclo de histéresis es $4\mu N\delta_0$.

En estos dispositivos, la fuerza de fricción máxima que da inicio al deslizamiento se denomina fuerza de activación (Christopoulos & Filiatrault, 2006) y constituye un parámetro de diseño fundamental, ya que puede controlarse mediante el ajuste de la fuerza normal aplicada, usualmente a través del pretensado de pernos. No obstante, la teoría de Coulomb representa una idealización del comportamiento real, dado que el coeficiente de fricción no es estrictamente constante y puede variar durante el deslizamiento. Además, la diferencia entre los coeficientes de fricción estático y dinámico puede provocar una reducción transitoria de la fuerza de fricción en los puntos de inversión del movimiento, fenómeno conocido como *stick-slip* (Christopoulos & Filiatrault, 2006), el cual influye en la respuesta histéretica del disipador, pero que no se considerara en esta investigación.

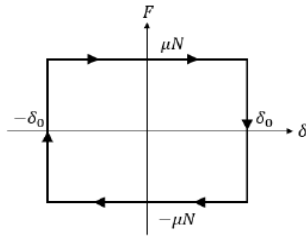


Ilustración 3. Relación Fuerza-Desplazamiento idealizada para el caso de la Ley de Fricción de Coulomb. (Chopra A. K., 2011)



Ilustración 4. Disipador friccional. El recuadro rojo señala los pernos utilizados para variar la fuerza de activación del dispositivo.

La primera conceptualización en sistemas estructurales fue desarrollada en 1979 (Pall & Marsh, 1979). Posteriormente, los mismos autores ampliaron su aplicación a muros de hormigón armado en trabajo publicados en 1980 (Pall et al., 1980) y 1981 (Pall & Marsh, 1981), y más tarde a marcos de acero arriostrados en 1982 (Pall & Marsh, 1982).

Más recientemente se realizaron investigaciones ensayando columnas de hormigón armado compuestas con disipadores friccionales integrados, sometidas a carga axial constante y carga lateral cíclica aplicadas de manera simultánea (Nakamura et al., 2012). Los ensayos demostraron que el uso de mecanismos de fricción mejora significativamente la capacidad de disipación de energía, reduce la degradación de rigidez y proporciona una respuesta histérica estable, evidenciando el potencial de este sistema para aplicaciones en diseño sísmico con control de daño.

Posteriormente, se desarrolló y evaluó experimentalmente un disipador friccional integrado en vigas de acoplamiento de acero para edificios de gran altura (Qu et al., 2015). El disipador friccional fue ensayado bajo cargas cíclicas para analizar su comportamiento histérico y su capacidad de disipación de energía. Los resultados mostraron que la histéresis del disipador es completa y estable, y que, con una adecuada definición de parámetros de fricción se logra reproducir la rigidez y límite elástico de vigas de acoplamiento convencionales de hormigón armado o acero, pero con una capacidad de disipación de energía superior y una menor variabilidad de la demanda de resistencia para los elementos y conexiones adyacentes.

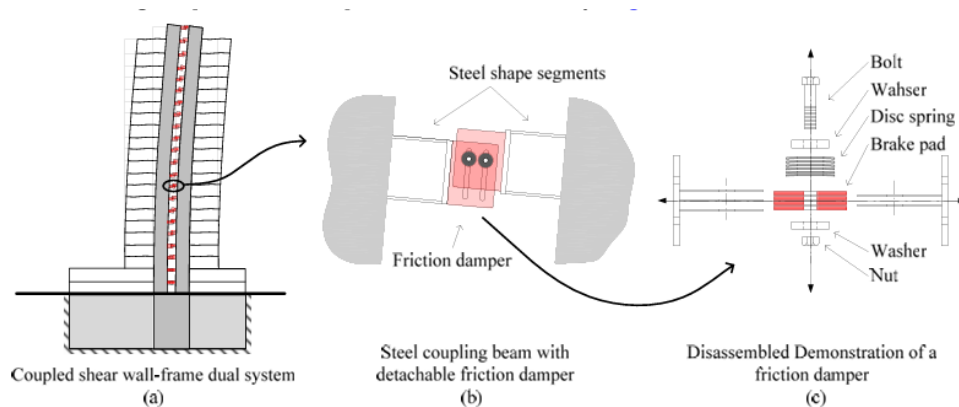


Ilustración 5. Disipador friccional propuesto y su uso como viga de acoplamiento de acero en edificios de gran altura. (Qu et al., 2015)

En el ámbito de la modelación numérica no-lineal autores han realizado trabajos en columnas de hormigón armado integradas con mecanismos de disipación de energía por fricción, (Setiawan et al., 2017), recreando el experimentos previos (Nakamura et al., 2012) . La modelación se llevó a cabo en OpenSees utilizando elementos tipo fibra para representar el comportamiento inelástico del hormigón y del acero de refuerzo, y elementos de enlace de dos nodos con un comportamiento elastoplástico para simular el dispositivo de fricción. Los resultados mostraron una buena concordancia en las curvas de histéresis, la rigidez global y la distribución de curvaturas, al ser comparados con los resultados experimentales obtenidos por Nakamura et al. (2012).

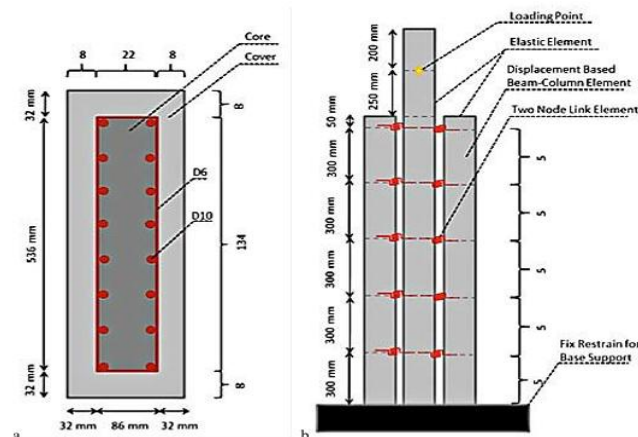


Ilustración 6. (a) Idealización del modelo de la sección tipo fibra de la columna de hormigón armado; (b) Esquema del modelo de columnas de hormigón armado con disipadores friccionales integrados. (Setiawan et al., 2017).

2.3 Modelación no lineal de estructuras de hormigón armado

La modelación no lineal de estructuras de hormigón armado permite representar la respuesta del sistema estructural más allá del rango elástico lineal, capturando relaciones fuerza–desplazamientos no lineales. Este comportamiento puede originarse por la no linealidad de los materiales, efectos geométricos asociados a grandes desplazamientos y condiciones particulares de apoyo (Bozorgnia & Bertero, 2004).

Desde el punto de vista de la formulación numérica, la no linealidad puede incorporarse a distintos niveles del modelo estructural (Taucer, 1991) . Los modelos globales concentran la respuesta no lineal en grados de libertad equivalentes, siendo adecuados para evaluaciones preliminares de desplazamientos, aunque con limitada capacidad para estimar fuerzas internas. En el extremo opuesto, los modelos microscópicos o continuos discretizan los elementos y sus uniones con gran nivel de detalle, ofreciendo alta precisión a costa de elevados requerimientos computacionales.

Entre ambos enfoques se encuentran los modelos de elementos finitos discretos, ampliamente utilizados en análisis sísmicos no lineales por ofrecer un equilibrio adecuado entre precisión y eficiencia computacional. En estos modelos, la no linealidad puede incorporarse a nivel del elemento estructural, ya sea mediante plasticidad concentrada, localizada en los extremos, o plasticidad distribuida, en la cual el comportamiento inelástico se desarrolla progresivamente a lo largo de la longitud del elemento. Este enfoque se implementa comúnmente mediante elementos basados en secciones fibra, donde la respuesta del elemento se obtiene a partir de la integración numérica de la respuesta esfuerzo–deformación de secciones discretas ubicadas en puntos de integración a lo largo del elemento, permitiendo capturar la interacción axial–flexión y la evolución del daño estructural.

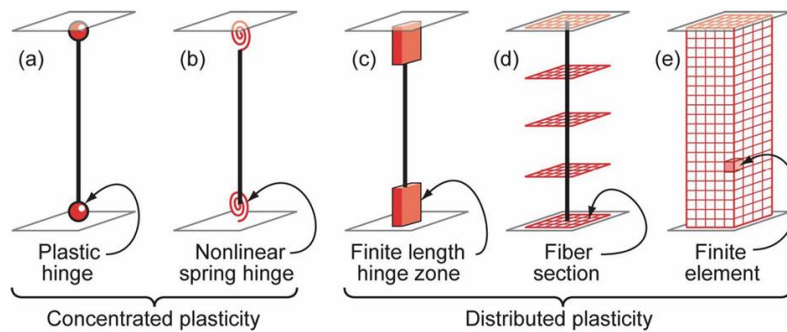


Ilustración 7. Opciones de modelación no-lineal para elementos tipo “frame”.(Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design, 2017)

2.3.1 Elementos Basados en Desplazamientos (DBE).

Los elementos basados en desplazamientos (*Displacement-Based Elements, DBE*) constituyen una de las formulaciones más empleadas dentro de los modelos de plasticidad distribuida. Su desarrollo se basa en el método de rigidez, imponiendo un campo de desplazamientos interpolado a lo largo del elemento para la obtención de la matriz de rigidez, lo que favorece su estabilidad numérica y facilidad de implementación (Neuenhofer & Filippou, 1997).

Sin embargo, al utilizar funciones de interpolación polinómicas, los DBE representan de forma aproximada la distribución real de curvaturas cuando el comportamiento es no lineal. En presencia de gradientes elevados de curvatura, esta aproximación puede generar errores significativos, siendo necesario refinar el mallado del elemento para mejorar la precisión. Además, el equilibrio de fuerzas se satisface únicamente en forma integral, lo que puede limitar la exactitud de la respuesta seccional en elementos con plasticidad altamente distribuida (Neuenhofer & Filippou, 1997). En esta investigación se recurrió a este tipo de elementos para modelar vigas y columnas.

2.3.2 Modelación de Muros de hormigón armado

En concordancia con lo explicado previamente, los modelos analíticos para la simulación no lineal de muros de hormigón armado pueden clasificarse en *micro-modelos* y *macro-modelos*, dependiendo del nivel de detalle con que se represente el comportamiento estructural (Pozo et al., 2020). Debido a su mayor eficiencia computacional y adecuada capacidad para reproducir la respuesta global frente a acciones sísmicas los macro-modelos son ampliamente utilizados en análisis estructurales no lineales de edificaciones.

El modelo MVLEM-3D corresponde a un macro-elemento tridimensional de cuatro nodos y 24 grados de libertad, desarrollado para el análisis no lineal de muros de hormigón armado sometidos a flexión y cargas multidireccionales. Este modelo constituye una extensión tridimensional del elemento MVLEM bidimensional propuesto en 1988 (Vulcano et al., 1988), y se formula mediante: (i) una transformación geométrica de los grados de libertad del elemento en el plano, que permite su representación como un elemento de cuatro nodos; y (ii) la incorporación de un comportamiento elástico lineal fuera del plano, modelado mediante una placa basada en la teoría de Kirchhoff. En esta formulación, los comportamientos en el plano y fuera del plano del muro se consideran desacoplados, tal como se ilustra en la Figura 2, donde el elemento MVLEM-3D se descompone en un componente MVLEM de cuatro nodos para el comportamiento en el plano y un componente tipo placa para el comportamiento fuera del plano (Koložvari et al., 2021).

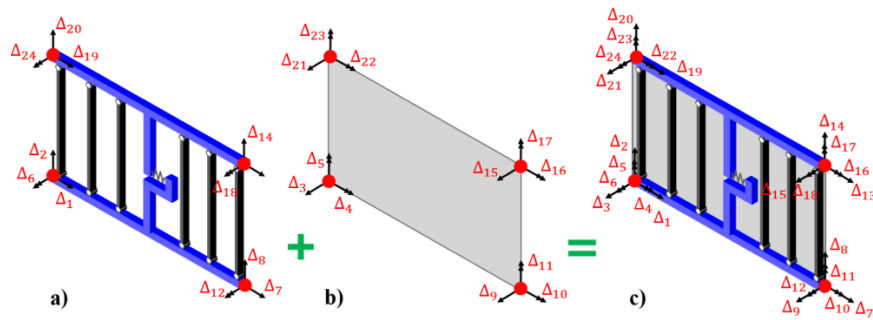


Ilustración 8. Formulación de elemento MVLEM-3D. (Kolozvari et al., 2021)

3 Caso estudio

3.1 Estructura base

El sistema estructural por analizar corresponde a una simplificación del edificio de hormigón armado “Alcázar”, ubicado en Álvarez 646 en Viña del Mar, región de Valparaíso cuyo uso está destinado a oficinas. Su elección se basa en su geometría regular en planta y en la existencia de un sistema sismo resistente basado en su núcleo de muros de hormigón armado tipo C; esto sumado a la existencia de trabajos previos (Cofré, 2020) , que permiten comparar y usar parámetros obtenidos en esa investigación. La geometría de este edificio consta de 17 pisos sobre el nivel de terreno y 3 subterráneos destinados a estacionamiento, no obstante, para efectos de este trabajo solo se consideran los niveles por sobre la cota de terreno. Posee una estructuración en planta regular y simétrica respecto al eje Y, con longitud de 29.6 [m] en dirección X y 23.1[m] en dirección Y, acorde con lo mostrado en la Ilustración 9. La Tabla 1 resume dimensiones, características principales de la estructura base, y parámetros de diseño sísmico según normativa NCh433Of.1996 Mod 2009 y cargas aplicadas a nivel de losa según NCh1537Of.1986.

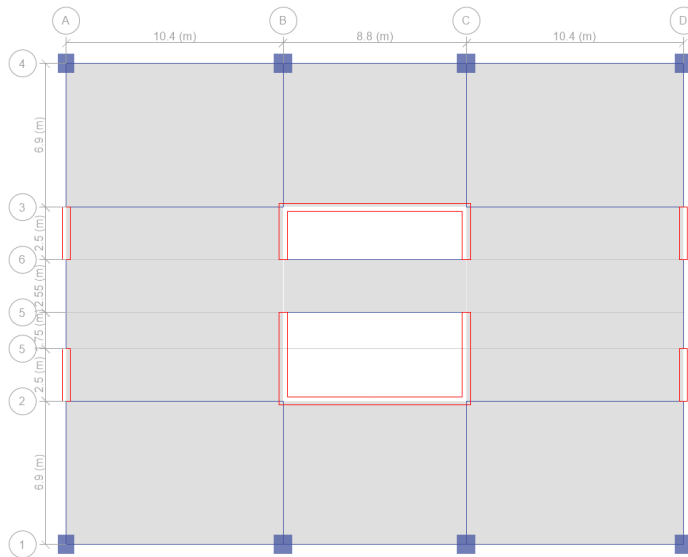


Ilustración 9. Geometría en planta de la estructura en estudio.

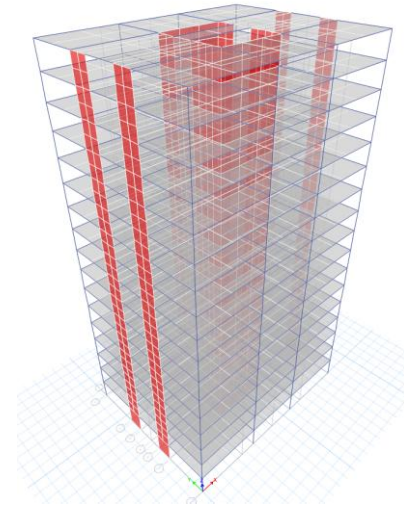


Ilustración 10. Vista Isométrica Modelo ETABS Edificio Alcázar.

Grado de Hormigón	G30
Tipo de Acero	A630-420H
Número de Pisos	17
Subterráneos	No
Altura de entre pisos	3.24 [m]
Altura Total	55.08 [m]
Largo en Planta	29.6 [m]
Ancho en Planta	23.1 [m]
Peso Propio adicional por Piso	150 [kgf/m²]
Sobrecarga de uso por Piso	250 [kgf/m²]
Zona Sísmica	3
Tipo de Suelo	C
Categoría de ocupación	II
R	7
R₀	11
Espesor Muros	40 [cm]
Largo muros de sección rectangular	2.5 [m]
Largo alma de muros tipo C	8.8 [m]
Largo alas muro tipo C superior	2.5 [m]
Largo alas muro tipo C inferior	4.25 [m]
Espesor Losas	20 [cm]
Sección columnas esquina	80x90 [cm] lado mayor orientado en el eje Y
Sección columnas no esquina	90x90 [cm]
Sección vigas rojas (ver Ilustración 12)	50x65 [cm]
Sección viga celeste (ver Ilustración 12)	30x65 [cm]
Sección viga amarilla (ver Ilustración 12)	40x80 [cm]

Tabla 1. Características edificio en estudio.

3.2 Propiedades modales y demanda sísmica.

El peso sísmico de la estructura, de acuerdo con NCh433Of.1996 Mod.2009, se consideró como el peso propio de la estructura (incluyendo el peso propio adicional por piso indicado en la Tabla 1) más un 25% de la sobrecarga de uso $D + 0.25L$. En la Tabla 2 se muestra el peso sísmico de la estructura y los resultados modales de los 6 primeros modos, siendo el primero y el tercero aquellos modos que presentan mayor masa traslacional en la dirección Y y la dirección X respectivamente.

Con los resultados modales y los parámetros de diseño sísmico mostrados en la Tabla 1 se realiza el análisis sísmico mediante método modal espectral para obtener corte basal de diseño, esto según NCh433Of.1996 Mod.2009. Los resultados del análisis sísmico se muestran en la Tabla 3 y al contrastarse con el análisis realizado en la investigación de Cofre (2020) se aprecia que existe mínima o nula discrepancia numérica.

MODO	Periodo [s]	Ux [%]	Uy [%]	Sum Ux	Sum Uy	Rz [%]	Sum Rz
1	1.568	0	71.9	0	71.9	0	0
2	1.343	4.7	0	4.7	71.9	67.12	67.12
3	1.144	61.8	0	66.5	71.9	5	72.12
4	0.44	0	13.3	66.5	85.2	0	72.12
5	0.377	0.34	0	66.8	85.2	13.83	86
6	0.267	19	0	85.8	85.2	0.41	86.41

PESO SISMICO = 12969.7 [Tonf]

Tabla 2. Propiedades modales de los 6 primeros modos y el peso sísmico correspondiente. Datos obtenidos de modelo ETABS.

Dirección	T	$Sa_{elastico}$	$Q_{elastico}$	R	$Q_{reducido}$	Q_{min}	$Q_{máx}$	$Q_{diseño}$	R^*
-	[s]	[g]	[tonf]	-	[tonf]	[tonf]	[tonf]	[tonf]	-
X	1.144	0.44	4412.1	8.92	494.3	907.9	1906.6	907.9	4.86
Y	1.568	0.29	3328.8	9.54	356.3	907.9	1906.6	907.9	3.67

Tabla 3. Cortes basales obtenidos por método modal espectral según NCh433Of.1996 Mod.2009.

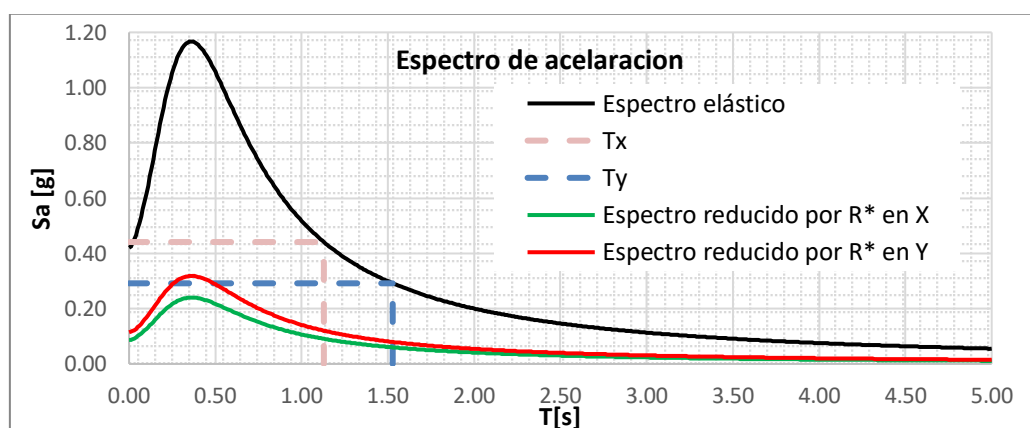


Ilustración 11. Espectro elástico y Espectros de Diseño (Dirección X y Dirección Y) de la estructura. Acorde con normativa NCh433Of.1996 Mod.2009.

3.3 Diseño de Refuerzo transversal en Muros tipo C.

Según lo mostrado en la Tabla 3, se obtuvieron los factores de reducción finales necesarios para reducir el espectro sísmico elástico y obtener el corte basal exigido por la normativa NCh433:1996 Mod.2009. Estos factores fueron incorporados en el modelo lineal elástico del edificio Alcázar implementado en ETABS, con el fin de determinar las demandas sísmicas a corte mediante el método modal espectral. Posteriormente, dichas demandas fueron combinadas conforme a las combinaciones de carga establecidas en la NCh3171, obteniéndose las solicitaciones máximas de corte para los muros tipo C del núcleo sismorresistente del edificio, tal como se muestra en la Tabla 4. Con base en estas solicitaciones se procedió a determinar una cuantía de refuerzo transversal necesaria para proporcionar una resistencia nominal a corte acorde con los valores de demanda obtenidos, de acuerdo con los criterios establecidos en la normativa vigente en ese momento ACI318-08 (American Concrete Institute, 2008) para muros especiales, cuya resistencia nominal a corte está definida por la expresión ec. 3.3.1. Posteriormente, se verificó que dicho valor de resistencia no excediera la resistencia máxima a corte permitida, definida por la expresión ec. 3.3.2. Asimismo, se impuso que la cuantía de refuerzo transversal obtenida fuera mayor o igual a la cuantía mínima de 0.0025 prescrita por la normativa. Todos los resultados se presentan en la Tabla 5 y Tabla 6. Cabe mencionar que para el refuerzo transversal se consideró un acero del tipo A630-420H con una tensión de fluencia de 420[MPa].

Sección	Etiqueta	ΨV_u	Combinación de Carga
-	-	[tonf]	-
Ala	MC1.1	302.6	1.2D + 1.0L + 1.4E _y
Alma	MC1.2	681	0.9D + 1.4E _x
Ala	MC1.3	302.6	1.2D + 1.0L + 1.4E _y
Ala	MC2.1	117.5	1.2D + 1.0L + 1.4E _y
Alma	MC2.2	511	0.9D + 1.4E _x
Ala	MC2.3	117.5	1.2D + 1.0L + 1.4E _y

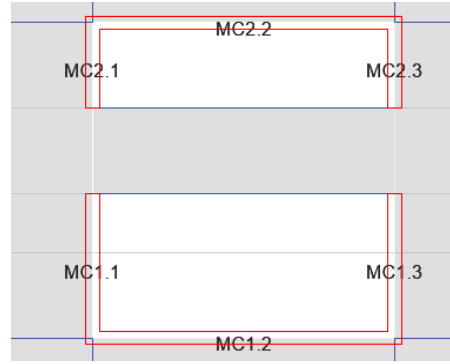


Tabla 4. Solicitaciones máximas de corte en muros tipo C obtenidas por análisis lineal elástico en modelo ETABS, para las combinaciones de carga según NCh3171.

$$V_n = A_{cv} \left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right) \quad \text{ec. 3.3.1}$$

$$V_{n \text{ máx}} = 0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad \text{ec. 3.3.2}$$

Etiqueta	t_w	l_w	f'_c	α_c	$A_{cv} = t_w l_w$	λ	Refuerzo Transversal	ρ_t	V_n
-	[m]	[m]	[MPa]	-	[m ²]	-	-	-	[tonf]
MC1.1	0.4	4.25	30	0.17	1.7	1	DM ϕ 12@12	0.0047	504.5
MC1.2	0.4	8.8	30	0.17	3.52	1	DM ϕ 12@10	0.0057	1186.7
MC1.3	0.4	4.25	30	0.17	1.7	1	DM ϕ 12@12	0.0047	504.5
MC2.1	0.4	2.5	30	0.17	1	1	DM ϕ 10@14	0.0028	215.08
MC2.2	0.4	8.8	30	0.17	3.52	1	DM ϕ 10@10	0.0039	926.22
MC2.3	0.4	2.5	30	0.17	1	1	DM ϕ 10@14	0.0028	215.08

Tabla 5. Determinación del refuerzo transversal y de la resistencia nominal a corte de los muros, según ACI 318-08.

Etiqueta	ϕ	V_n	ϕV_n	ΨV_u	$\frac{\Psi V_u}{\phi V_n}$	$V_{n \text{ máx}}$
-	-	[tonf]	[tonf]	[tonf]	-	[tonf]
MC1.1	0.6	504.50	302.79	302.6	1.00	626.65
MC1.2	0.6	1186.70	712.23	681	0.96	1297.54
MC1.3	0.6	504.50	302.79	302.6	1.00	626.65
MC2.1	0.6	215.08	129.08	117.5	0.98	368.62
MC2.2	0.6	926.22	555.89	511	0.92	1297.54
MC2.3	0.6	215.08	129.08	117.5	0.98	368.62

Tabla 6. Relación entre demanda de corte, resistencia nominal minorada y resistencia nominal máxima según ACI 318-08.

3.4 Cuantías de refuerzo de elementos estructurales

En este apartado se presentan los detalles de refuerzo longitudinal de los elementos estructurales del edificio analizado, correspondientes a vigas, columnas y muros. Estos detalles se basan, en términos

generales, en la propuesta estructural desarrollada en la investigación de Cofré (2020). No obstante, se introducen modificaciones específicas en la cuantía de refuerzo longitudinal dispuesta en el alma de los muros, la cual fue reducida en un 50 % respecto de la propuesta original.

En el diseño base, la cuantía de refuerzo longitudinal en el alma de los muros cumple con el mínimo normativo exigido de 0.0025 y con los requerimientos de resistencia a flexo-compresión, sin embargo, se considera que dicho valor resulta conservador; en consecuencia, se adoptó una reducción de dicha cuantía, manteniendo el cumplimiento con los requerimientos de resistencia en flexo-compresión, pero sin satisfacer el mínimo normativo vigente en todas las secciones de muro. Esta decisión se justifica en el carácter investigativo del trabajo, cuyo propósito principal es evaluar el desempeño estructural no lineal del sistema, más que verificar el cumplimiento normativo de un diseño.

Como resultado de esta modificación, en los muros donde originalmente se consideraba $DM\phi 10@10$ ($\rho_l = 0.004$) se adoptó una disposición $DM\phi 8@12$ ($\rho_l = 0.002$) (muros ML1, ML2, ML3, ML4 y MC2 indicados en Ilustración 12), mientras que en el muro MC1 se reemplazó $DM\phi 12@10$ ($\rho_l = 0.0056$) por una $DM\phi 12@20$ ($\rho_l = 0.0028$). En el caso de los muros tipo C del núcleo sismorresistente, se incorpora además el refuerzo transversal a corte determinado en la Sección 4.3, el cual constituye un aporte específico de la presente investigación y no forma parte del diseño original que se tiene como base.

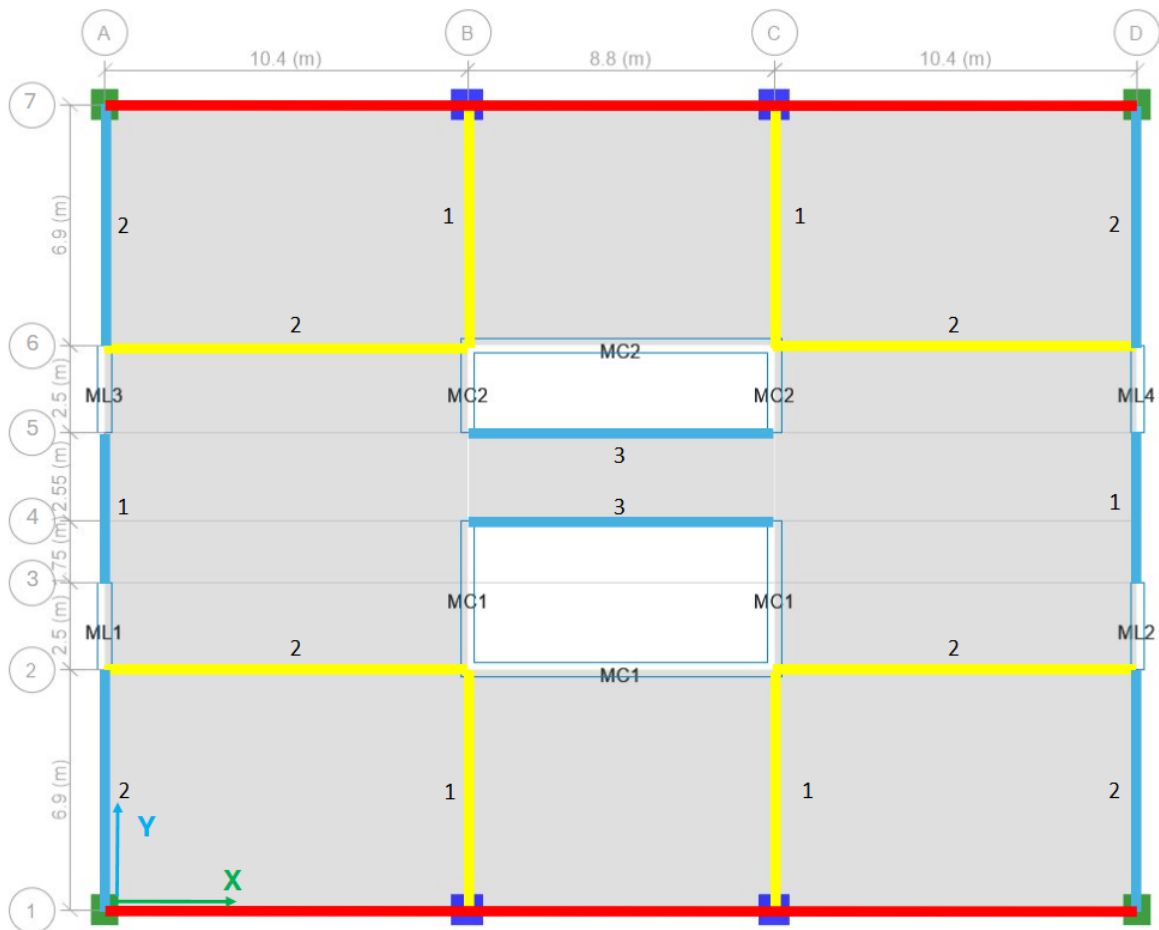


Ilustración 12. Vista en planta de estructura en estudio indicando los diferentes elementos estructurales.

3.4.1 Vigas y Columnas

Tabla 7. Dimensiones de sección y cuantías de refuerzo longitudinal de vigas.

Vigas	Tipo	Altura	Ancho	Refuerzo	
				Inf	Sup
-	-	cm	cm		
Rojas	-	65	50	5 ϕ 18	5 ϕ 28
Celeste	1	65	30	6 ϕ 25	6 ϕ 28
	2	65	30	4 ϕ 25	4 ϕ 28
	3	65	30	4 ϕ 18	4 ϕ 18
Amarilla	1	80	40	4 ϕ 28	8 ϕ 28
	2	80	40	4 ϕ 25	8 ϕ 28

Tabla 8. Dimensiones de sección y cuantías de refuerzo longitudinal en columnas.

Posición	Lado Y	Lado X	Refuerzo	ρ_1
	cm	cm	Longitudinal	%
Esquina	90	80	14 ϕ 28	1.2
No Esquina	90	90	18 ϕ 28	1.37

3.4.2 Muros.

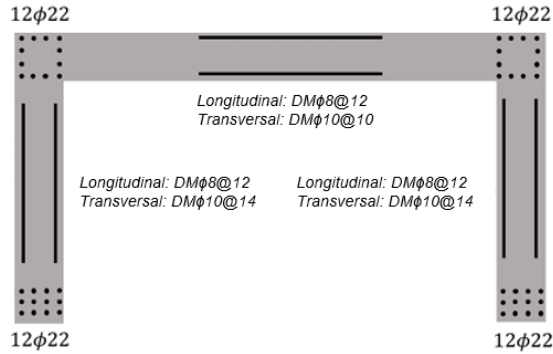


Ilustración 13. Refuerzo Muro C superior MC2.(Cofré, 2020)

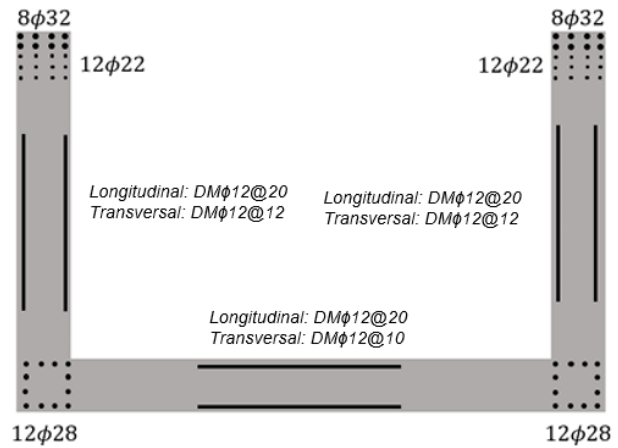


Ilustración 14. Refuerzo Muro C inferior MC1.(Cofré, 2020)



Ilustración 15. Refuerzo muros rectangulares. (Cofré, 2020)

4 Modelación en OpenSees

En este capítulo se describen aspectos de la modelación en OpenSees (Mckenna et al., 2010) que son comunes a las 3 configuraciones estructurales analizadas (interfaz monolítica, dilatación y con disipadores friccionales). Estos aspectos incluyen las simplificaciones adoptadas respecto del modelo lineal-elástico desarrollado en ETABS, definición de las leyes constitutivas de los materiales, tipos de elementos utilizados y su respectiva discretización.

Finalmente se incorpora una sección destinada a caracterizar el comportamiento de los disipadores friccionales y describir su ubicación dentro del sistema estructural.

4.1 Simplificaciones del modelado y definición de nodos.

Al igual que en la investigación de Cofré del 2020, para ninguna de las 3 diferentes configuraciones se modeló la losa como un elemento estructural, ya que aumentarían considerablemente los grados de libertad del modelo sin entregar información relevante para la investigación. La losa solo produce acoplamiento importante entre los muros de sección C mediante el área de la losa que conecta las alas de ambos muros, pero no logra generar acople relevante con el resto de la estructura. En su ausencia se definió un diafragma rígido por piso, para simular el efecto que produce la losa al conectar todos los elementos estructurales. La masa sísmica se definió a partir del peso sísmico obtenido del modelo lineal-elástico en ETABS de la estructura base. Para ello, se consideraron las reacciones verticales nodales en la base asociadas a la combinación de cargas $D + 0.25L$, mostradas en la Ilustración 16; valores que fueron divididos equitativamente entre los 17 niveles del edificio; se distribuyeron en cada piso según la distribución de nodos mostrada en la Ilustración 17, y en altura según las distribuciones de nodos mostradas en la Ilustración 18. La masa sísmica nodal se calculó como el cociente entre el peso sísmico nodal y la aceleración de la gravedad y se distribuyó siguiendo la misma lógica descrita previamente.

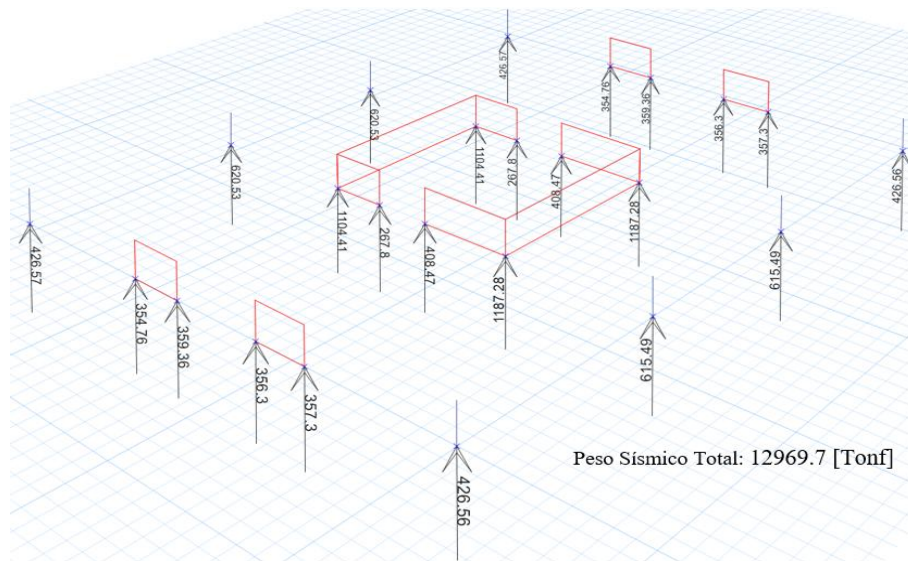


Ilustración 16. Reacciones verticales nodales en Toneladas fuerza para estado de carga $D + 0.25L$ en modelo ETABS de edificio Alcazar.

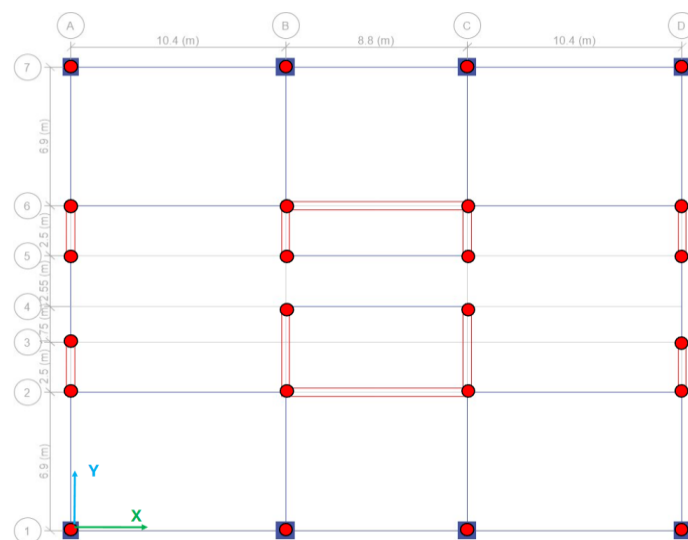


Ilustración 17. Distribución de nodos en planta que serán asignados con peso y masa sísmica en cada uno de los pisos. Referencia sección en planta de modelo ETABS.

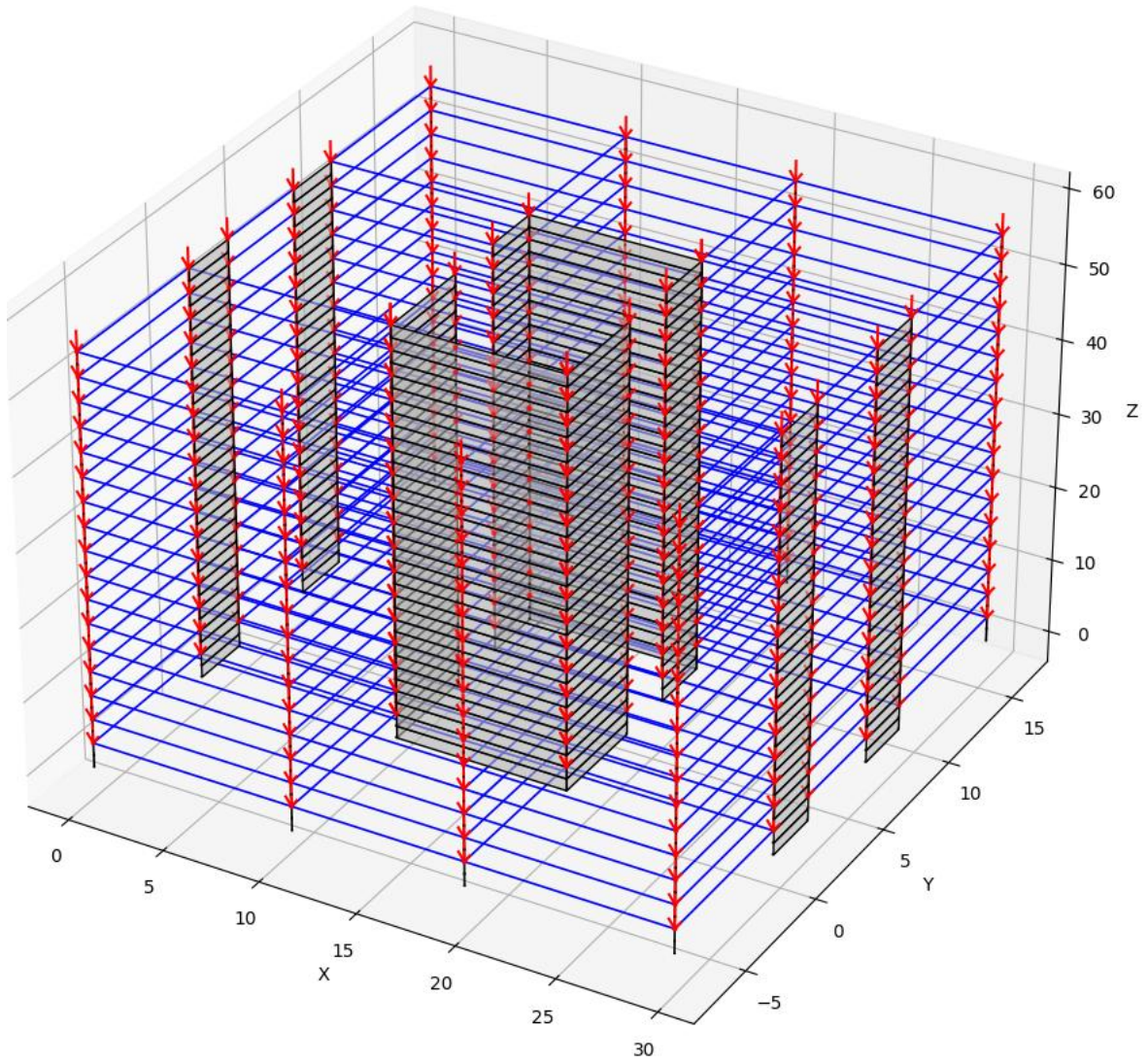


Ilustración 18. Vista global de nodos con peso y masa sísmica asignada en modelo OpenSees.

4.2 Hormigón

Se utiliza el material *Concrete02*, cuya curva se basa en la tesis desarrollada por Mohd Hisham Mohd Yassim, "Non linear Analysis of Prestressed Concrete Structures under Monotonic and Cycling Loads" en 1994; esta curva incluye el comportamiento a tracción del hormigón. Este material tiene como objetivo representar el comportamiento de un hormigón G30 utilizado en muros, columnas y vigas.

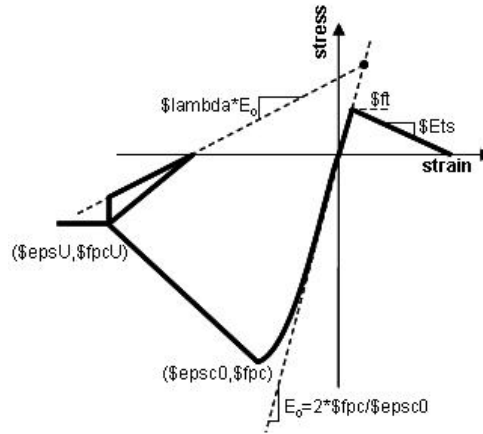


Ilustración 19. Curva de Comportamiento Concrete02. (OpenSeesWiki)

Al igual que en la investigación de Cofré (2020); el hormigón de vigas y columnas se modela diferenciando entre el núcleo confinado y recubrimiento sin confinar. El efecto del confinamiento se presentó mediante la cuantía mínima, $\rho_{s,min}$, descrita en la normativa ACI 318-08 para elementos sometidos a flexión y carga axial, dada por la ec. 4.2.1. Esta cuantía se utiliza para estimar la deformación última del hormigón confinado a partir de ec. 4.2.2, expresión propuesta en investigaciones previas (B. D. Scott et al., 1982). Asimismo, y acorde con lo señalado por Cofré, no se consideró incremento en la resistencia máxima del hormigón confinado, dado que este resulta muy reducido; sin embargo, se considera una resistencia residual del $50\%f'_c$. De acuerdo con Scott el hormigón no confinado presenta una resistencia residual del $20\%f'_c$; no obstante, para el recubrimiento se asumió una resistencia residual nula, con el fin de representar el desprendimiento de este.

Para muros, el análisis de Cofré muestra que, sin confinamiento en elementos de borde, se satisfacen las demandas de curvatura; por esto, se utiliza hormigón sin confinar en todas las secciones de muro, con una resistencia residual de $20\%f'_c$.

Referente al comportamiento a tracción del hormigón, la resistencia a tracción se calcula según lo indicado en el modelo constitutivo propuesto por Belarbi y Hsu (1994), expresión mostrada en ec. 4.2.3; y para la rigidez de la rama de decaimiento se considera la recomendación del autor ec. 4.2.4.

$$\rho_{s,min} = 0.09 \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{ec. 4.2.1}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 0.075 \frac{\rho_s f_y}{f'_c} \quad \text{ec. 4.2.2}$$

$$f_t [MPa] = 0.313 \sqrt{f'_c [MPa]} \quad \text{ec. 4.2.3}$$

$$E_{ts} = \frac{f_t}{0.002} \quad \text{ec. 4.2.4}$$

Elemento estructural	Muros	Columnas y Vigas	Columnas y Vigas
Area de Sección	Sección completa	Núcleo	Recubrimiento
Presenta Confinamiento	NO	SI	NO
Resistencia máxima a compresión. f_{pc}	30 [MPa]	30 [MPa]	30 [MPa]
Deformación al peak de resistencia. ϵ_{psc0}	0.002	0.002	0.002
Resistencia residual. f_{pcu}	6 [MPa]	15 [MPa]	0
Deformación ultima. ϵ_{psu}	0.004	0.01075	0.004
Razón entre la pendiente de descarga hasta la deformación residual y la pendiente inicial. λ	0.25	0.25	0.25
Resistencia a tracción. f_t	1.7 [MPa]	1.7 [MPa]	1.7 [MPa]
Rigidez rama de decaimiento por tracción. E_{ts}	849 [MPa]	849 [MPa]	849 [MPa]

Tabla 9. Parámetros utilizados para representar hormigón G30 de muros, vigas y columnas utilizando material Concrete02.

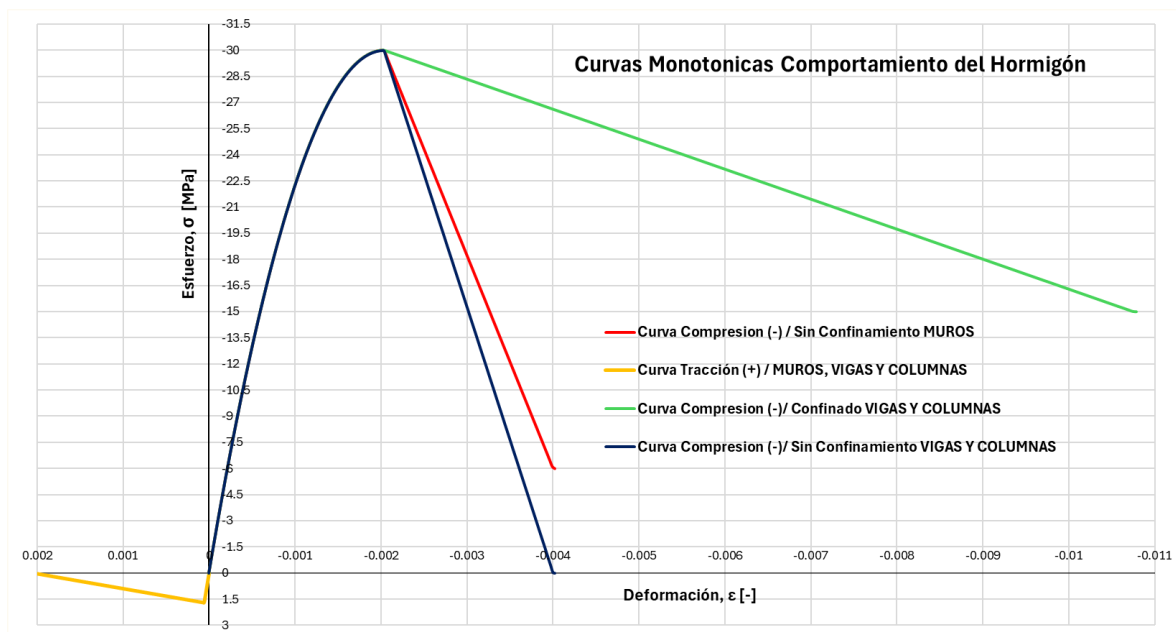


Ilustración 20. Curvas de comportamiento del Hormigón descritas por el material Concrete02.

4.3 Acero de refuerzo

Se utiliza el material *SteelMPF*, el cual representa el comportamiento histerético del material propuesto por Menegotto y Pinto en 1973 junto con la extensión del modelo para incluir los efectos de endurecimiento por deformación propuesto por Filippou et al. en 1983. Este material tiene como objetivo representar un acero A630-420H con un $E_s=200000$ [MPa] y una tensión de fluencia de 420 [MPa]. Lo demás parámetros incorporados son recomendación del autor.

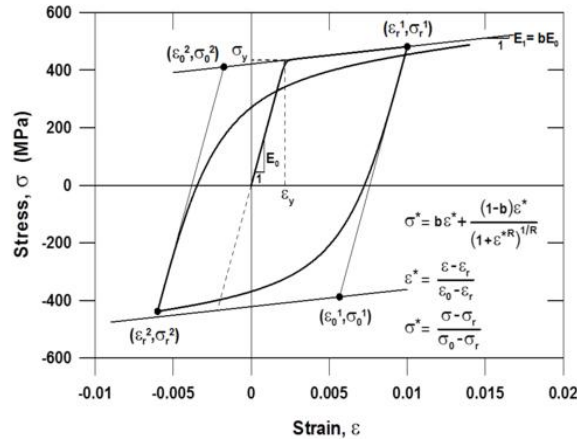


Ilustración 21. Curva de comportamiento material SteelMPF. (OpenSeesWiki)

Uniaxial Material	Tensión de fluencia en tracción.	Tensión de fluencia en compresión.	Módulo de Young inicial	Razón de endurecimiento. tensión /compresión		Parámetros recomendados por autor		
	\$fyp	\$fyn		\$E0	\$bp	\$bn	\$R0	\$cR1
-	[MPa]	[MPa]	[MPa]	-	-	-	-	-
SteelMPF	420	420	200000	0.01	0.01	20	0.925	0.15

Tabla 10. Parámetros utilizados para representar acero de refuerzo A630-420H con material SteelMPF.

4.4 Elementos

En este apartado se indica el tipo de elementos que serán usados en la modelación y su posicionamiento dentro del modelo a nivel global. En las posteriores secciones se indicarán al detalle sus características, discretización, materiales y diferentes variaciones dependiendo del tipo de configuración.

Para los análisis de respuesta no-lineal en el tiempo realizados, se asumió un amortiguamiento inherente de la estructura tipo Rayleigh, con una razón de 2.5% respecto al crítico para el primer y cuarto modo.

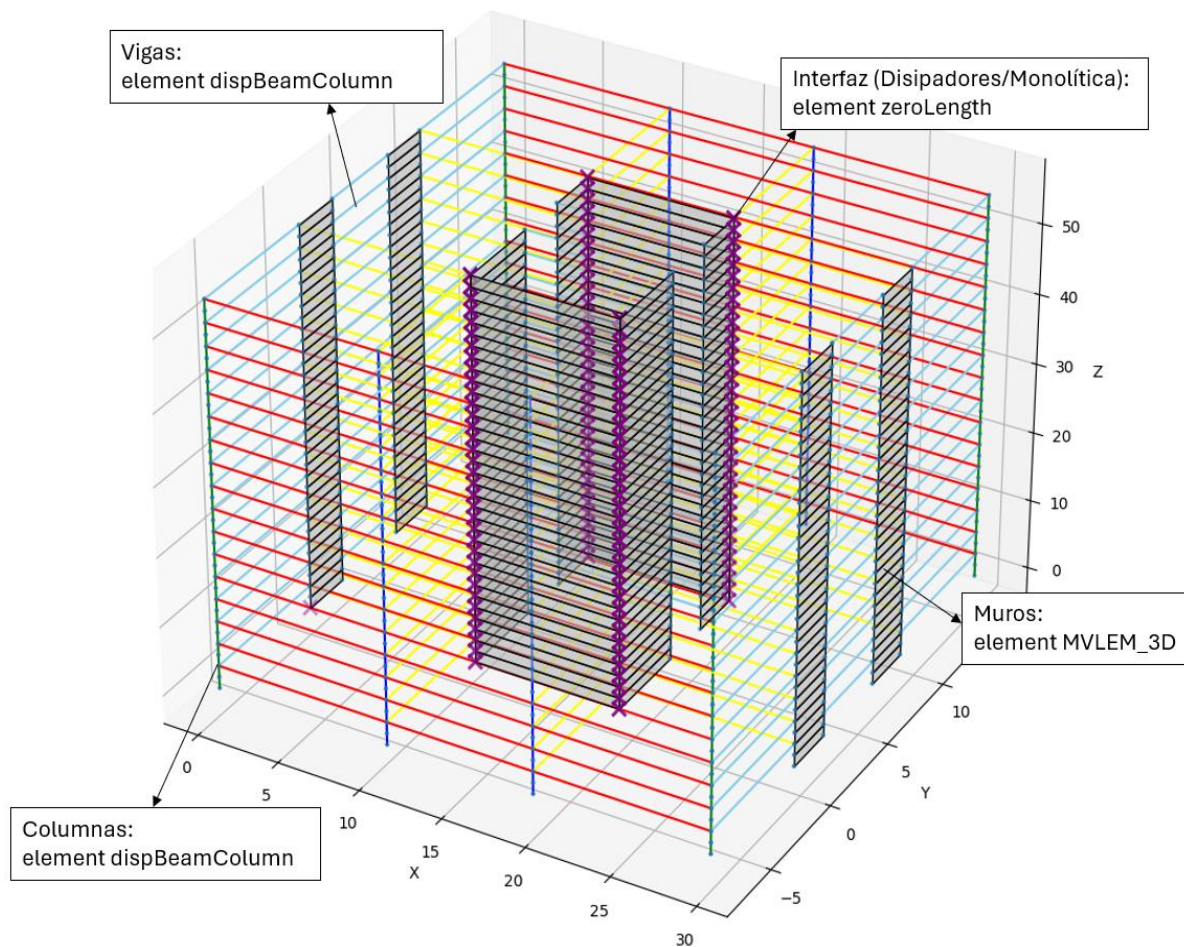


Ilustración 22. Vista isométrica de modelo en OpenSees

4.5 Muros

Los muros fueron modelados mediante elementos MVLEM-3D. Para la discretización de los muros en la dirección vertical se establecieron tres criterios principales. En primer lugar, se buscó una discretización mayor que la empleada en la investigación de Cofré, en la cual se utilizó un elemento tipo *frame* por nivel para modelar los muros. En segundo lugar, se adoptó como criterio que la altura de cada elemento fuese cercana a la longitud de la articulación plástica esperada de los muros, que puede estimarse como $0.5L_w$ (Gogus A., 2010), siendo L_w la longitud del muro. Finalmente, se impuso como tercer criterio que la discretización en altura fuese uniforme para todos los muros del modelo.

Considerando los tres criterios previamente descritos, y las longitudes de los muros indicadas en la Tabla 1 e Ilustración 12; las cuales conducen a longitudes estimadas de rótula plástica de 1.25 m para los muros rectangulares y alas del muro C superior (MC2), 2.125 metros para alas del muro C inferior (MC1) y 4.4 metros para almas de los muros C, y junto con una altura de entrepiso de 3.25 metros, se concluyó que una discretización vertical de 2 elementos MVLEM-3D por piso era adecuada para modelar cada muro, cada uno con una altura de 1.625 m. Esta discretización se muestra en la Ilustración 23 donde los nodos en rojo corresponden a los nodos de entrepiso que tienen peso y masa sísmica añadida, mientras que los nodos en verde intermedios utilizan solo para la discretización interna del muro dentro de cada piso y para definir los elementos MVLEM-3D. De este modo cada piso se modela mediante un total de 20 elementos MVLEM-3D, de los cuales se usan 6 (3 inferiores y 3 superiores) para definir cada uno de los 2 muros tipo C (MC1 y MC2) y 2 elementos (1 superior y 1 inferior) para definir cada uno de los 4 muros rectangulares (ML1, ML2, ML3, ML4).

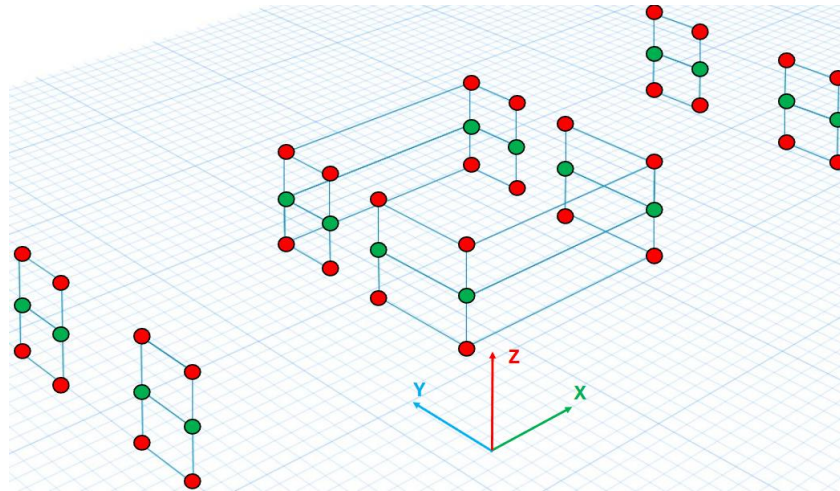


Ilustración 23. Nodos definidos por cada piso para modelación no lineal de muros utilizando elementos MVLEM-3D.

A nivel de sección, la discretización de fibras y sus cuantías de refuerzo para cada sección se muestran desde la Ilustración 24 hasta la Ilustración 29. Las cuantías de refuerzo longitudinal son acordes a las mostradas en el capítulo 4.4.2. Para cada fibra se consideró hormigón sin confinar modelado con *Concrete02* (Tabla 9) y el acero de refuerzo se modeló mediante *SteelMPF* (Tabla 10).

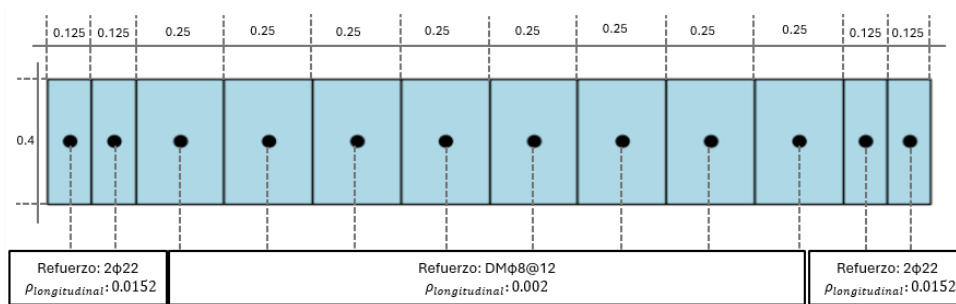


Ilustración 24. Esquema detallado de discretización de fibras en muros rectangulares ML1, ML2, ML3 y ML4 (ver Ilustración 12) para modelación mediante elemento MVLEM-3D.

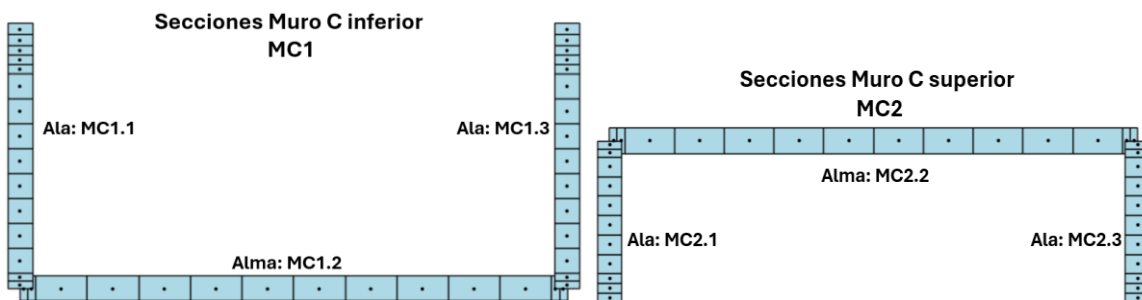


Ilustración 25. Esquema general en planta de discretización de fibras de muros tipo C y sus secciones; utilizando elemento MVLEM-3D.

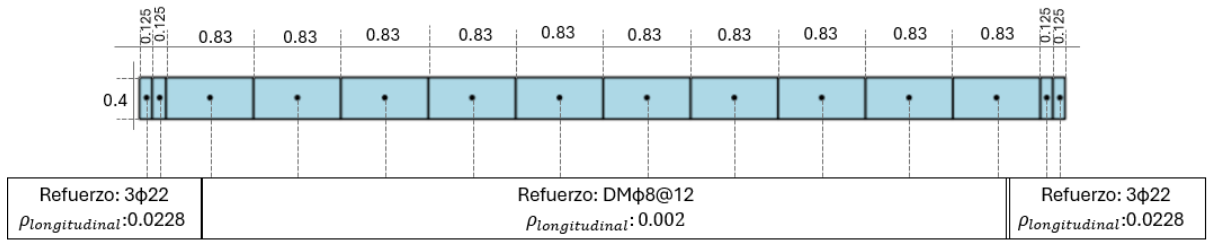


Ilustración 26. Esquema detallado de discretización de fibras de sección MC2.2. (ver Ilustración 25).

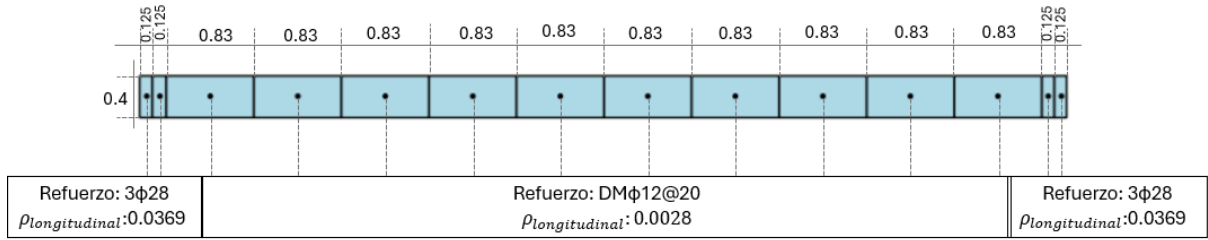


Ilustración 27. Esquema detallado de discretización de fibras de sección MC1.2. (ver Ilustración 25).

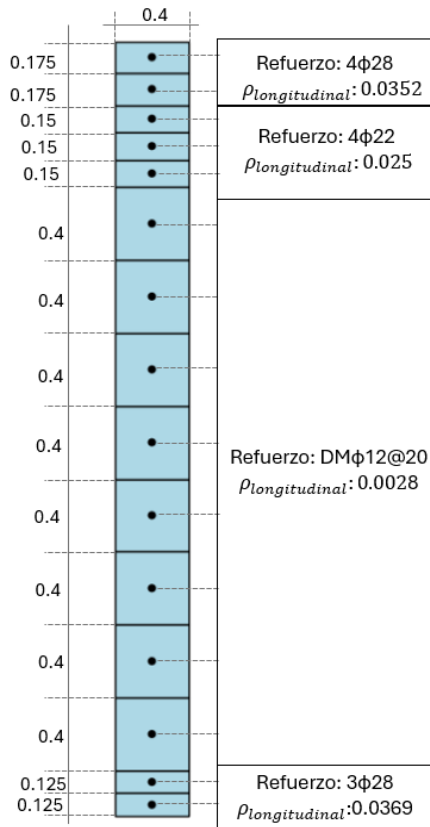


Ilustración 28. Esquema detallado de discretización MC1.1 y MC1.3.(ver Ilustración 25)

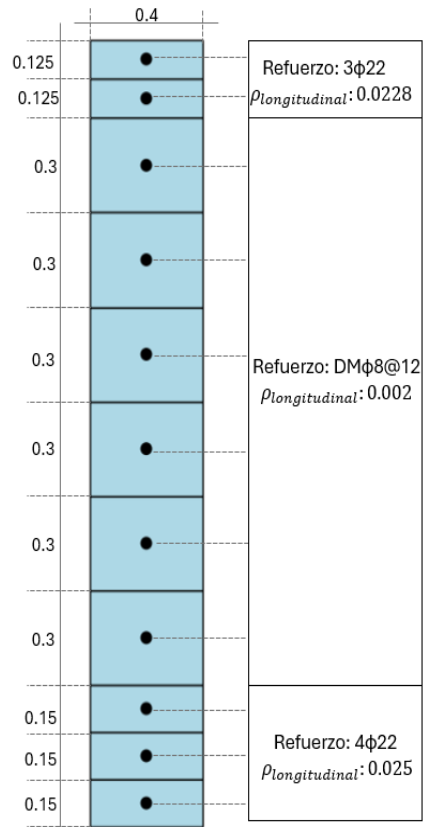


Ilustración 29. Esquema detallado de discretización MC2.1 y MC2.3.(ver Ilustración 25)

El hormigón G30 utilizado en muros presenta un Módulo de elasticidad $E_c = 25742.96 [MPa]$, determinado con ec. 4.5.1, indicada en ACI 318-08; y que considerando un módulo de Poisson (ν) de 0.2 se obtiene un módulo de corte $G_c = 10726.23 [MPa]$ calculado mediante ec. 4.5.2.

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c} [MPa] \quad \text{ec. 4.5.1}$$

$$G_c = \frac{E_c}{2(1 + \nu)} \quad \text{ec. 4.5.2}$$

Para el comportamiento a corte de los muros se adoptó una relación lineal-elástica, empleando un módulo de corte efectivo $G_{eff} = 0.15G_c = 1608.9$ [MPa]. Este valor se fundamenta en estudios previos (Mock et al., 2015) donde es recomendado un valor de rigidez efectiva a corte equivalente al 15% del módulo de corte del hormigón multiplicado por el área efectiva sección de muro. Asimismo, se considera lo realizado en la investigación de Cando (2020), quien emplea un $0.1G_c$ para modelar la región de articulación plástica y $1.0G_c$ para las restantes zonas de muros de sección T analizados en una sola dirección. En consecuencia, la adopción de $0.15G_c$ para modelar el comportamiento a corte de todos los muros en todas sus zonas se considera óptima y más simple para un sistema estructural que será analizado en 2 direcciones.

Component	Reference Reports	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Coupling Beam	Turgeon (2011), Mohr (2006)	$0.05E_cI_g$	$0.15G_cA_{cv}$	$1.0E_cA_g$
Planar Wall	Turgeon (2011), Birely (2012)	$0.35E_cI_g$	$0.15G_cA_{cv}$	$1.0E_cA_g$
Flanged Wall	Turgeon (2011)	$0.35E_cI_g$	$0.15G_cA_{cv}$	$1.0E_cA_g$

Ilustración 30. Valores de rigidez efectiva recomendados derivados empíricamente. (Mock et al., 2015)

4.6 Columnas y Vigas

Las columnas se modelaron con elementos *frame* basados en desplazamientos (DBE) con 3 puntos de integración a lo largo del elemento. Cada columna correspondiente a un piso fue discretizada en dos elementos DBE (al igual que la discretización vertical de los muros), cada uno con una longitud igual a la mitad de la altura de entrepiso. A nivel de sección cada punto de integración se modeló como sección fibra, considerando hormigón confinado para el núcleo y no confinado para el recubrimiento, ambos modelados con *Concrete02* (Tabla 9). El acero de refuerzo se modeló mediante *SteelMPF* (Tabla 10) y las cuantías de refuerzo requeridas están indicadas en. En todas las columnas del modelo se consideró el efecto P- Δ .

Las vigas se modelaron con elementos *frame* basados en desplazamientos (DBE) con 3 puntos de integración a lo largo del elemento. A nivel de sección cada punto de integración se modeló como sección fibra, considerando hormigón confinado para el núcleo y no confinado para el recubrimiento, ambos modelados con *Concrete02* (Tabla 9). El acero de refuerzo se modeló mediante *SteelMPF* (Tabla 10) y las cuantías de refuerzo requeridas están indicadas en Tabla 7.

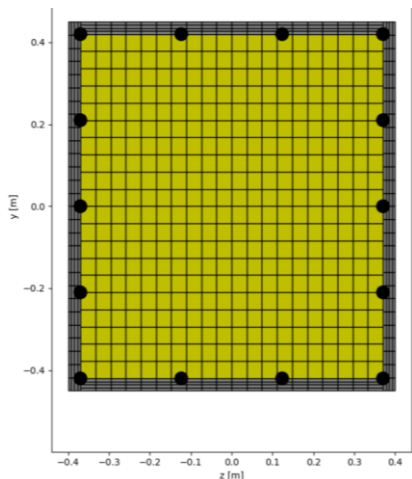


Ilustración 31. Secciones fibra de columna esquina

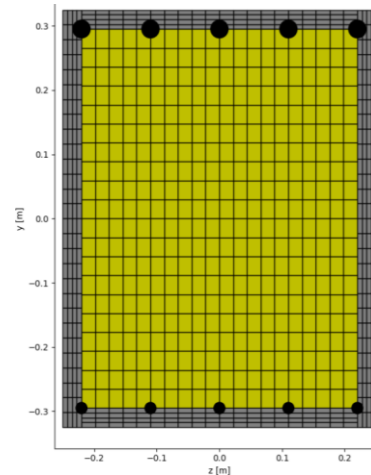


Ilustración 32. Secciones fibra de viga roja

4.7 Interfaz Ala-Alma de muros se sección C

En esta investigación se modelan 3 configuraciones diferentes de esta estructura, variando el comportamiento Fuerza-Deformación que se describe en la interfaz que une las alas con las almas en los muros tipo C. Para modelar esta interfaz se utilizó el elemento *ZeroLength* que permite asignar un comportamiento específico entre 2 nodos del modelo que presenten la misma ubicación. En la Ilustración 33 se muestran, a modo de ejemplo representativo, una interfaz de muro de sección C, donde los nodos 1 y 2 pertenecen al alma y los nodos 3 y 4 pertenecen al ala. Los nodos 1 y 3 están ubicados en el mismo punto, al igual que los nodos 2 y 4, pero para ejemplificar se muestran separados, con un elemento *ZeroLength* (rectángulo amarillo) que los une y busca modelar la interacción entre ala y alma mediante una relación Fuerza-Deformación en sentido vertical (eje Z). Cabe indicar que los nodos rojos; son los que pertenecerían a un piso del edificio, por lo que están incluidos en el diafragma rígido del piso correspondiente, quedando acoplados los grados de libertad traslación en X, traslación en Y e giro en torno a eje Z, mientras que los nodos verdes son nodos de entrepiso usados solo para definir elemento MVLEM-3D (tal como se explicó en capítulo 5.4), y no se encuentran acoplados en ningún grado de libertad.

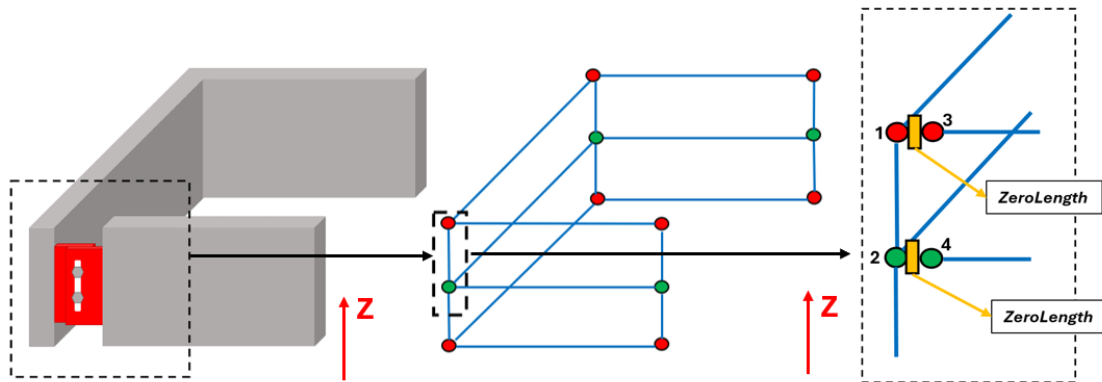


Ilustración 33. implementación de elemento *ZeroLength* en la interfaz ala-alma del modelo.

4.7.1 Interfaz Monolítica

En esta configuración estructural, la relación Fuerza-Deformación del elemento *ZeroLength* se modeló como lineal-elástico (ver Ilustración 34) mediante el material *Elastic* en OpenSees, el cual requiere como parámetro de entrada la pendiente de la curva. Para estimar este valor se consideró lo indicado por Cofré (2020), quien se observó baja sensibilidad del modelo ante variaciones de este parámetro. Con base en ello, se adoptó una rigidez $E = 5.0 \cdot 10^{12} [N/m]$ para representar la rigidez elástica por piso, valor diez veces mayor al utilizado por Cofré. Dado que en este modelo cada piso se representa mediante dos niveles de unión (ver Ilustración 33), la rigidez se distribuye equitativamente entre ambos, asignándole a cada elemento *ZeroLength* una rigidez $E = 2.5 \cdot 10^{12} [N/m]$.

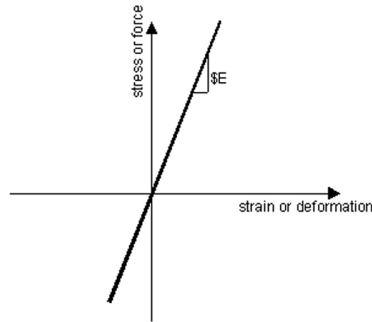


Ilustración 34. Relación Fuerza-Deformación para un material lineal-elástico. (OpenSeesWiki)

4.7.2 Interfaz con Disipadores friccionales

Para la estructura con disipadores, la relación Fuerza-Deformación del elemento *ZeroLength* se modela como elastoplástica perfecta, acorde con la Ilustración 35. Para ello se utilizó un material *Steel01*, el cual requiere como parámetros de entrada la pendiente inicial $E0$, la tensión de fluencia o fuerza de activación del disipador, para nuestro caso Fy , y la razón de endurecimiento por deformación b . A este último se le asignó un valor de 0.000000001 para aproximar un comportamiento elastoplástico perfecto y evitar problemas numéricos.

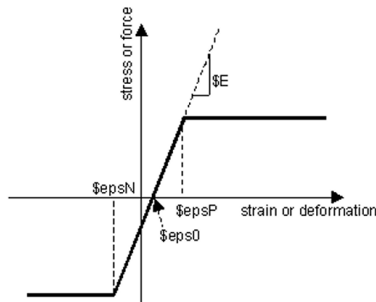


Ilustración 35. Relación Fuerza-Deformación de material elastoplástico. (OpenSees Wiki).

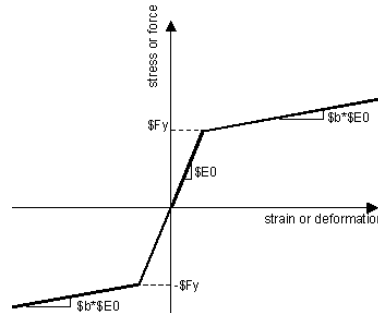


Ilustración 36. Material Steel01. (OpenSees Wiki).

Para determinar el valor de $E0$ que se utilizara en todos los pisos para todos los disipadores, se adoptó el utilizado por Cofré (2020), que, tras evaluar el comportamiento del material, utilizó un valor de $5.0 \cdot 10^{10} [N/m]$. Dado que en el modelo cada piso presenta dos niveles de unión, el valor mencionado previamente se divide en 2, asignándose $2.5 \cdot 10^{10} [N/m]$.

A diferencia del parámetro $E0$, el valor de Fy , correspondiente a la fuerza de activación del disipador, varía según piso de la estructura y la ubicación del disipador. Para su definición se tomó como base lo realizado por Cofre (2020), quien propone una nomenclatura en planta para los disipadores (ver Ilustración 37) y, mediante un proceso de diseño y posterior optimización, determina fuerzas de activación para cada disipador y su variación en altura (Ilustración 38). Como se mencionó previamente, en los modelos de esta investigación fueron modificadas respecto a lo propuesto por Cofré (2020); mientras en ese estudio se consideraba un único nivel de unión ala-ala por piso, en este caso se modelan 2 niveles de unión por piso. Por esta razón, la fuerza de activación asignada a cada nivel corresponde a la mitad del valor original, con el fin de mantener el mismo nivel de fuerza de activación total por piso; las fuerzas de activación modificadas se muestran en la Tabla 11 y se indica desde que piso/altura (sin incluir este piso/altura) hasta que piso/altura (incluyendo este piso/altura) son válidas.

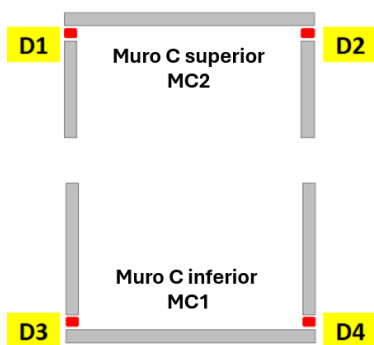


Ilustración 37. Nomenclatura disipadores.(Cofré, 2020)

Pisos	F_y muro C superior (D1 y D2)	F_y muro C inferior (D3 y D4)
Entre el 1 y el 5	45 [Tf]	150 [Tf]
Entre el 6 y el 10	45 [Tf]	90 [Tf]
Entre el 11 y el 17	18 [Tf]	45 [Tf]

Ilustración 38. Fuerzas de activación de disipadores utilizadas en investigación de Cofré del 2020.(Cofré, 2020)

Tabla 11. Fuerzas de activación de disipadores utilizada en esta investigación.

Desde (No incluyendo)		Hasta (incluyendo)		Fuerza Activación (D1 y D2)	Fuerza Activación (D3 y D4)
Piso	H [m]	Piso	H [m]		
Base	0	5	16.25	22.5 [Tonf]	75 [Tonf]
5	16.25	10	32.5	22.5 [Tonf]	45 [Tonf]
10	32.5	17	55.25	9 [Tonf]	22.5 [Tonf]

4.7.3 Interfaz con dilatación.

Para modelar la dilatación en esta configuración no se añade ningún elemento *ZeroLength* en la interfaz ala-ala de los muros tipo C; solamente quedando acopladas la traslación en X, traslación en Y, y giro en torno a Z de los nodos que se ubican a nivel de piso y pertenecen a un diafragma rígido (nodos mostrados en rojo en Ilustración 33).

5 Análisis tiempo-historia

5.1 Registros sísmicos

De acuerdo con la ubicación geográfica que representa la estructura (Viña del Mar), se considera un set de 30 registros sísmicos obtenidos en suelo tipo C según la clasificación de la normativa sísmica nacional. La información fue facilitada por el profesor Pablo Heressi del Departamento de Obras Civiles de la Universidad Técnica Federico Santa María. La información asociada a los registros se presenta en la Tabla 12.

Tabla 12. Registros sísmicos asociados a suelo tipo C.

ID	Código Estacion	Terremoto	Magnitud [Mw]	Profundidad [km]	Factor Escala
1	T07A	Iquique 2014	8.2	38	3.98
2	MATANZAS	Maule 2010	8.8	30	1.44
3	VALP04S	Algarrobo 1985	7.9	40.7	0.75
4	VIÑA DEL MAR CENTRO	Maule 2010	8.8	30	1.90
5	GO04	Coquimbo 2015	8.4	11	2.08
6	VIÑA DEL MAR EL SALTO	Maule 2010	8.8	30	1.01
7	SANTIAGO LA FLORIDA	Maule 2010	8.8	30	2.83
8	VALP06R	Algarrobo 1985	7.9	40.7	2.09

9	T10A	Iquique 2014	8.2	38	4.06
10	VALP08R	Maule 2010	8.8	30	2.23
11	VALP06R	Algarrobo 1985	7.9	40.7	2.11
12	MAUL03R	Maule 2010	8.8	30	2.02
13	HUALANE	Maule 2010	8.8	30	1.23
14	VALP08R	Maule 2010	8.8	30	1.49
15	SAN PEDRO DE ATACAMA	Tocopilla 2007	7.7	39	4.61
16	GO07	Chiloé 2016	7.6	30	2.25
17	VALP07S	Algarrobo 1985	7.9	40.7	1.69
18	C26O	Coquimbo 2015	8.4	11	2.28
19	MAUL03R	Algarrobo 1985	7.9	40.7	4.24
20	VALP05S	Algarrobo 1985	7.9	40.7	3.84
21	SANTIAGO CENTRO	Maule 2010	8.8	30	1.83
22	LL07	Chiloé 2016	7.6	30	3.54
23	A07Y	Chiloé 2016	7.6	30	4.67
24	STGO01S	Algarrobo 1985	7.9	40.7	1.80
25	CONSTITUCION	Maule 2010	8.8	30	0.90
26	SANTIA GO PUENTE ALTO	Maule 2010	8.8	30	2.66
27	SANTIAGO PEÑALOLEN	Maule 2010	8.8	30	1.64
28	IQUIQUE	Tarapacá 2005	7.9	40.7	4.00
29	MEJILLONES	Tocopilla 2007	7.7	39	2.34
30	VALP13S	Algarrobo 1985	7.9	40.7	1.34

Los registros sísmicos presentados en la Tabla 12 corresponden al conjunto asociado al nivel de intensidad sismo máximo posible (*SMP*) definido a partir de la curva de amenaza sísmica para suelo tipo C expresada en términos de la aceleración espectral $S_a[g]$ para un periodo de 1.25s (curva mostrada en Ilustración 39.). Dicha curva fue obtenida para un sitio representativo ubicado en el Casino de Viña del Mar (aprox. 33.015°S, 71.553°W), el cual se utilizó como referencia para caracterizar la amenaza sísmica del área de estudio. A partir de esta curva se realizó una desagregación de la amenaza sísmica para distintos niveles de intensidad, permitiendo definir un conjunto de registros compatibles con los escenarios sismológicos dominantes del sitio. En particular, el nivel *SMP* corresponde a un estado de amenaza sísmica elevado, asociado aproximadamente a una probabilidad de excedencia del 10% en 100 años, lo que equivale a un valor de $S_a(1.25s)[g]$ cercano a 0.541[g]. Este nivel se utiliza para evaluar el desempeño estructural bajo demandas sísmicas severas, donde se espera un comportamiento estructural fuertemente no lineal.

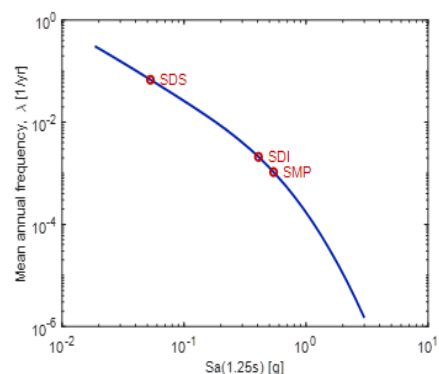


Ilustración 39. Curva de amenaza sísmica para suelo tipo C para sitio casino de Viña del Mar. (Profesor Pablo Heressi).

El conjunto original está compuesto por 30 registros sísmicos, cada uno con dos componentes horizontales. Para seleccionar los registros utilizados en los análisis tiempo-historia, se compararon los espectros de aceleración de cada registro con el espectro elástico objetivo (ver Ilustración 11); para lo cual, en cada registro se calculó la diferencia absoluta con el espectro elástico a lo largo del rango de períodos considerado. La discrepancia total se obtuvo sumando dichas diferencias para todos los períodos y se promediaron las discrepancias en ambas direcciones del movimiento. Finalmente, se seleccionaron los once registros que presentaron la menor diferencia acumulada respecto al espectro objetivo, los cuales fueron utilizados en los análisis dinámicos tiempo-historia de esta investigación.

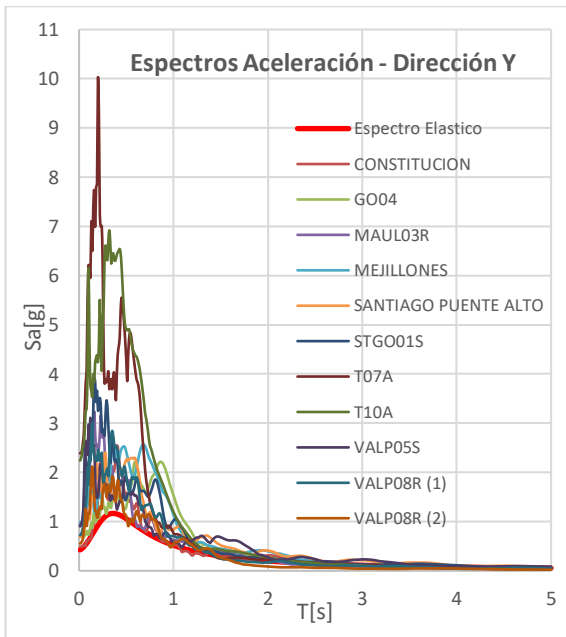


Ilustración 40. Espectros de aceleración en dirección Y de registros seleccionados.

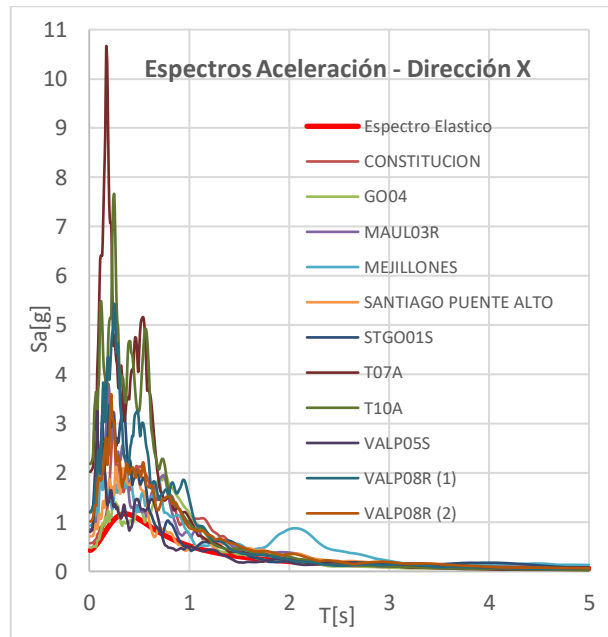


Ilustración 41. Espectros de aceleración en dirección X de registros seleccionados.

6 Indicadores RPI

Para evaluar y comparar el desempeño sísmico de ambas estructuras analizadas, se utilizará como base el *Relative Performance Index (RPI)* (Filiatrault & Cherry, 1990), el cual es un número adimensional que busca condensar el desempeño de una estructura mediante el cálculo de la razón entre el valor máximo de una variable de análisis específica y un valor umbral máximo aceptable.

$$RPI = \sum_{i=1}^N \alpha_i \frac{V_{m\acute{a}x\ i}}{V_{m\acute{a}x\ umbral\ i}} \quad \text{ec. 5.1.1}$$

Donde $V_{m\acute{a}x\ i}$ corresponde al valor máximo de la variable i en la estructura como resultado de los análisis tiempo-historia; $V_{m\acute{a}x\ umbral\ i}$ es el valor umbral máximo admisible considerado para esa variable, α_i corresponde al peso de cada variable y N corresponde al número total de variable que se consideran en el cálculo de ese valor RPI. En esta investigación se analizan los siguientes valores RPI.

6.1 RPI Deformación máxima del Hormigón (RPI_H)

Este indicador se determina como el promedio de la deformación máxima en compresión, ε_c , registrada en el hormigón de las fibras ubicadas en los bordes de las secciones de los muros tipo C; en coherencia con las discretizaciones mostradas previamente. Se adopta como valor umbral $\varepsilon_{c\ umbral} = 0.003$ correspondiente a la deformación unitaria máxima en compresión establecida por la ACI 318-08 para hormigón no confinado. Debido a la geometría regular en altura del caso estudio, el análisis se restringe a los muros del primer piso, donde se espera la mayor incursión no lineal y daño. Para cada registro sísmico (considerando las componentes en ambas direcciones de análisis) al cual sea sometida la estructura, con una configuración de interfaz determinada (con disipadores, con interfaz monolítica o dilatada), mediante análisis tiempo-historia, se obtienen 12 indicadores RPI_H , debido a la discretización en altura en 2 elementos MVLEM-3D (inferior y superior) por piso y a las 3 secciones (2 alas y un alma) por cada muro tipo C (MC1 y MC2).

$$RPI_H = \frac{1}{2} \left(\frac{\varepsilon_{c\ m\acute{a}x\ borde\ 1}}{0.003} + \frac{\varepsilon_{c\ m\acute{a}x\ borde\ 2}}{0.003} \right) \quad \text{ec. 6.1.1}$$

6.2 RPI Deformación máxima del Acero (RPI_A)

La obtención de este indicador se basa en trabajos previos (Rodríguez et al., 1999). Donde se plantea que, para reflejar posible pandeo en el refuerzo y daño, debe evaluarse la amplitud ε_p^* de la deformación unitaria de un ciclo, medida desde el punto de esfuerzo nulo que ocurre en la transición de tracción a compresión (ver Ilustración 42). Debido a la dificultad de identificar este punto en los ciclos de la curva de histéresis, se adopta la simplificación propuesta por Cofré (2020), que redefine esta amplitud como la deformación unitaria total medida desde el punto de máxima tracción alcanzado por el acero en su curva de histéresis hasta el punto de máxima compresión asociado a ese ciclo, incorporando adicionalmente ε_y (ver Ilustración 43).

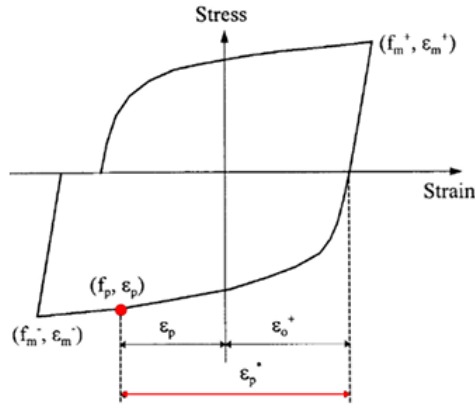


Ilustración 42. Amplitud de deformación unitaria del acero de refuerzo utilizada para evaluar el pandeo.(Rodríguez et al., 1999)

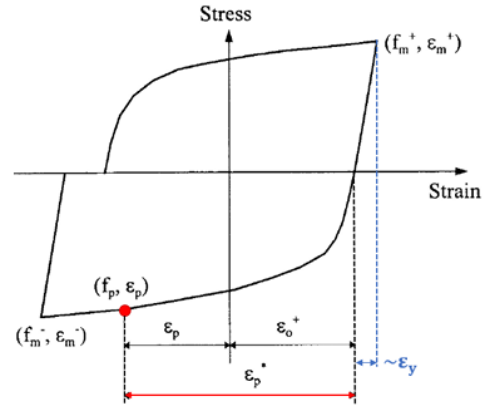


Ilustración 43. Amplitud modificada de deformación unitaria del acero de refuerzo utilizada para evaluar el daño.

Se adopta como valor umbral $\epsilon_{S\text{ umbral}} = 0.03$, consistente con lo propuesto por Rodríguez y colaboradores (1999). Al igual que el indicador RPI_H ; se analizan solo los muros del primer piso y se obtienen por cada registro sísmico analizado en una configuración estructural 12 indicadores RPI_A .

$$RPI_A = \frac{1}{2} \left(\frac{\epsilon_p \text{ máx borde } 1^*}{0.03} + \frac{\epsilon_p \text{ máx borde } 2^*}{0.03} \right) \quad \text{ec. 6.2.1}$$

6.3 RPI Corte máximo (RPI_C)

Determinado mediante el corte máximo alcanzado durante el análisis tiempo-historia en los elementos MVLEM-3D que conforman cada sección de muro. Como valor umbral se usa la resistencia nominal a corte V_n de cada sección, indicadas en la Tabla 5. Por cada registro sísmico analizado en una configuración estructural se obtienen 204 valores RPI_C , que corresponden a los 2 elementos MVLEM-3D (inferior y superior), por cada una las 3 secciones (2 alas y un alma) por los 2 muros tipo C (MC1 y MC2), y esto por cada uno de los 17 pisos que componen el edificio.

$$RPI_C = \frac{V_{\text{máx}}}{V_n} \quad \text{ec. 6.3.1}$$

6.4 RPI Aceleración máxima absoluta de piso (RPI_G)

Se define como la aceleración máxima absoluta en cada dirección de análisis, correspondiente a la suma de la aceleración de piso y la aceleración basal, para cada uno de los 17 pisos del edificio. Como valor umbral se considera $1[g] = 9.8 \frac{m}{s^2}$. Por cada registro sísmico analizado se obtiene 34 valores RPI_G , 2 valores (dirección X y dirección Y) por piso.

$$RPI_G = \frac{A_{\text{absoluta máx}} [g]}{1.0 [g]} \quad \text{ec.7.3.1}$$

6.5 RPI Máxima deformación de entrepiso Drift (RPI_D)

Este indicador tiene como objetivo cuantificar el nivel de daño en los elementos no estructurales. Se define como la razón entre la deriva máxima de entrepiso, en cada dirección de análisis y para cada uno de los 17 pisos del edificio; y un valor umbral asociado a la ocurrencia de daño significativo. El valor umbral adoptado corresponde a una deriva de 0.5%, citada por una investigación del 2017 (Del Gobbo et al., 2017), quienes señalan que el Eurocódigo 8 (British Standards Institution, 2004) establece dicho limite como requisito para la protección frente a daños no estructurales, aunque indicando que podría resultar insuficiente. Asimismo, en otra investigación (Aswegan et al., 2013) se identifica la deriva de

0.5% como un umbral a partir del cual el daño en elementos no estructurales es visible y relevante. Con estas referencias se considera como valor umbral el 0.5%, ya que el superar este valor garantiza la presencia de daño no estructural significativo. Al igual que el RPI_A por cada registro sísmico analizado se obtienen 34 valores RPI_D , 2 valores (dirección X y dirección Y) por cada uno de los 17 pisos.

Interstorey Drift Limit (Fraction of Height)	Deformation Visibility	Typical Behavior
$\leq 1/1000$	Not Visible	Cracking of brickwork
1/500	Not Visible	Cracking of partition walls
1/300	Visible	General architectural damage Cracking in reinforced walls Cracking in secondary members Damage to ceiling and flooring Façade damage Cladding leakage Visual Annoyance
1/200 - 1/300	Visible	Improper damage
1/100 - 1/200	Visible	Damage to lightweight partitions, windows, finishes Impaired operation of removable components such as doors, windows, sliding partitions

Ilustración 44. Límite de deriva entre pisos en los que se desarrollan problemas de servicio.
(Aswegan et al., 2013)

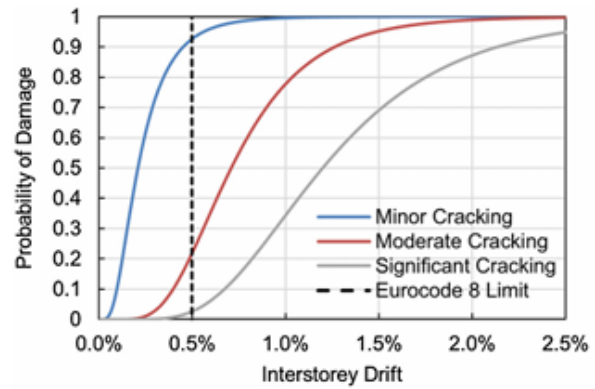


Ilustración 45. Funciones de fragilidad de los tabiques de muro y el límite de deriva del Eurocodigo 8 para la protección no estructural.
(Del Gobbo et al., 2017)

$$RPI_D = \frac{Drift_{m\acute{a}x} [\%]}{0.5 [\%]}$$

ec. 6.5.1

7 Resultados

Para acotar la información presentada en el cuerpo de este capítulo se muestran las respuestas de las 3 configuraciones de estructuras para solo un sismo de los 11 analizados, el seleccionado corresponde al de código estación CONSTITUCION que presenta la mayor aceleración espectral $S_a [g]$ promedio asociada a los periodos objetivo (ver Tabla 3). Este valor es obtenido al promediar la aceleración asociada al periodo 1.144[s] del espectro obtenido a partir del registro aplicado la dirección X de la estructura; con la aceleración asociada al periodo 1.568[s] del espectro obtenido a partir del registro aplicado en la Y. Los resultados para los otros registros sísmicos analizados pueden ser consultados en los Anexos.

7.1 RPI_H

Para el registro sísmico CONSTITUCION se obtiene un total de 36 datos RPI_H, 12 valores por cada una de las 3 diferentes configuración estructurales (Interfaz monolítica, Interfaz con disipadores e Interfaz con dilatación). Esta cantidad de información es obtenida para los 11 registros sísmicos. Para acotar el cuerpo de este subcapítulo solo se muestran las curvas Esfuerzo(σ)-Deformación(ϵ) del hormigón de las fibras extremas del elemento MVLEM-3D inferior de la sección de muro MC2.1 (ver Ilustración 25) y la obtención del correspondiente valor RPI_H. Las demás curvas esfuerzo-deformación y demás valores se encuentran en los Anexos.

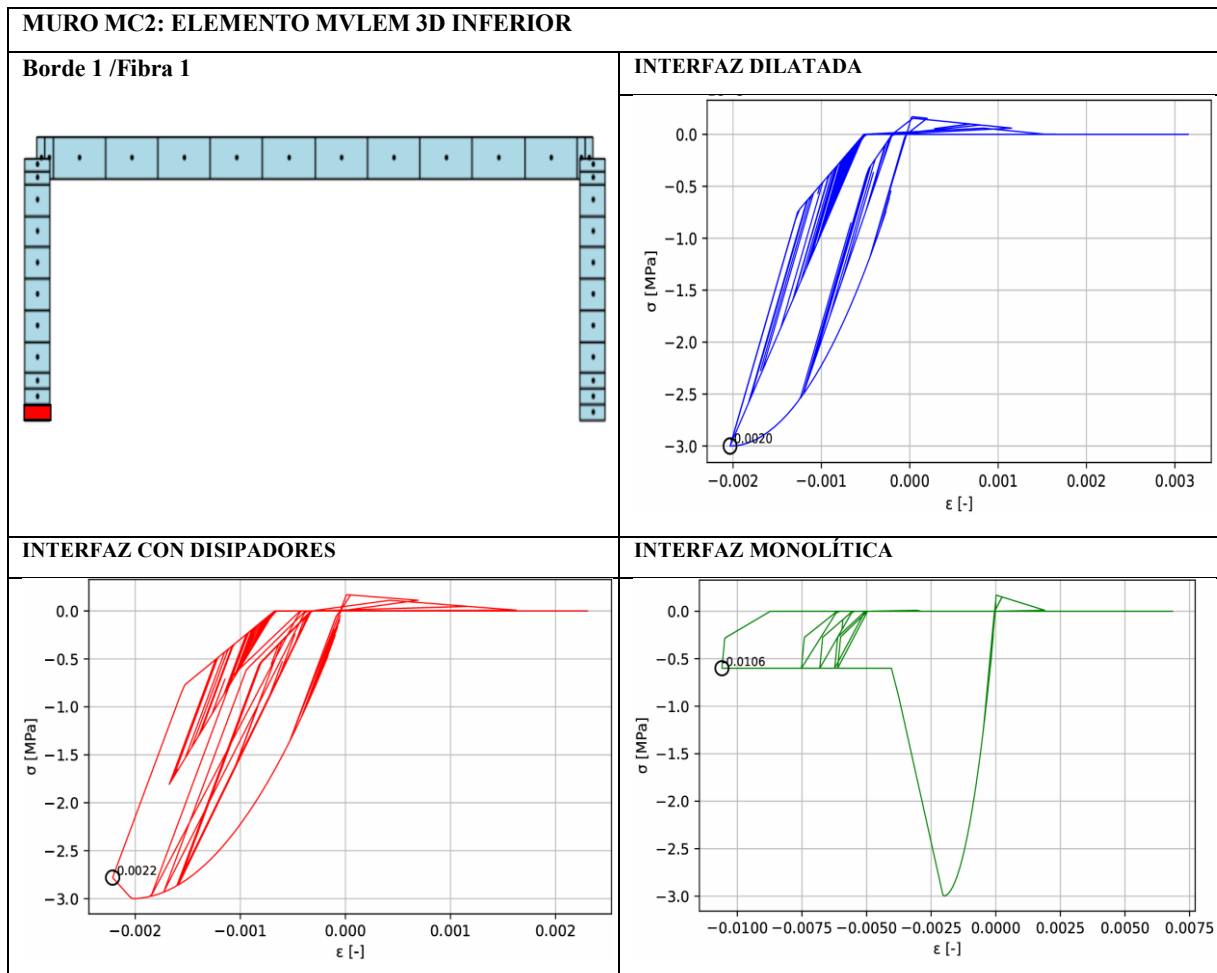


Ilustración 46. Registro sísmico CONSTITUCION. Curvas Esfuerzo-Deformación del Hormigón de la Fibra 1/Borde 1 de elemento MVLEM 3D inferior de muro MC2 sección Ala:MC2.1.

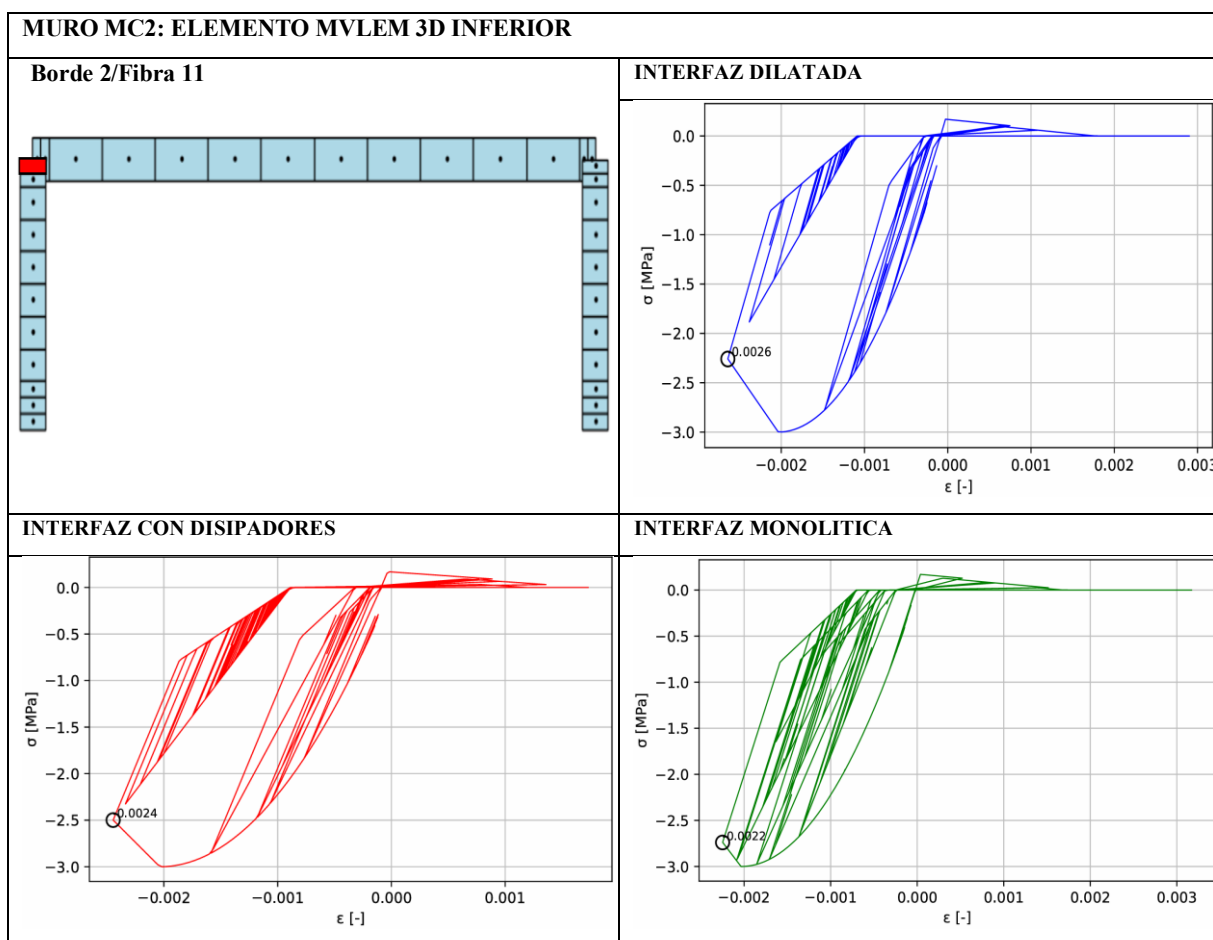


Ilustración 47. Registro sísmico CONSTITUCION. Curvas Esfuerzo-Deformación del Hormigón de la Fibra 11/Borde 2 de elemento MVLEM 3D inferior de muro MC2 sección Ala:MC2.1.

Tabla 13. RPI_H de registro sísmico CONSTITUCION, asociado a muro MC2 /elemento inferior MVLEM 3D/sección Ala:MC2.1.

Registro Sísmico	Muro	Sección	Elemento	Interfaz	ϵ_c máx borde 1	ϵ_c máx borde 2	RPI_H
CONSTITUCION	MC2	Ala:MC2.1	Inferior	Dilatada	0.0020	0.0026	0.779
				Disipadores	0.0025	0.0023	0.806
				Monolítica	0.0106	0.0022	2.14

7.2 RPI_A

Se sigue el mismo procedimiento e indicaciones descritas en el punto anterior, pero mostrando las curvas Esfuerzo (σ)-Deformación (ϵ) del acero de las fibras extremas.

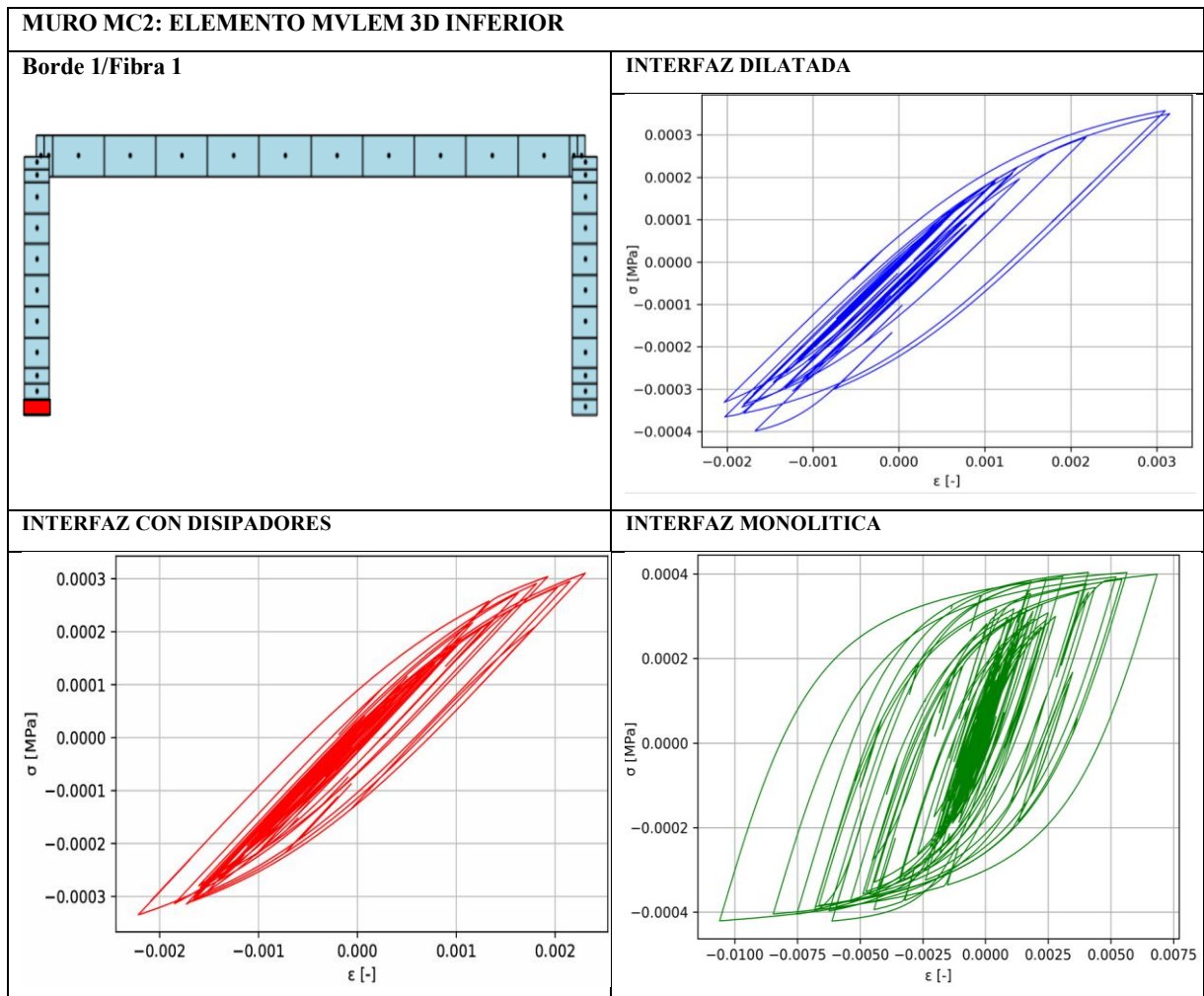


Ilustración 48. Registro sísmico CONSTITUCION. Curvas Esfuerzo-Deformación del Acero de la Fibra 1/Borde 1 de elemento MVLEM 3D inferior de muro MC2 sección Ala:MC2.1.

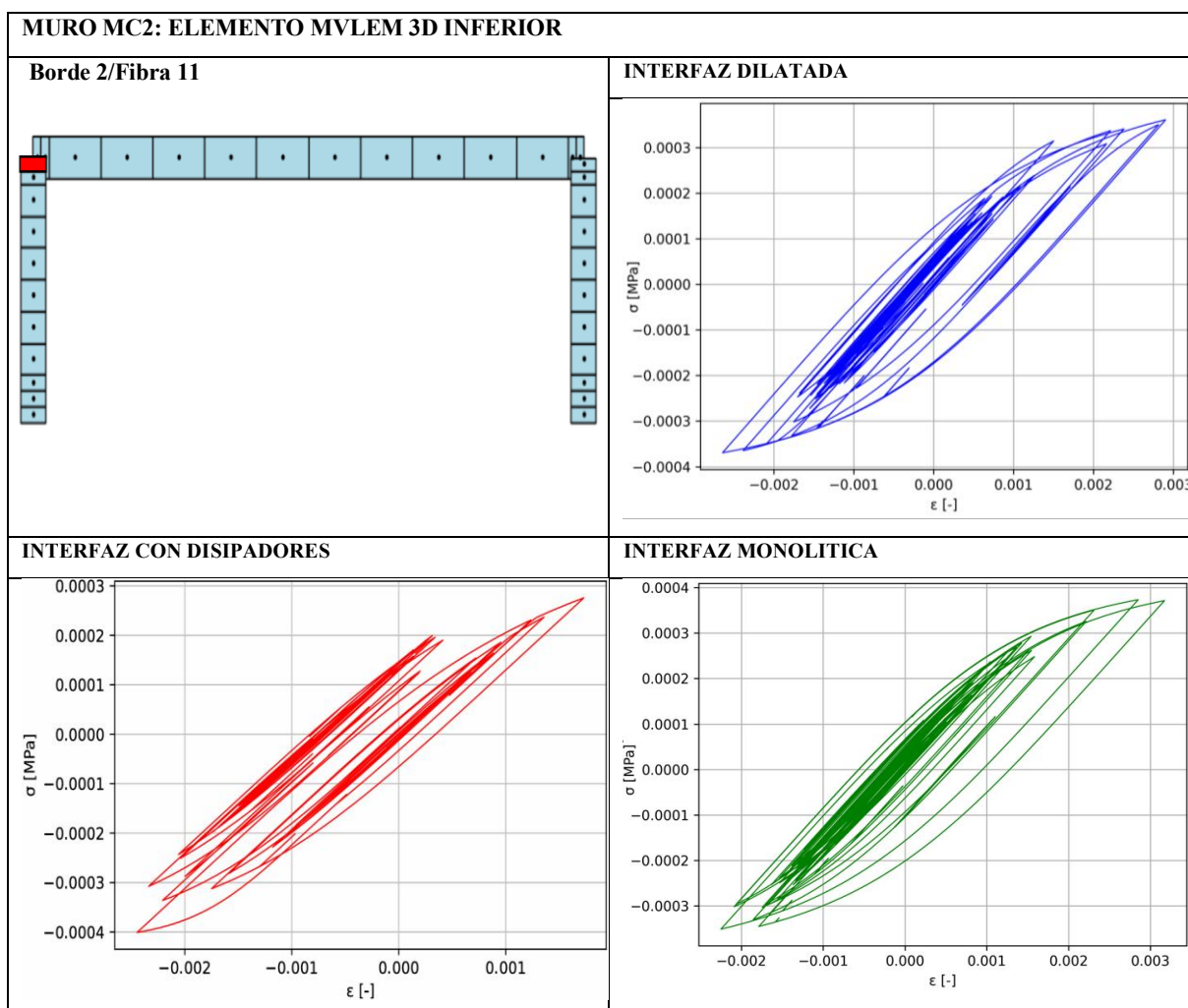


Ilustración 49. Registro sísmico CONSTITUCION. Curvas Esfuerzo-Deformación del Acero de la Fibra 11/Borde 2 de elemento MVLEM 3D inferior de muro MC2 sección Ala:MC2.1.

Tabla 14. RPI_A de registro sísmico CONSTITUCION asociado a muro MC2 /elemento inferior MVLEM 3D/sección Ala:MC2.1.

Registro Sísmico	Muro	Sección	Elemento	Interfaz	ϵ_p máx borde 1 *	ϵ_p máx borde 2 *	RPI_A
CONSTITUCION	MC2	Ala:MC2.1	Inferior	Dilatada	0.0031	0.0029	0.101
				Disipadores	0.0041	0.0023	0.107
				Monolítica	0.0106	0.0032	0.229

7.3 RPI_C

Para el registro sísmico CONSTITUCION se obtiene un total de 612 datos RPI_H, 204 valores por cada una de las 3 diferentes configuración estructurales (Interfaz elástica, Interfaz con disipadores e Interfaz con dilatación). Esta cantidad de información es obtenida para los 11 registros sísmicos. Para acotar el cuerpo de este subcapítulo se muestran los Cortes Máximos ($V_{m\acute{a}x}$) de cada piso, respectivos a la sección de muro MC2.1 (ver Ilustración 25); y el cálculo de los valores RPI_C asociado al Piso 1. Las curvas Corte en el tiempo, Corte v/s Deformación y demás gráficos de Cortes Máximos de cada elemento MVLEM 3D de cada sección de muro se encuentran en los Anexos.

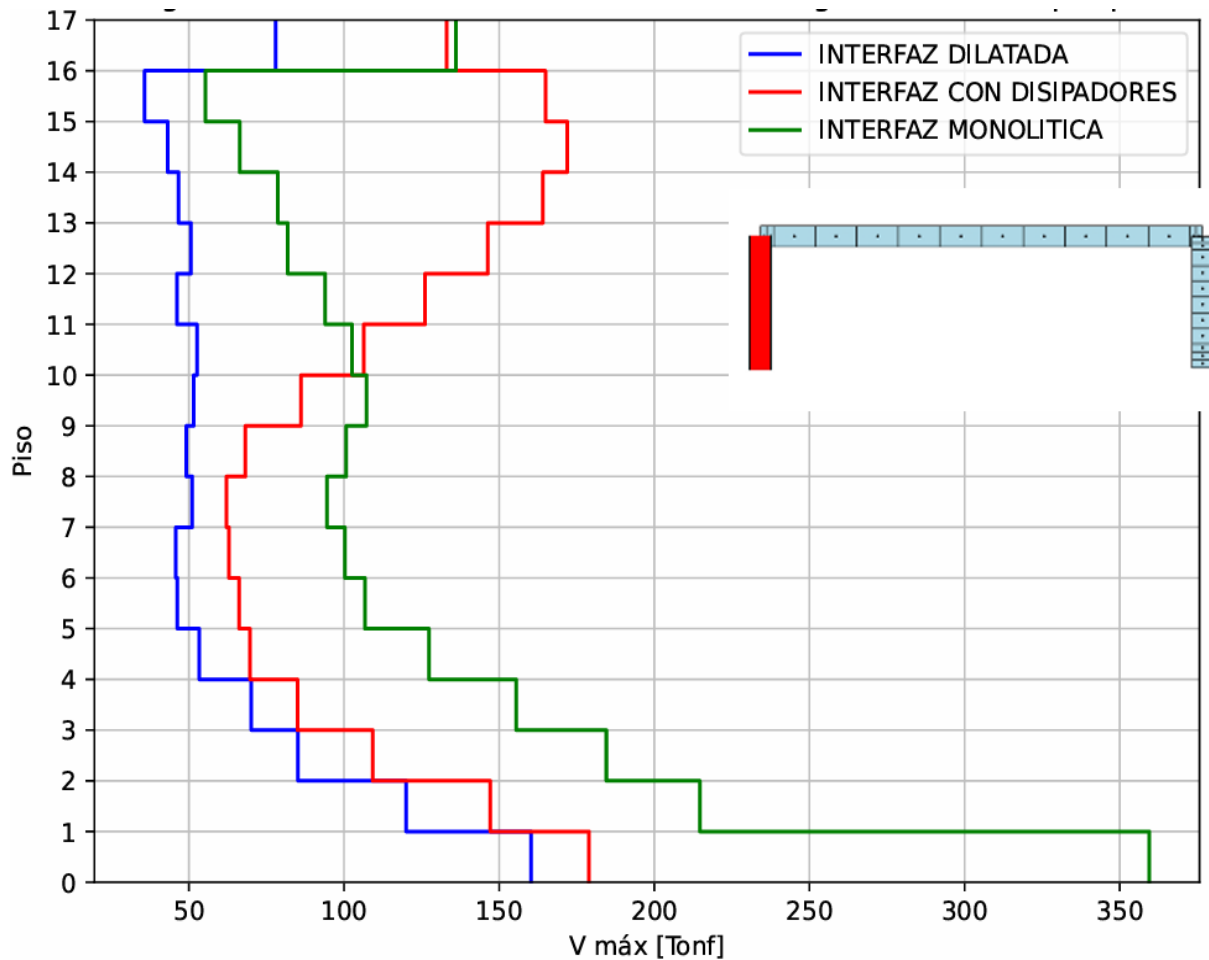


Ilustración 50. Registro sísmico CONSTITUCION. Curvas de Corte máximo por piso de la sección Ala:MC2.1 perteneciente al muro MC2.

Tabla 15. RPI_C de registro sísmico CONSTITUCION asociado a sección Ala:MC2.1, de muro MC2 ubicado en Piso 1.

Registro Sísmico	Muro	Sección	Piso	V_n [Tonf]	Interfaz	$V_{m\acute{a}x}$ [Tonf]	RPI _C
CONSTITUCION	MC2	Ala:MC2.1	1	215.08	Dilatada	160.25	0.745
					Disipadores	178.95	0.832
					Monolítica	359.53	1.671

7.4 RPI_G

Se muestran, para las 3 configuraciones de interfaz, los gráficos de máxima aceleración absoluta de piso en dirección X y máxima aceleración absoluta de piso en dirección Y ocurrida en cada uno de los pisos del edificio. Los valores de aceleración se trabajan como valores siempre positivos. Para acotar el cuerpo de este capítulo solo se muestran los valores de RPI_G asociados al PISO 17. Los gráficos de los demás registros y todos los valores RPI_G se encuentran en los Anexos.

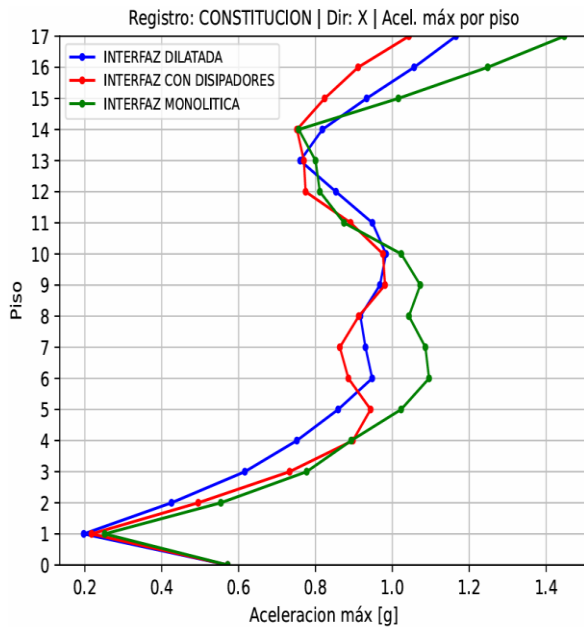


Ilustración 51. Maxima aceleración absoluta en dirección X. Registro sísmico CONSTITUCION.

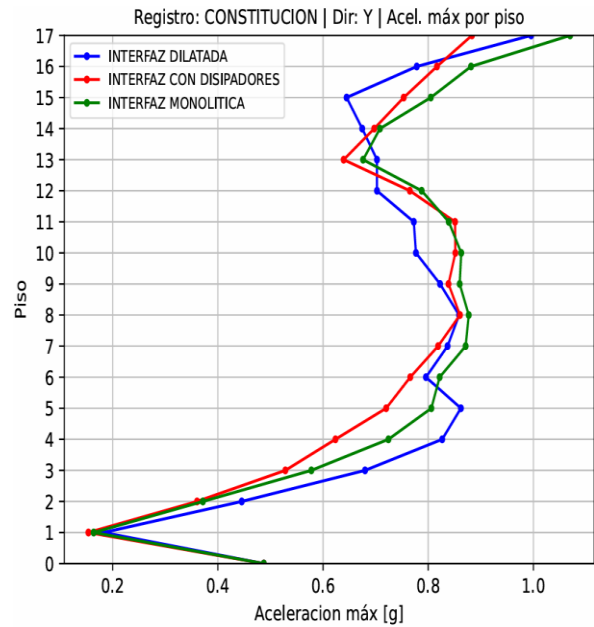


Ilustración 52. Maxima aceleración absoluta en dirección Y. Registro sísmico CONSTITUCION.

Tabla 16. RPI_G de registro sísmico CONSTITUCION para el piso 17.

Registro Sísmico	PISO	Interfaz	RPI _G	
			Dirección X	Dirección Y
CONSTITUCION	17	Dilatada	1.17	0.996
		Disipadores	1.04	0.883
		Monolítica	1.45	1.07

7.5 RPI_D

Se muestran, para las 3 configuraciones de interfaz, los gráficos de máxima deriva de entrepiso (Drift) en dirección X y máxima deriva de entrepiso (Drift) en dirección Y en cada uno de los pisos del edificio. Los valores de Drift, al ser una amplitud de deformación normalizada por la altura del piso, se trabajan como valores siempre positivos. Para acotar el cuerpo de este capítulo solo se muestran los valores de RPI_D asociados al PISO 12. Los gráficos de los demás registros y todo los valores RPI_D se encuentran en los Anexos.

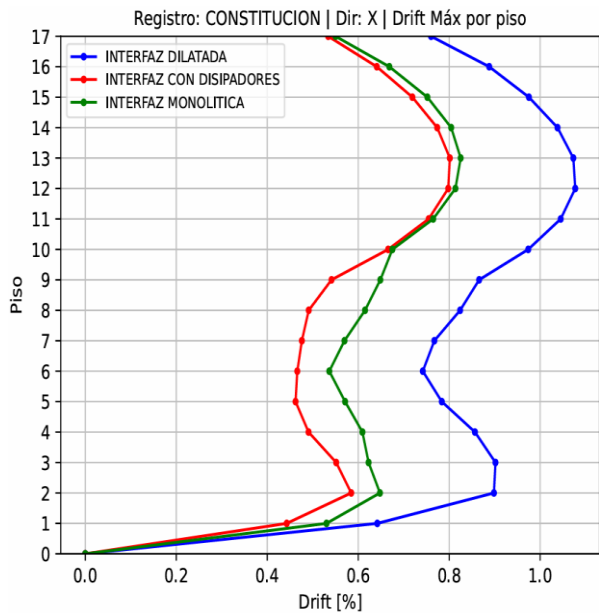


Ilustración 53. Maxima deriva de entrepiso en dirección X. Registro sísmico CONSTITUCION.

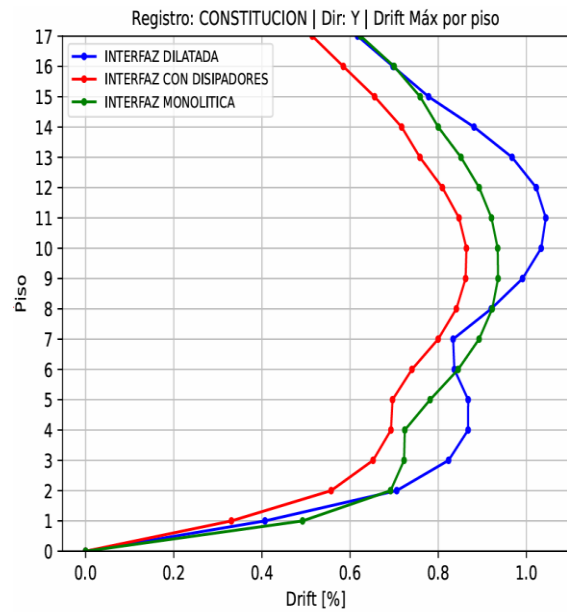


Ilustración 54. Maxima deriva de entrepiso en dirección Y. Registro sísmico CONSTITUCION.

Tabla 17. RPI_D de registro sísmico CONSTITUCION para el PISO 12.

Registro Sísmico	PISO	Interfaz	RPI _D	
			Dirección X	Dirección Y
CONSTITUCION	12	Dilatada	2.154	2.045
		Disipadores	1.596	1.619
		Monolítica	1.627	1.786

8 Análisis de resultados

Posterior a la obtención de todos los valores de desempeño RPI, se realiza un análisis estadístico mediante diagramas de caja *Box-Plot*, con el propósito de obtener un valor representativo y robusto para cada configuración de interfaz estructural. Este análisis permite sintetizar la distribución de los datos mediante estadísticos basados en cuartiles, reduciendo la influencia de valores atípicos y facilitando la definición de un valor característico de cada uno de los diferentes indicadores de desempeño. El procedimiento se aplica a las configuraciones de interfaz dilatada, con disipadores y monolítica, para los distintos indicadores descritos previamente.

En el caso del índice RPI_C , se observó que los valores asociados a los elementos inferior y superior de cada muro, para un mismo piso y registro, resultan idénticos. Esta condición implica que ambos valores no constituyen observaciones independientes, sino una duplicación de la misma respuesta estructural. En consecuencia, y con el fin de evitar la sobrerepresentación de información redundante y la consecuente distorsión del análisis estadístico, se optó por considerar únicamente uno de los dos valores por muro en cada piso. De esta forma, se asegura que el conjunto de datos utilizado sea representativo e independiente, sin inflar artificialmente el tamaño muestral.

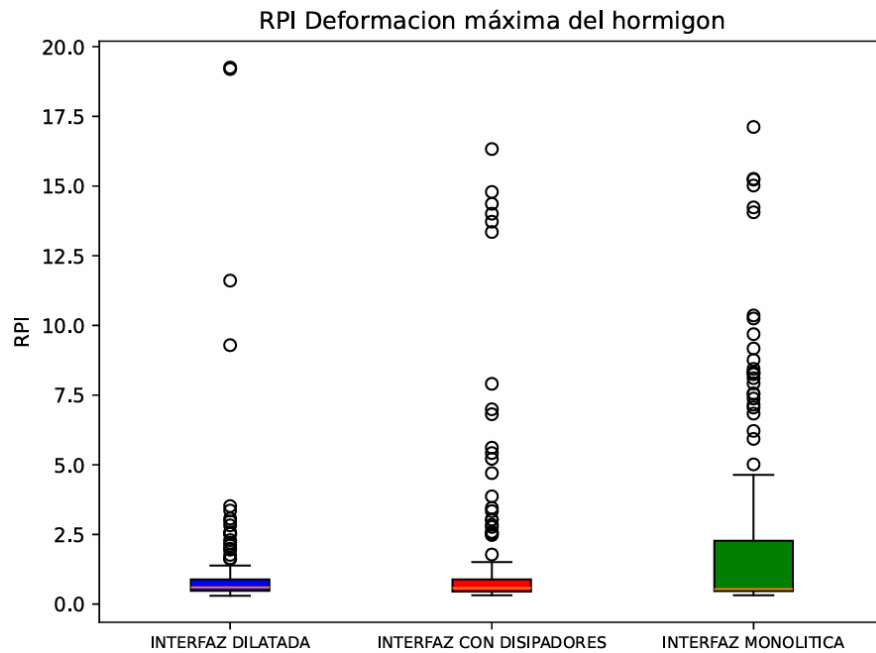


Ilustración 55. Box-Plots de cada configuración estructural para el indicador RPI_H .

Tabla 18. Estadísticos de los diagramas *Box-Plots* del indicador RPI_H .

Interfaz	Nº Datos	Q1	Mediana	Q3	IQR	Bigote Inf	Bigote Sup	Min. Real	Máx. Real	Nº Outliers
Dilatada	132	0.478	0.6	0.888	0.41	-0.138	1.503	0.296	19.25	22
Disipadores	132	0.448	0.572	0.888	0.44	-0.213	1.548	0.313	16.33	26
Monolítica	132	0.47	0.54	2.278	1.808	-2.241	4.989	0.315	17.12	26

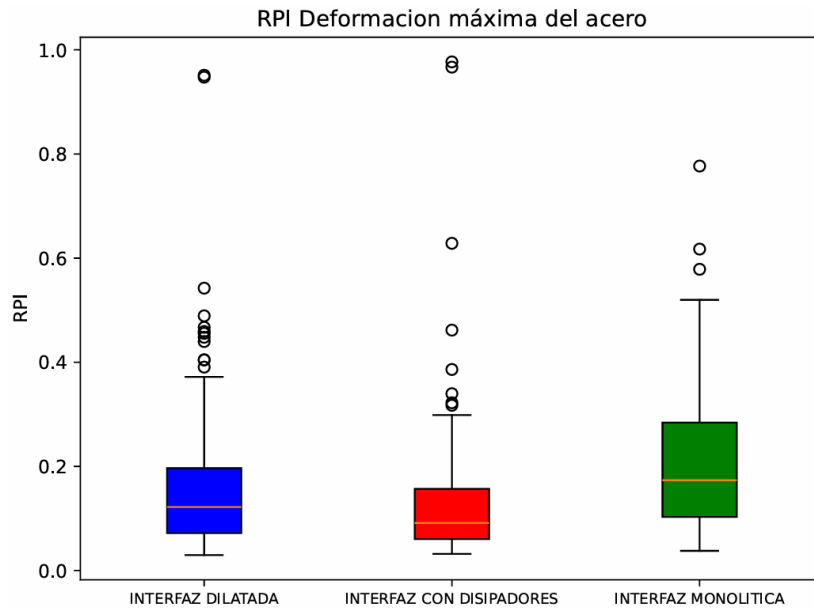


Ilustración 56. Box-Plots de cada configuración estructural para el indicador RPI_A.

Tabla 19. Estadísticos de los diagramas Box-Plots del indicador RPI_A.

Interfaz	Nº Datos	Q1	Mediana	Q3	IQR	Bigote Inf	Bigote Sup	Min. Real	Máx. Real	Nº Outliers
Dilatada	132	0.072	0.122	0.197	0.125	-0.116	0.384	0.03	0.951	12
Disipadores	132	0.060	0.091	0.157	0.096	-0.084	0.301	0.032	0.977	8
Monolítica	132	0.103	0.173	0.284	0.181	-0.169	0.556	0.038	0.777	3

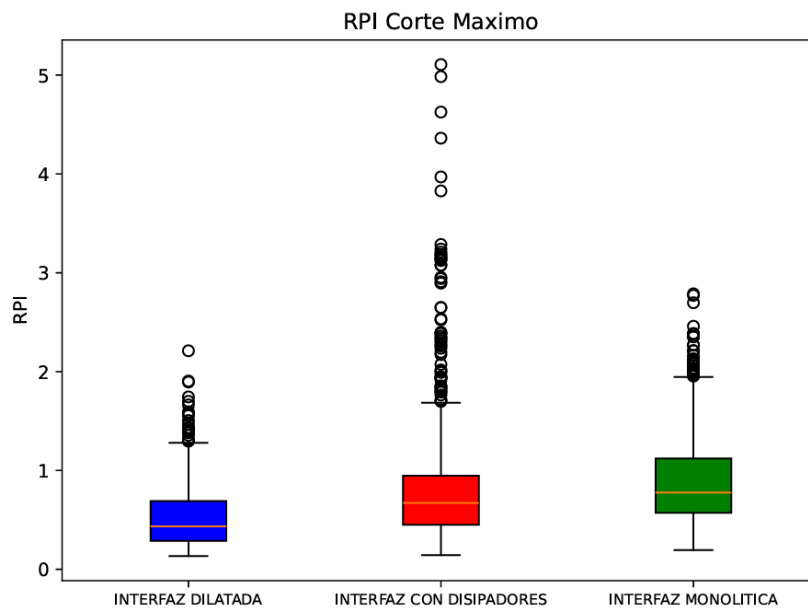


Ilustración 57. Box-Plots de cada configuración estructural para el indicador RPI_C.

Tabla 20. Estadísticos de los diagramas Box-Plots del indicador RPI_G.

Interfaz	Nº Datos	Q1	Mediana	Q3	IQR	Bigote Inf	Bigote Sup	Min. Real	Máx. Real	Nº Outliers
Dilatada	1122	0.289	0.434	0.69	0.401	-0.313	1.292	0.134	2.21	22
Disipadores	1122	0.451	0.671	0.946	0.495	-0.292	1.689	0.144	5.11	60
Monolítica	1122	0.571	0.777	1.12	0.55	-0.254	1.947	0.195	2.79	28

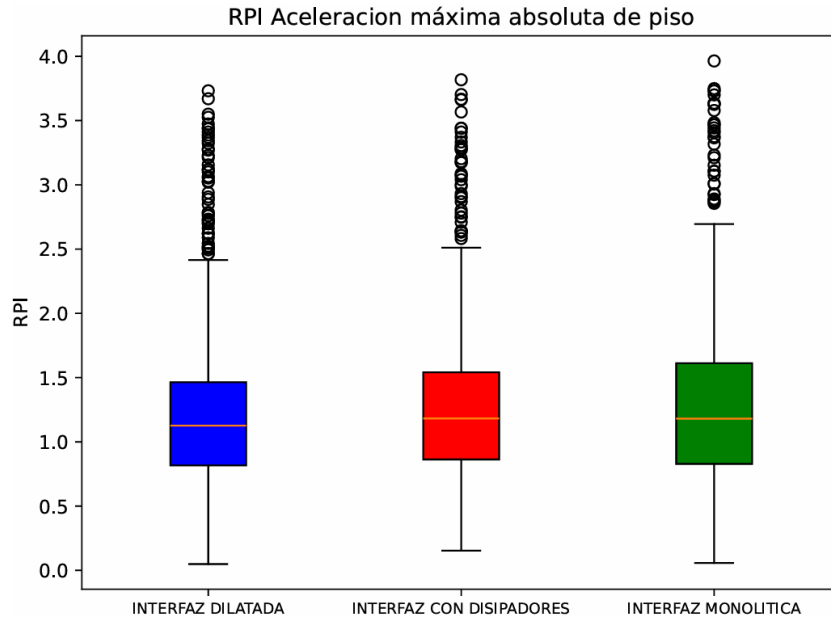


Ilustración 58. Box-Plots de los valores RPI_G obtenidos para cada configuración estructural.

Tabla 21. Estadísticos de los diagramas Box-Plots del indicador RPI_G.

Interfaz	Nº Datos	Q1	Mediana	Q3	IQR	Bigote Inf	Bigote Sup	Min. Real	Máx. Real	Nº Outliers
Dilatada	374	0.816	1.127	1.465	0.648	-0.156	2.437	0.049	3.732	46
Disipadores	374	0.863	1.182	1.541	0.678	-0.154	2.558	0.154	3.818	39
Monolítica	374	0.829	1.180	1.612	0.783	-0.346	2.787	0.057	3.964	33

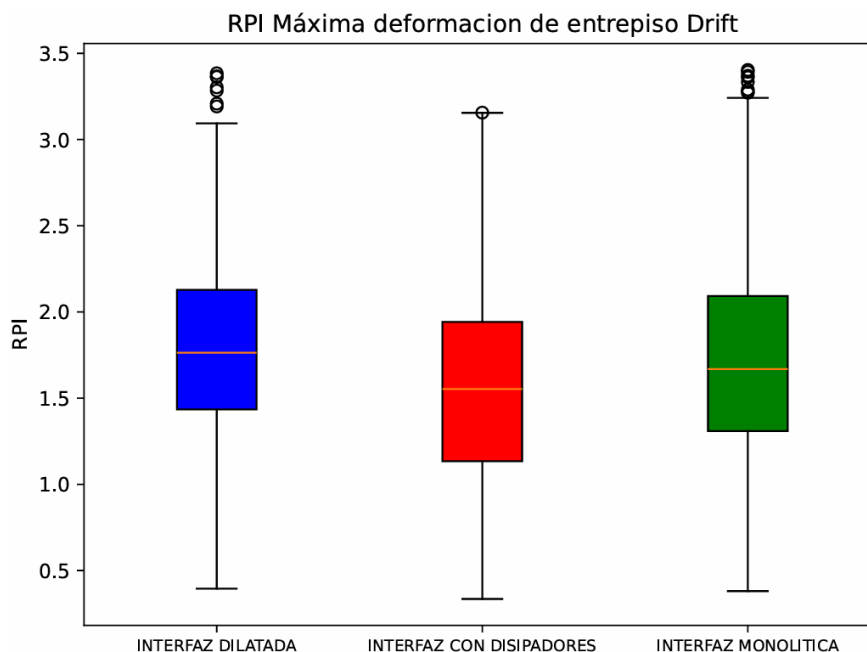


Ilustración 59. Box-Plots de los valores RPI_D obtenidos para cada configuración estructural.

Tabla 22. Estadísticos de los diagramas Box-Plots del indicador RPI_D .

Interfaz	Nº Datos	Q1	Mediana	Q3	IQR	Bigote Inf	Bigote Sup	Min. Real	Máx. Real	Nº Outliers
Dilatada	374	1.435	1.764	2.128	0.694	0.394	3.169	0.395	3.384	7
Disipadores	374	1.134	1.553	1.942	0.808	-0.078	3.155	0.335	3.156	1
Monolítica	374	1.309	1.669	2.092	0.783	0.134	3.267	0.381	3.404	8

Con el propósito de integrar los distintos aspectos del desempeño estructural evaluados mediante los indicadores RPI, se definieron indicadores compuestos que permiten representar de manera sintética los diferentes niveles de daño en la estructura.

Dado que cada indicador RPI caracteriza un mecanismo específico, deformaciones en materiales, demandas de corte, derivas de entrepiso y aceleraciones; y considerando que estos efectos ocurren de manera simultánea, se establece una metodología de síntesis basada en valores estadísticos representativos, correspondientes a la mediana y al tercer cuartil (Q3), obtenidos a partir del análisis tipo *Box-plot*. La elección de estos estadísticos se debe a que la mediana permite describir el comportamiento de cada configuración ante casos de solicitación sísmica típica del nivel considerado en los registros, y el valor de tercer cuartil incorpora en el análisis la identificación de variabilidad en la respuesta.

En primer lugar, se define el *indicador compuesto daño estructural*, el cual incorpora el comportamiento a nivel de materiales en los muros estructurales y la respuesta a corte de los elementos resistentes. Este indicador se calcula primeramente obteniendo el promedio de los valores representativos de los indicadores asociados a la deformación del hormigón (RPI_H) y la deformación del acero (RPI_A), para posteriormente sumarle los valores representativos del indicador de corte máximo (RPI_C).

De manera complementaria, se define el *indicador compuesto daño no-estructural*, el cual representa la respuesta que afecta principalmente a elementos no estructurales. Este se obtiene como la suma de los valores representativos de la deformación máxima de entrepiso (RPI_D) y de la aceleración absoluta máxima de piso (RPI_G), parámetros comúnmente asociados al daño en componentes no estructurales.

Finalmente, se define el *indicador compuesto daño global*, el cual corresponde al promedio de los indicadores de estructural y no estructural, permitiendo así integrar en una única magnitud el desempeño de las diferentes configuraciones.

Aunque, como se mencionó inicialmente, la síntesis de los valores estadísticos compuestos correspondientes a la mediana y al tercer cuartil Q3 son los más relevantes y constituyen la base para generar conclusiones debido a su representatividad de un caso típico bajo el nivel de intensidad de los registros considerados en este estudio. También se desarrollan, a modo complementario, análisis comparativos mediante diagramas Box-Plots de estos indicadores compuestos; estos se obtienen al combinar los demás los valores estadísticos (Q1, Bigote superior y Bigote inferior) de manera análoga a como fueron combinados Q3 y mediana.

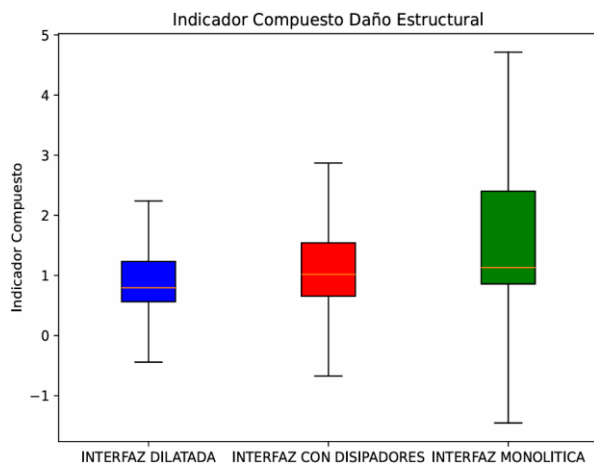


Ilustración 60. Box-Plots Indicador compuesto Daño Estructural

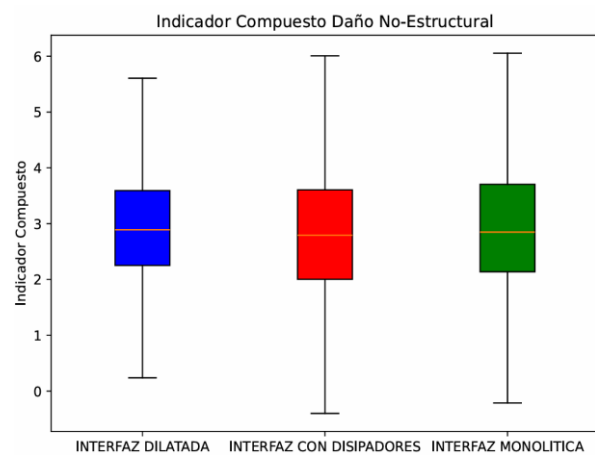


Ilustración 61. Box-Plots Indicador compuesto Daño No-estructural

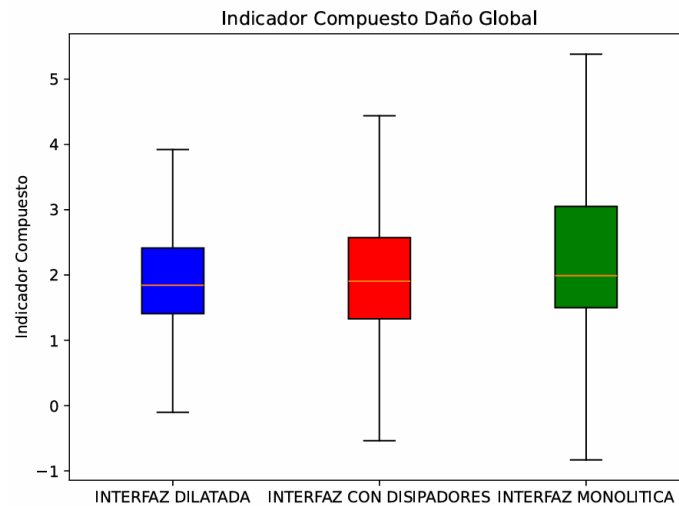


Ilustración 62. Box-Plots Indicador compuesto Daño Global.

Tabla 23. Indicadores Compuestos

Indicador Compuesto Daño Estructural					
Interfaz	Q1	Mediana	Q3	Bigote Inferior	Bigote Superior
Dilatada	0.563	0.795	1.233	-0.442	2.238
Disipadores	0.706	1.003	1.468	-0.438	2.612
Monolítica	0.859	1.133	2.400	-1.454	4.713
Indicador Compuesto Daño No-estructural					
Interfaz	Q1	Mediana	Q3	Bigote Inferior	Bigote Superior
Dilatada	2.251	2.890	3.593	0.238	5.606
Disipadores	1.998	2.735	3.484	-0.232	5.713
Monolítica	2.138	2.849	3.704	-0.212	6.054
Indicador Compuesto Daño Global					
Interfaz	Q1	Mediana	Q3	Bigote Inferior	Bigote Superior
Dilatada	1.407	1.843	2.413	-0.102	3.922
Disipadores	1.352	1.869	2.476	-0.335	4.162
Monolítica	1.498	1.991	3.052	-0.833	5.383

9 Conclusiones y comentarios

En esta investigación se evaluó la eficacia, mediante índices de desempeño ante acción sísmicas, de un sistema de disipación friccional instalado en la interfaz ala-arma de muros de sección C que componen el núcleo sismorresistente de un edificio. La finalidad de este sistema de disipación es reducir el daño estructural y no estructural del edificio, con lo cual se busca que los muros reciban menor daño producto de su posible comportamiento frágil durante un evento sísmico de importancia, y que, para sismos de menor intensidad, la estructura se comporte como un edificio tradicional chileno estructurado en base a muros de sección compuesta, debido a su histórico buen comportamiento. Con base en los resultados obtenidos, es posible concluir que la estructura con el sistema de disipación propuesto presenta mejoras en el desempeño global de la estructura en referencia al caso con configuración monolítica, que representa una configuración más tradicional de diseño, pero no logra ser la configuración con mejor comportamiento sísmico antes solicitaciones exigentes.

El análisis de los indicadores RPI_H evidencian que la configuración monolítica presenta una reducción en la mediana de aproximadamente un 11.6% respecto a la configuración dilatada, y una reducción del 6.5% respecto a la configuración con disipadores. Sin embargo, esta tendencia se revierte en condiciones más variables. En efecto, al analizar el valor Q3, la configuración monolítica alcanza un incremento del 156% respecto que las otras dos configuraciones, las cuales presentan valores Q3 idénticos. En consecuencia, en términos de indicadores de daño en el hormigón, la configuración con disipadores exhibe, en términos estadísticos, un comportamiento similar a la configuración dilatada. Por su parte, la configuración monolítica tiene una mayor irregularidad en su respuesta, siendo más favorable en casos típicos, pero presentando una mayor dispersión y variabilidad en la respuesta.

Luego respecto al indicador RPI_A la configuración con disipadores presenta el mejor desempeño, con una reducción del 33% respecto al sistema dilatado y de hasta un 89% en comparación con el sistema monolítico en términos de la mediana. Tendencia que se mantiene al analizar Q3, con la diferencia que la reducción respecto al sistema dilatado es de un 26%. Esto indica que los disipadores no solo reducen el nivel de daño en el acero, sino que es un comportamiento regular y sin gran variabilidad. En contraste, la configuración monolítica presenta los valores más altos de daño en ambos estadísticos.

Al analizar ambos indicadores, se observa que, en promedio, la configuración con disipadores presenta la mejor respuesta frente al daño en las fibras del muro, asociado a mecanismos de flexión, flexo-compresión o flexo-tracción bajo escenarios de demanda sísmica típica de alta intensidad. Esto se debe a que, en el indicador RPI_A , dicha configuración exhibe consistentemente el mejor desempeño, manteniendo esta tendencia en los estadísticos de mediana y tercer cuartil. En cuanto al indicador RPI_H , el desempeño de la configuración con disipadores solo es superado de manera positiva en un 6.5% por la configuración monolítica en términos de la mediana; pero esta tendencia se revierte en el tercer cuartil, donde la configuración con disipadores iguala el comportamiento de la configuración dilatada, mientras que la configuración monolítica presenta un deterioro considerable en su desempeño.

Respecto al RPI_C , las diferencias entre configuraciones son significativas. La configuración con disipadores presenta un incremento en la mediana del orden del 55%, mientras que la configuración monolítica alcanza un aumento cercano al 79%, ambas con respecto de la configuración dilatada. Esta tendencia se mantiene en el tercer cuartil (Q3), con incrementos de aproximadamente 37% y 62%, respectivamente. Estos resultados confirman que la configuración dilatada presenta el mejor desempeño frente a demandas de corte, mientras que la configuración con disipadores exhibe un comportamiento intermedio, aunque más cercano al de la configuración monolítica.

En cuanto al indicador compuesto de daño estructural, la configuración dilatada mantiene el mejor desempeño, mientras que las configuraciones con disipadores y monolítica presentan incrementos en la mediana del orden de 26% y 42%, respectivamente en relación con la configuración dilatada. En términos del Q3, estos incrementos alcanzan aproximadamente un 19% y 95%, respectivamente, evidenciando que la configuración monolítica es la que concentra los mayores niveles de daño estructural bajo condiciones más demandantes. Esto termina confirmando que el comportamiento de desempeño positivo visto en RPI_H y RPI_A no se reproduce en las solicitaciones de corte, donde la configuración con disipadores presenta mejoras limitadas respecto a la configuración monolítica, del orden del 24% en la mediana y 25% en Q3 (en referencia con la configuración de mejor desempeño), manteniéndose aún distante del desempeño de la configuración dilatada. Esto indica que, si bien los disipadores son efectivos en mecanismos dominados por flexión, flexo-compresión o flexo-tracción, su influencia en la reducción de demandas de corte es acotada, las cuales continúan gobernadas principalmente por la rigidez y resistencia del muro, y que al sumar los efectos termina por favorecer a la configuración dilatada.

Primeramente, al analizar las curvas de aceleración máxima por piso correspondientes a las tres configuraciones estructurales para cada uno de los registros sísmicos, con especial énfasis en la estructura con disipadores, se observa que no existe presencia de picos (*spikes*) de aceleración de gran magnitud. Asimismo, si bien se identifican diferencias respecto de las otras dos configuraciones, más tradicionales en la práctica de la ingeniería civil, estas no resultan significativas. En consecuencia, se descarta la hipótesis de un desempeño deficiente asociado al uso de disipadores en este aspecto, lo cual suele constituir una preocupación recurrente dentro de la comunidad de ingenieros estructurales.

En términos de los indicadores RPI_G , las diferencias entre configuraciones son moderadas, con incrementos en la mediana del orden del 4.9% para la configuración con disipadores y 4.8% para la configuración monolítica respecto a la dilatada, alcanzando en el Q3 aumentos de aproximadamente 5.2% y 10%, respectivamente, lo que evidencia una baja sensibilidad de este indicador frente al tipo de interfaz estructural.

En contraste, el análisis de los RPI_D muestra una mayor diferenciación, donde la configuración con disipadores presenta el mejor desempeño, con reducciones cercanas al 13.6% en la mediana y 9.6% en el Q3 respecto a la configuración dilatada, mientras que la configuración monolítica presenta una leve mejora en desempeño que la configuración dilatada, con un incremento en la mediana y el tercer cuartil de 7.5% y 7.7% respectivamente, en referencia a la configuración con disipadores; confirmando la efectividad de los disipadores en el control de deformaciones de entrepiso.

En consecuencia, el indicador compuesto de daño no estructural presenta variaciones acotadas entre las distintas configuraciones. En términos de la mediana, el mejor comportamiento corresponde a la

configuración con disipadores, con un valor del indicador compuesto aproximadamente un 13% menor que el de la configuración dilatada y un 6.5% menor que el de la configuración monolítica. Por su parte, en el tercer cuartil (Q3), la configuración con mejor desempeño es la dilatada, con un indicador un 5.7% inferior al de la configuración con disipadores y un 4% inferior al de la configuración monolítica. Por ende, si bien la configuración con disipadores presenta el mejor desempeño en términos de la mediana y un comportamiento comparable al de la configuración dilatada en Q3, la baja variabilidad del indicador entre configuraciones no permite establecer con claridad cuál de ellas ofrece el mejor desempeño en términos de daño no estructural.

Finalmente, el indicador de daño global muestra que la configuración dilatada presenta el mejor desempeño general. La configuración con disipadores incrementa la mediana en aproximadamente un 1.4%, mientras que la configuración monolítica lo hace en torno a un 8%. En el Q3, estos incrementos alcanzan valores del orden del 2.6% y 26%, respectivamente. Esto lleva a concluir que la configuración dilatada es finalmente la que presenta el desempeño sísmico más favorable bajo condiciones típicas de sismos de intensidad alta, y que a pesar de que la configuración con disipadores mejora ciertos aspectos del desempeño, particularmente los asociados al daño local ocurrido en mecanismos por flexión y en una menor medida los asociados a derivas de entrepiso, no logra alcanzar, a nivel de desempeño global, el equiparar el desempeño de la estructura dilatada y solo logra ser un caso intermedio entre la configuración dilatada y la configuración monolítica.

Es importante destacar que los resultados obtenidos son consistentes con lo reportado por Cofré en el 2020 (Cofré, 2020), quien concluye que la incorporación de disipadores friccionales no genera reducciones significativas en la respuesta global de la estructura, evidenciado en el indicador de daño no-estructural que presenta baja variabilidad entre las diferentes configuración casos típicos de intensidad alta. Y que su principal beneficio radica en la disminución del daño local a través de un cambio en la estructuración del sistema reduciendo el acople entre los elementos del muro, evidenciado en el indicadores asociados a daño local (RPI_H y RPI_A) donde la configuración con disipadores presento el mejor desempeño.

No obstante, el análisis desarrollado en esta investigación permite profundizar esta comprensión, mostrando que el efecto de los disipadores no es uniforme para todos los mecanismos resistentes. En particular, se observa que, si bien estos dispositivos son efectivos en el control de deformaciones y en la reducción del daño asociado a mecanismos dominados por flexión, flexo compresión y flexo tracción, su influencia en las demandas de corte resulta limitada. De esta forma, se concluye que el sistema propuesto combina ventajas de rigidez y ductilidad, pero presenta restricciones específicas asociadas al comportamiento en corte, aspecto clave para su adecuada consideración en el diseño estructural.

10 Agradecimientos

Primero me gustaría agradecer profundamente a mi familia entera, pero en especial a mi mamá Teresa, mi papá Jorge y mi hermano Mauricio, quienes han estado, están y estarán conmigo. Ellos me han dado las herramientas para iniciar, la motivación y apoyo para seguir, y la fuerza y respaldo para culminar todo lo que hago en mi vida. Gracias por confiar en mi e inculcar la idea de dar siempre lo mejor en el proceso, aplicando inteligencia, disciplina y humildad; entendiendo que esa es la forma de ganar y alcanzar posibles objetivos.

También me gustaría agradecer a todos mis amigos, que no dudaron en darme su consejo, una risa o un momento de calma ante situaciones difíciles. En especial a Nicolas, Cristobal y Maicol, quienes me soportaron como estudiante, como conviviente y como persona; a ustedes gracias totales: son excelentes seres humanos y sin ustedes no se si habría logrado sacar adelante estos años.

De vital importancia fue el apoyo, conocimiento, consejos, paciencia, buenas disposición y total disponibilidad que me brindo el profesor Claudio Sepulveda, quien inicialmente me sugiero el tema y estuvo en todo el desarrollo de esta investigación; que es el trabajo final con el cual puedo optar a mi título de ingeniero civil.

Como ultimo me gustaría agradecer a quienes me vieron empezar este camino, pero no pudieron ver el culmine. Al padre de mi padre, Rolando; la madre de mi madre, Sara; y a mi primo y amigo Diego. Los extraño cada día y forman parte de mí.

11 Referencias

- American Concrete Institute. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08)*.
- Aswegan, K. P., Charney, F. A., Leon, R. T., & Moen, C. D. (2013). *RATIONAL PROCEDURE FOR DAMAGE BASED SERVICEABILITY DESIGN OF STEEL BUILDINGS UNDER WIND LOADS AND A SIMPLE LINEAR RESPONSE HISTORY PROCEDURE FOR BUILDING CODES*.
- B. D. Scott, R. Park, & M. J. N. Priestley. (1982). Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. *ACI Journal Proceedings*, 79(1). <https://doi.org/10.14359/10875>
- Bozorgnia, Yousef., & Bertero, V. V. (2004). *Earthquake Engineering*. CRC Press.
- British Standards Institution. (2004). *BS EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*.
- Chopra A. K. (2011). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*.
- Christopoulos, C., & Filiatrault, A. (2006). *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*. IUSS Press.
- Cofré, J. (2020). *Desempeño sísmico de un edificio con dispositivos de disipación de energía friccionales en la interfaz ala-alma de muros de sección compuesta*. Universidad Técnica Federico Santa María .
- Del Gobbo, G. M., Williams, M. S., & Blakeborough, A. (2017). Seismic Performance Assessment of a Conventional Multi-storey Building. *International Journal of Disaster Risk Science*, 8(3), 237–245. <https://doi.org/10.1007/s13753-017-0134-9>
- Filiatrault, A., & Cherry, S. (1990). Seismic design spectra for friction-damped structures. *Journal of Structural Engineering*, 116.
- Gogos A. (2010). *Structural wall systems - Nonlinear modeling and collapse assessment of shear walls and slab-column frames*. [PhD thesis]. University of California, Los Angeles.
- Kolozvari, K., Kalbasi, K., Orakcal, K., & Wallace, J. (2021). Three-dimensional model for nonlinear analysis of slender flanged reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 236. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112105>
- Lagos, R., Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Guendelman, T., Massone, L., Boroschek, R., & Yañez, F. (2012). High-Rise Buildings Seismic Performance of High-rise Concrete Buildings in Chile. In *International Journal of High* (Vol. 1, Number 3). www.ctbuh.org
- Lagos, R., Lafontaine, M., Bonelli, P., Boroschek, R., Guendelman, T., Massone, L. M., Saragoni, R., Rojas, F., & Yañez, F. (2021). The quest for resilience: The Chilean practice of seismic design for reinforced concrete buildings. *Earthquake Spectra*, 37(1), 26–45. <https://doi.org/10.1177/8755293020970978>
- Mckenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2010). *Nonlinear Finite-Element Analysis Software Architecture Using Object Composition*. <https://doi.org/10.1061/ASCECP.1943-5487.0000002>
- Mock, A., Behrouzi, A. A., Lowes, L. N., Lehman, D. E., & Kuchma, D. A. (2015). *Empirically Derived Effective Stiffness Expressions for Concrete Walls*.
- Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education .

- Nakamura, H., Takahashi, Y., & Sawada, S. (2012). THE ELASTO-PLASTIC BEHAVIOR OF THE RC COLUMN ACCOMPANIED WITH FRICTION DAMPING MECHANISM. *Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. A1 (Structural Engineering & Earthquake Engineering (SE/EE))*, 68(4), I_577-I_583. https://doi.org/10.2208/jscejsee.68.I_577
- Neuenhofer, A., & Filippou, F. C. (1997). Evaluation of nonlinear frame finite-element models. *Journal of Structural Engineering*, 123.
- Pall, A. S., & Marsh, C. (1979, May). Energy Dissipation in Large Panel Structures Using Limited Slip Bolted Joints. *Proceedings of the AICAP/CEB Seismic Conference*.
- Pall, A. S., & Marsh, C. (1981). Friction-Damped Concrete Shearwalls. *ACI Journal Proceedings*, 78(3). <https://doi.org/10.14359/6916>
- Pall, A. S., & Marsh, C. (1982). *RESPONSE OF FRICTION DAMPED BRACED FRAMES*.
- Pall, A. S., Marsh, C. C., & Fazio, P. (1980). *Friction Joints for Seismic Control of Large Panel Structures*.
- Pozo, J. D., Hube, M. A., & Kurama, Y. C. (2020). Quantitative assessment of nonlinear macro-models for global behavior and design of planar RC walls. *Engineering Structures*, 224.
- Qu, Z., Ji, X., Wang, Y., Shi, X., & Xie, J. (2015). *Friction Damper in Steel Coupling Beams for Enhanced Seismic Resilience of High-rise Buildings*.
- Recommended modeling parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation, retrofit, and design*. (2017). <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-45>
- Rodriguez, M. E., Botero, J. C., & Villa, J. (1999). Cyclic stress-strain behavior of reinforcing steel including effect of buckling. *Journal of Structural Engineering*, 125.
- Setiawan, A. F., Takahashi, Y., Kiyono, J., & Sawada, S. (2017). Numerical Analysis of RC Columns Accompanied with Friction Damping Mechanism under Cyclic Loading. *Procedia Engineering*, 171, 821–835. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.01.373>
- Soong T. T., & Constantinou M.C. (1994). *Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering* (T. T. Soong & M. C. Costantinou, Eds.; Vol. 345). Springer Vienna. <https://doi.org/10.1007/978-3-7091-3012-4>
- Taucer, F. F. (1991). *A FIBER BEAM-COLUMN ELEMENT FOR SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES*.
- Vulcano, A., Bertero, V., & Colotti, V. (1988). Analytical modeling of R/C structural walls. *Ninth World Conference on Earthquake Engineering*.

12 Anexos

Se dispone de un repositorio digital en GitHub que contiene el modelo numérico desarrollado en OpenSees, scripts de análisis en TCL, rutinas de visualización en Python y registros sísmicos empleados.

Este repositorio tiene como finalidad asegurar la reproducibilidad y trazabilidad de los resultados obtenidos.

Disponible en:

https://github.com/MarceloFuentesZentenoIngCivil/Investigacion_OpenSees_DisipadoresMurosSeccionCompuesta.git

Fecha: Abril 2026

Se dispone de un repositorio digital en Zenodo que contiene los resultados de los 11 registros sísmicos para las 3 configuraciones de la estructura. También se incluyen rutinas Python de procesamiento de datos.

Este repositorio tiene como finalidad asegurar la reproducibilidad y trazabilidad de los resultados obtenidos.

Disponible en: <https://doi.org/10.5281/zenodo.20146802>

Fecha: Mayo 2026

