



X SEMINARIO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA Y OPERACIÓN PORTUARIA

ANÁLISIS SECUENCIAL DE SISMO Y TSUNAMI EN EDIFICIO RESIDENCIAL TÍPICO DE CHILE

JAVIER NEBRIJO^{1,2}, ROSITA JÜNEMANN^{1,2}, TIZIANA ROSSETTO³

RESUMEN

Las ciudades costeras ubicadas en zonas de amenaza sísmica alta, no solo están expuestas a ser afectadas por los daños y efectos causados por el terremoto, sino también por el subsecuente tsunami que puede ocurrir. Chile ha sido testigo de eventos secuenciales recientes que han dejado severas consecuencias, como por ejemplo los terremotos de Iquique (2014) y Coquimbo (2015) que dejaron alrededor de 6 y 14 muertos respectivamente. Sin embargo, el evento más devastador ocurrió en febrero 27 del 2010, afectando regiones como Valparaíso, Metropolitana, Maule y Araucanía, resultando en 512 muertos. Una estrategia para salvaguardar la vida de personas del impacto del tsunami es la evacuación horizontal hacia zonas seguras. No obstante, recientes estudios aseguran que el tiempo de evacuación en algunas ciudades de Chile puede ser relativamente alto. De esta manera, se plantea la evacuación vertical en edificios como una alternativa. Ante esta alternativa, es fundamental conocer el comportamiento de edificios frente a eventos secuenciales de sismo y tsunami. Esta evaluación ayudará a determinar si los edificios son prospectos refugios de evacuación vertical. En este contexto, esta investigación busca examinar el desempeño de un edificio residencial típico de hormigón armado sometido secuencialmente a sismo y tsunami, para evaluar el impacto del daño previo por sismo en la subsecuente respuesta frente a tsunami. Se generaron registros artificiales de sismo y tsunami, considerando la misma fuente sísmica. El edificio fue modelado en 3 dimensiones, considerando comportamiento inelástico de los materiales, y sometido a los registros de terremoto y tsunami, simultáneamente en las dos direcciones principales de análisis. Finalmente se calcularon parámetros de demanda ingenieril (EDP) y se comparó sobre las diferencias en considerar si el edificio es permeable o impermeable ante la acción del tsunami. Los resultados evidencian que los EDPs comúnmente usados en el análisis de terremotos, no son un gran indicador de daño respecto a tsunamis.

¹Departamento de ingeniería estructural y geotécnica. Pontificia Universidad Católica de Chile, janebrijo@uc.cl

²Centro de Investigación para la Gestión Integrada del Riesgo de Desastres

³Earthquake Engineering Department of Civil, Environmental & Geomatic Engineering. University College London

1. INTRODUCCIÓN

La ocurrencia de tsunamis es un tema de investigación en ciudades costeras ubicadas en zonas de amenaza sísmica alta. Viña del Mar es la ciudad costera más poblada de Chile, con una alta exposición a eventos de tsunami. Según León et al. (2023), el 38% de la población podría no poder evacuar durante un tsunami extremo, evidenciando las deficiencias de la actual estrategia de evacuación horizontal en la ciudad (León et al,2023). Por esta razón, es necesario considerar la evacuación vertical (EV) como una alternativa para reducir el número de potenciales víctimas ante un evento futuro. Esta alternativa genera una reducción en los tiempos de evacuación y una mejora en la seguridad de las personas. Sin embargo, es fundamental evaluar la respuesta estructural de los edificios existentes a eventos sísmicos y de tsunami secuenciales, para determinar su efectividad para servir como refugios de EV.

Diferentes autores han estudiado el comportamiento de estructuras bajo la acción secuencial de sismo y tsunami mediante diversos enfoques. Petrone et al. (2017) evaluaron un edificio de pórticos de 10 pisos de hormigón armado (HA), frente a eventos de tsunami. Este edificio fue diseñado para resistir una inundación de 20 m de profundidad. Los autores propusieron 3 métodos para modelar el tsunami: (i) pushover de profundidad constante (CDPO); (ii) pushover de profundidad variable (VDPO); y (iii) análisis dinámico de tsunami (TDY). A raíz de esta investigación, Rossetto et al. (2019) desarrollaron análisis secuenciales de registros consistentes de terremotos y tsunamis, probando los 3 métodos evaluados previamente por Petrone et al. (2017). Concluyeron que, si bien los análisis pushover pueden servir como una opción, pueden introducir sesgos al sobreestimar o subestimar varias respuestas estructurales, como desplazamientos o corte basal.

En el contexto chileno, Tagle et al. (2021) analizaron un eje resistente de un edificio de muros de HA de 18 pisos, sometiéndolo a un análisis estático no lineal (NLSA) para el sismo y seguido de un VDPO para el tsunami. Tagle et al. (2021) concluyeron que el daño por tsunami es significativo cuando el daño por terremoto precedente es severo. Cortez et al. (2022) ampliaron esta investigación simulando registros temporales consistentes de terremoto y tsunami para la zona de Viña del Mar. Además, evaluaron un edificio de estructura de hormigón armado de 5 pisos frente a tres registros de terremotos sintéticos consistentes con un escenario de tsunami específico. Además, consideraron la interacción suelo-estructura, concluyendo que el comportamiento no lineal del suelo no demostró una gran diferencia en contraste con un modelo de base fija.

El objetivo de este estudio es evaluar la respuesta de un edificio típico de hormigón armado en Viña del Mar, frente registros de terremotos y tsunamis en secuencia. En primer lugar, se analizó un modelo de exposición desarrollado por CIGIDEN, que muestra que de acuerdo a la superficie construida los edificios predominantes en la ciudad son de uso residencial, hechos de hormigón armado y construidos después de 1996. Por lo tanto, se seleccionó un edificio específico que se ajusta a este perfil como caso de estudio. De esta forma, se modeló en 3D, teniendo en cuenta el comportamiento inelástico de los materiales, y se sometió a registros de terremoto y tsunami de manera simultánea en ambas direcciones principales de análisis. Los resultados de tsunami se compararon considerando dos enfoques, como si el edificio es permeable o impermeable frente a la acción del tsunami.

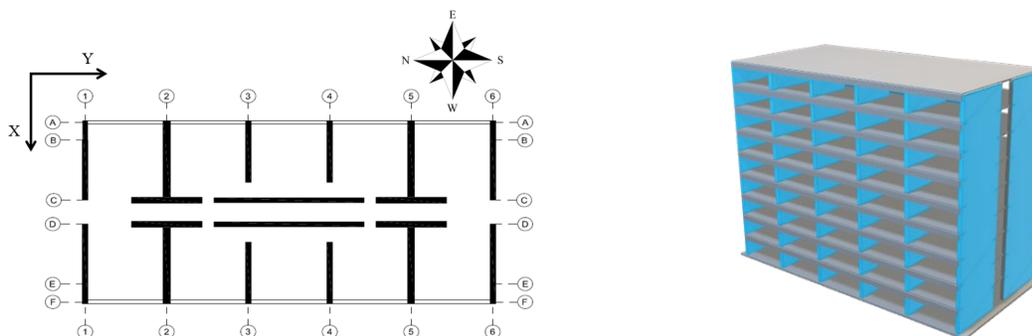
2. EDIFICIO CASO DE ESTUDIO

Se analizó el modelo de exposición desarrollado por CIGIDEN, buscando conocer la distribución de edificaciones de Viña del Mar para futuros análisis de gestión de desastres. Viña del Mar está

dominada por edificios residenciales construidos en hormigón armado. Además, es posible separar las estructuras en dos grupos en función del número de pisos. Un grupo comprende los edificios de mediana altura que corresponden a estructuras con un número de pisos entre 7 y 12, y los edificios de gran altura con un número de pisos mayor a 12.

Los edificios residenciales chilenos se caracterizan por estar contruidos en hormigón armado y en la mayoría de los casos están conformados por elementos de muro de corte cuya función principal es soportar las cargas sísmicas. Los espesores de los muros de corte pueden variar. Sin embargo, el decreto DS60 recomienda un espesor mínimo de 30 cm (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011). Por otro lado, las cargas verticales se transmiten a los muros a través de losas simples de hormigón armado (Lagos, et al., 2012). De esta forma, se eligió el arquetipo de edificio residencial chileno B1 propuesto por Cando (2020), donde se asignó un número de pisos igual a 9 para según los resultados del modelo de exposición representar los edificios de hormigón armado de mediana altura de Viña del Mar. En la Figura 1 se muestra el arquetipo utilizado y su vista 3D. Además, fue diseñado para suelo tipo D, zona III y categoría de ocupación II considerando la NCh433 más el decreto chileno número 61 (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011). Cabe mencionar que no se necesitaron elementos de borde.

Figura 1: Edificio caso de estudio



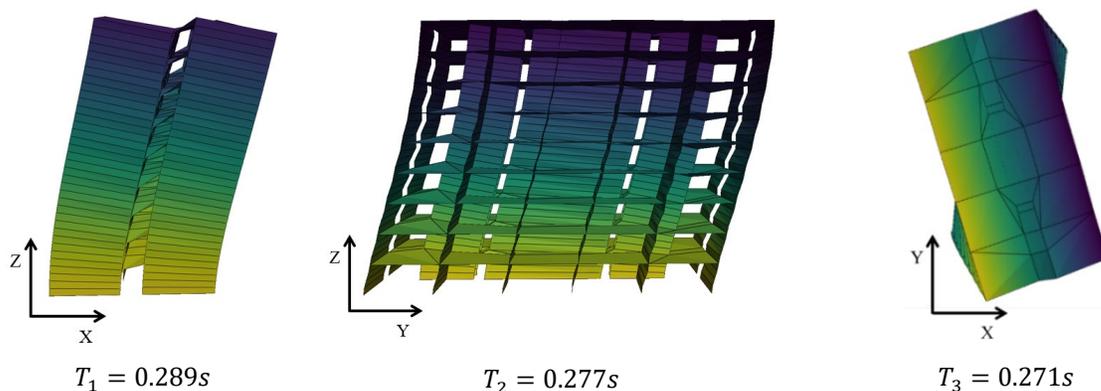
Fuente: Autor

Se desarrolló un modelo 3D en el software OpenSees (McKenna, Fenves, & Scott, 2000), para capturar la respuesta no lineal del edificio sometido a sismo y tsunami en secuencia. Se adoptó el elemento MVLEM-3D para modelar los muros de corte (Kolozvari, Kalbasi, Orakcal, & Wallace, 2021), este elemento está formado por un MVLEM 2D que representa el comportamiento en el plano mientras que la respuesta fuera del plano fue emulada por la teoría de placas de Kirchhoff. Se utilizaron cuatro macroelementos por piso para discretizar cada muro de corte. Además, se agregó un macro elemento adicional de 1cm de altura para considerar la fuerza en la base proveniente del tsunami, ya que de lo contrario se ignorarían los efectos máximos del tsunami que de acuerdo a la naturaleza de la carga se encuentran en la parte inferior del edificio.

Se utilizó el elemento ShellMITC4 (Dvorkin & Bathe, 1984) que permite atar todos los nodos en el plano y considerar los modos torsionales. La rigidez del sistema de piso se redujo en un 25% de acuerdo con las pautas de diseño basadas en desempeño desarrolladas por ACHISINA (ACHISINA, 2017). El material Concrete02 (Yassin, 1994) se utilizó para representar el comportamiento del concreto en las fibras, donde la resistencia última y la deformación se calcularon adoptando las recomendaciones de Lowes et al. (2018) ya que los macroelementos son altamente sensibles a la discretización por piso. El material hysteretic (Scott & Filippou, S.F) se

adoptó para emular el comportamiento del acero, permitiendo la representación del esfuerzo de endurecimiento por tracción y reduciendo los problemas de convergencia en el análisis transitorio no lineal (Cando, 2020). Las propiedades nominales del hormigón y el acero son $f'_c = 35 \text{ MPa}$ (resistencia a la compresión del hormigón) y $f'_y = 420 \text{ MPa}$ (resistencia a la fluencia del acero de refuerzo), la resistencia a la tracción f_t del hormigón se definió según las recomendaciones de Wong et al. (2013). La Figura 2 muestra las formas y periodos modales obtenidos. Por otra parte, la Tabla 1 y la Tabla 2 presentan los parámetros utilizados en los modelos constitutivos en el edificio.

Figura 2: Periodos Modales



Fuente: VFO (Patent No. MIT, 2020)

Tabla 1: Parámetros característicos material Concrete02

		Macro-elemento 1 (altura = 65cm)	Macro-elemento 2 (altura = 1.0 cm)
Resistencia a compresión del hormigón (MPa)	f_{pc}	-35	-35
Deformación del hormigón en la máxima resistencia	e_{psc0}	-0.002	-0.002
Resistencia al aplastamiento del hormigón (MPa)	f_{pcu}	-0.035	-0.035
Deformación por aplastamiento del hormigón	e_{psu}	-0.008698	-0.50136
Relación entre la pendiente de descarga en e_{psu} y la pendiente inicial	$lambda$	0.1	0.1
Resistencia a la tracción (MPa)	f_t	1.952	1.952

Tabla 2: Parámetros característicos material Hysteretic

		Macro-elemento 1 (altura = 65cm)	Macro-elemento 2 (altura = 1.0 cm)
Esfuerzo en el primer punto en dirección positiva (MPa)	$s1p$	468.84	468.84
Deformación en el primer punto en dirección positiva	$e1p$	0.0023	0.0023
Esfuerzo en el segundo punto en dirección positiva (MPa)	$s2p$	655.00	655.00

Deformación en el segundo punto en dirección positiva	$e2p$	0.05	0.05
Esfuerzo en el tercer punto en dirección positiva (MPa)	$s3p$	46.88	46.88
Deformación en el tercer punto en dirección positiva	$e3p$	0.09	0.09
Esfuerzo en el primer punto en dirección negativa (MPa)	$s1n$	-468.84	-468.84
Deformación en el primer punto en dirección negativa	$e1n$	-0.0023	-0.0023
Esfuerzo en el segundo punto en dirección negativa (MPa)	$s2n$	-476.05	-476.05
Deformación en el segundo punto en dirección negativa	$e2n$	-0.008	-0.008
Esfuerzo en el tercer punto en dirección negativa (MPa)	$s3n$	-46.88	-46.88
Deformación en el tercer punto en dirección negativa	$e3n$	-0.1	-0.1

3. REGISTROS CONSISTENTES DE SISMO Y TSUNAMI

En la actualidad, un desafío en el desarrollo del análisis secuencial de terremotos y tsunamis es la falta de registros consistentes. Dada la escasez de registros históricos de eventos tanto de terremotos como de tsunamis, se hace necesario simular un conjunto de registros temporales de terremotos y tsunamis que sean consistentes con la misma fuente física. Para abordar esto, se consideró un área de ruptura delimitada entre las latitudes -34, -31 y las longitudes -71.05, -73.05, ya que estos valores representan los límites del terremoto del Maule de 2010 (Cienfuegos, et al., 2018) y el terremoto de Illapel de 2015 (Satake & Heidarzadeh, 2017). Se simularon eventos sísmicos entre 8,4 Mw y 8,9 Mw. La geometría de la superficie de ruptura se definió mediante el modelo Slab 2.0 (Hayes, et al., 2018) para cada evento, y un modelo de falla finita de Crempien et al. (2020) se empleó para generar la distribución espacial de deslizamiento.

3.1. REGISTROS SINTÉTICOS DE TERREMOTOS.

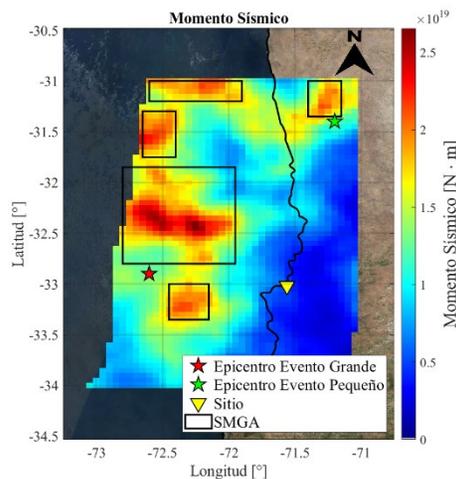
Un método comúnmente utilizado para generar registros sintéticos de terremotos, ampliamente aplicado incluso en el contexto chileno, implica el uso de las funciones empíricas corregidas de Green (Irikura & Kamae, 1994) (Hartzell, 1978) (Kowada, Tai, Iwasaki, & Irikura, 1998) (Nozu, Yamada, Nagao, & Irikura, 2014) (Cortez, et al., 2022) (Fernández, Nozu, Crempien, & De la Llera, 2022). El método implica calcular el movimiento del suelo de un gran terremoto ($U_e(f)$) utilizando el registro de un pequeño terremoto ($O_s(f)$). De esta forma, el pequeño terremoto se amplifica considerando efectos de la fuente ($|S(f)|$), efectos de la trayectoria ($|P(f)|$) y el efecto del sitio ($|G(f)|$). Por lo tanto, el movimiento del suelo resultante ($U_e(f)$) se calcula como lo muestra la ecuación (1).

$$U_e(f) = |S(f)||G(f)||P(f)| \frac{O_s(f)}{|O_s(f)|} \quad (1)$$

Los efectos de fuente ($|S(f)|$) dependen de las áreas de generación de movimiento fuerte (SMGAs, por sus siglas en inglés), que son áreas donde ocurre la mayor liberación de energía (Fernández, Nozu, Crempien, & De la Llera, 2022). Las SMGAs deben ser 0,24 veces el tamaño del plano de falla según las recomendaciones de Skarlatoudis et al. (2016). Además, los efectos de trayectoria ($|P(f)|$) se determinan de acuerdo con la ubicación del epicentro del evento sísmico

grande y del epicentro del evento sísmico pequeño. La Figura 3 muestra la distribución del momento sísmico de uno de los eventos simulados en el modelo de falla finita, donde los rectángulos representan las SMGAs, y los marcadores verde y rojo representan la ubicación del epicentro del evento pequeño y del epicentro del evento grande respectivamente, que se seleccionaron aleatoriamente siguiendo las ubicaciones más probables mostradas por Mai et al. (2005).

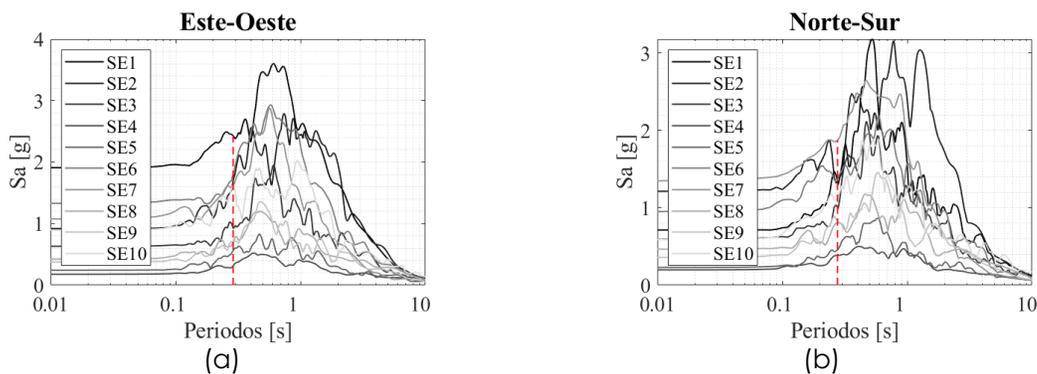
Figura 3: Distribución de momentos sísmicos en un modelo de falla finita.



Fuente: Autor

Cabe señalar que el movimiento inicial del suelo del pequeño terremoto ($\theta_s(f)$) se eligió de la base de datos Siber-Risk (Castro, Benavente, Crempien, Candia, & de la Llera, 2022). El movimiento inicial del suelo debe ser de un evento con una magnitud inferior a 5,5 Mw para excluir la consideración de efectos no lineales del suelo. Además, debe medirse en una estación cercana al sitio con un tipo de suelo similar al del edificio del caso de estudio, asegurando un contenido de frecuencia característico del sitio. Siguiendo este procedimiento y aplicando la ecuación (1), se generaron 10 registros sísmicos sintéticos. Los espectros de respuesta para los movimientos del suelo generados se muestran en la Figura 4, donde también se muestra el período fundamental de la estructura en cada dirección de análisis.

Figura 4: Registros sintéticos de terremotos, (a) dirección este-oeste, (b) dirección norte-sur.



Fuente: Autor

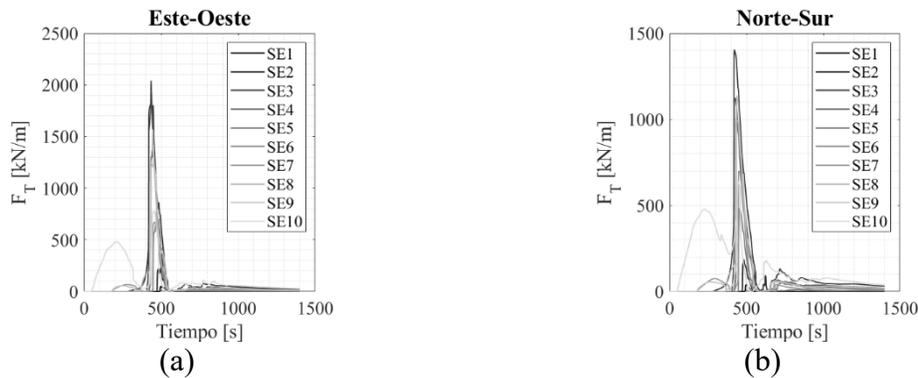
3.2. REGISTROS SINTÉTICOS DE TSUNAMI.

En el caso del tsunami se adoptó la formulación de Okada (1985), utilizando la información del modelo de falla finita para obtener los desplazamientos libres en la superficie. Posteriormente, se ejecutó un modelo de inundación en el software Geoclaw (Berger, George, LeVeque, & Mandli, 2011), resolviendo las ecuaciones no lineales de aguas someras mediante un método de volumen finito de captura de impacto. De esta manera, se obtuvieron registros de profundidad de inundación y velocidad de flujo. Además, para determinar las fuerzas equivalentes de tsunami que se aplicaron al modelo estructural, se adoptó la metodología propuesta por Qi et al. (2014) en la que se desarrollaron dos ecuaciones que dependen del número de Froude (Fr) y permiten combinar los registros temporales de profundidad de inundación y velocidad de flujo para generar un registro temporal de fuerza de tsunami.

$$F_T(t) = \text{sign}(v(t)) \begin{cases} 0.5C_D \rho v(t)^2 h(t) b & Fr(t) < Fr_c \\ \lambda \rho g^{\frac{1}{3}} v(t)^{\frac{4}{3}} h(t)^{\frac{4}{3}} b & Fr(t) \geq Fr_c \end{cases} \quad (2)$$

donde C_D es el coeficiente de arrastre, ρ es la densidad del agua, $h(t)$ y $v(t)$ son los registros en el tiempo de profundidad de inundación y velocidad de flujo respectivamente, b es el ancho del elemento donde actúa la fuerza del tsunami, λ es la relación de estrangulamiento y g la aceleración de la gravedad. Los coeficientes C_D , λ y Fr_c se eligieron siguiendo las recomendaciones de Petrone et al. (2017). La Figura 5 muestra los registros temporales de la resultante del triángulo de presiones dada una profundidad de inundación.

Figura 5: Fuerza del tsunami resultante por unidad de ancho (a) dirección este-oeste, (b) dirección norte-sur.



Fuente: Autor

Para aplicar las cargas sobre la estructura, se utilizaron funciones de forma caracterizadas por el polinomio de Hermite, las cuales son consistentes con el tipo elemento estructural usado para representar los muros. De esta forma se calcularon cargas nodales equivalentes para un patrón de carga triangular en cada valor de altura.

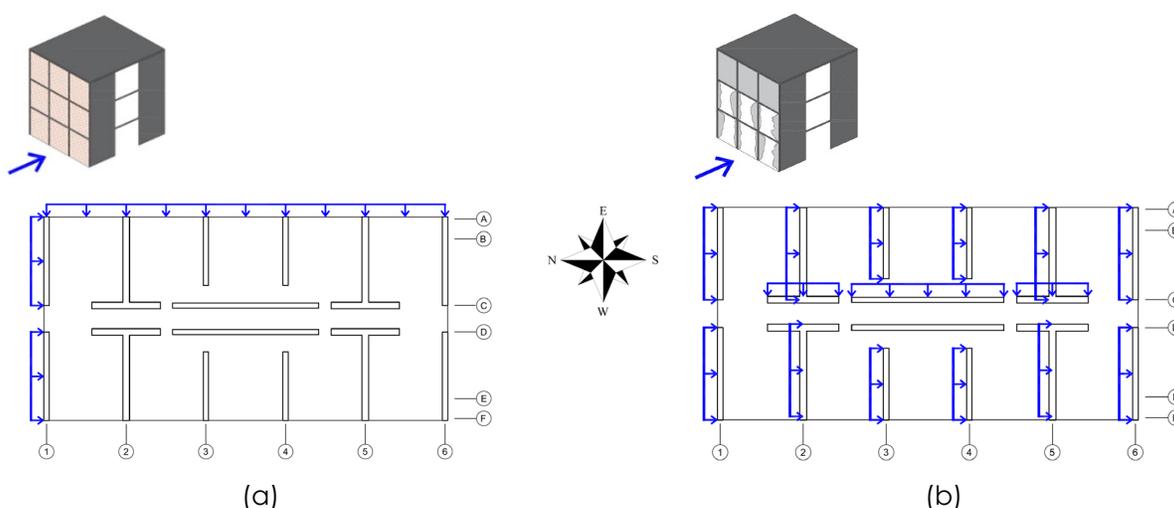
4. RESULTADOS

Se desarrollaron análisis dinámicos no lineales para evaluar el comportamiento del edificio caso de estudio. Para el sismo se desarrolló un análisis tiempo historia no lineal, sometiendo la estructura a las dos componentes del movimiento del terreno simultáneamente. Luego se dejó la estructura

en vibración libre para aplicar posteriormente el análisis dinámico de tsunami considerando el efecto conjunto de ambas componentes.

En un análisis tridimensional de tsunami es posible considerar dos supuestos: (i) la estructura está formada por particiones no estructurales ligeras, en donde lo más probable es que el tsunami los colapse, por lo que se considera en este caso que la estructura es permeable; o (ii) las particiones no estructurales son en su mayoría muros de mampostería que se supone que tienen una gran rigidez, por lo que se considera que la estructura es impermeable. La Figura 6 muestra los dos patrones de carga considerados, en donde (a) presenta los muros cargados suponiendo que la estructura es impermeable, mientras que (b) muestra el caso de carga suponiendo que la estructura es permeable, donde solo los muros del eje C fueron cargados en la dirección este-oeste, ya que la distancia entre los ejes C y D se asume es pequeña, impidiendo que los muros del eje D soporten directamente grandes presiones de agua.

Figura 6: (a) Caso de carga impermeable, (b) Caso de carga permeable.

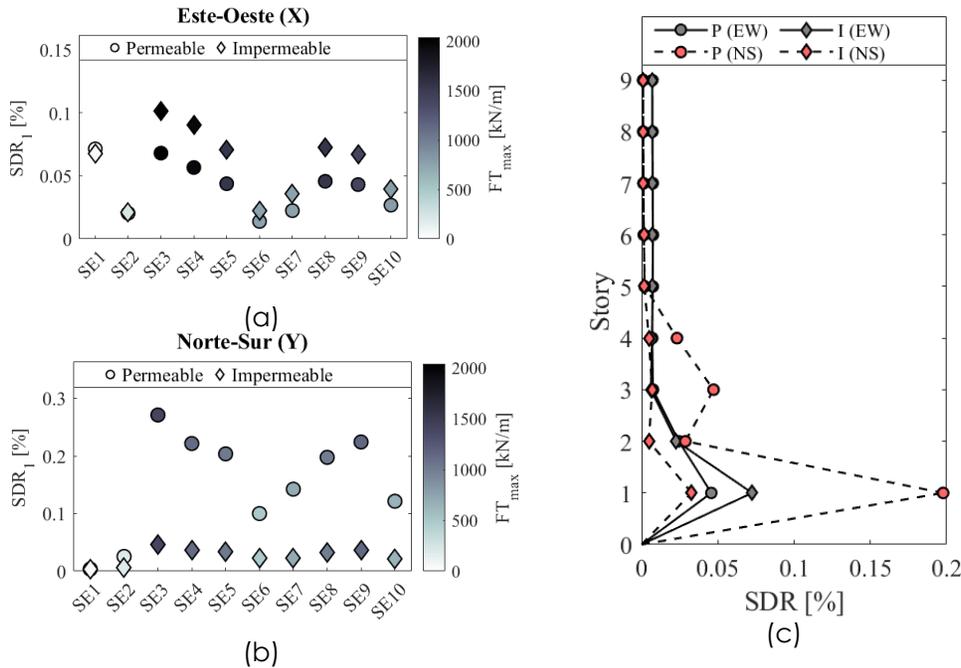


Fuente: Autor

La primera comparación realizada para los casos de tsunami se muestra en la Figura 7, en donde el parámetro de demanda estructural (EDP) analizado fue la deriva de piso 1 (SDR por sus siglas en inglés story drift ratio), que es el piso más demandado en eventos de tsunami. De esta manera, (a) muestra la comparación efectuada en la dirección este-oeste (dirección X), en donde el caso de carga impermeable presenta los mayores valores para cada evento sísmico ya que en este análisis, el tsunami tiene contacto directo con todos los muros resistentes de la dirección este-oeste (dirección X). Por otro lado, (b) muestra la comparación entre los dos casos de carga, pero en la dirección norte-sur (dirección Y). En esta gráfica se presentan diferencias de más de dos veces entre los dos enfoques mencionados, esto se debe a que en el caso permeable el tsunami empuja la mayor parte de los muros en su dirección fuera del plano, siendo ésta la más débil. Por su parte, (c) muestra un perfil de SDR para el evento sísmico 7 (SE7) en el instante del tsunami. Se muestran los casos: permeable (P) e impermeable (I) para ambas direcciones de análisis. Además, la barra de color muestra la medida de intensidad del tsunami (TIM) para cada caso, evidenciando la buena correlación entre el EDP y el TIM ya que son directamente proporcionales.

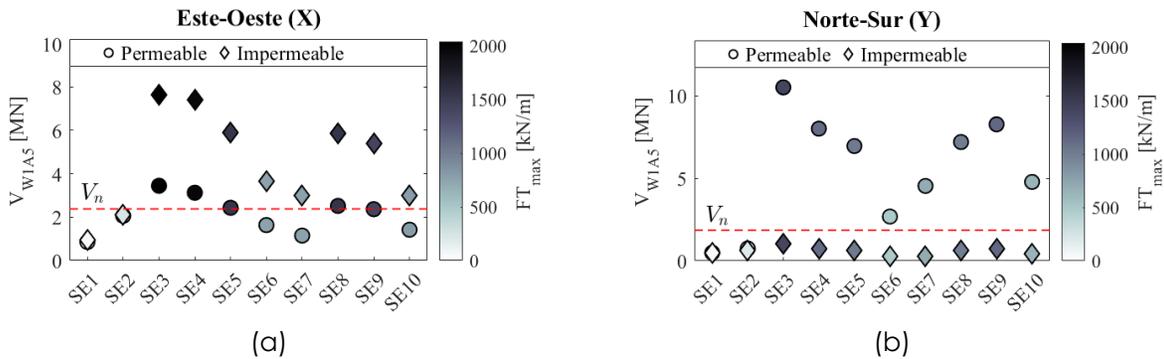
Otro EDP relevante en el caso del tsunami es la respuesta de corte de los elementos del muro. La Figura 8 muestra la comparación de la demanda de corte en el muro T del eje 5 entre los ejes A-C ya que es uno de los muros más demandados. Además, se presenta la capacidad nominal de corte como la línea punteada roja. Es posible notar las altas demandas de corte a las que están expuesto los elementos, superando en algunos eventos las condiciones de diseño, incurriendo en un probable colapso del elemento según Petrone et al (2020).

Figura 7: Comparación de drift de piso 1 (SDR), (a) dirección este-oeste, (b) dirección norte-sur.



Fuente: Autor

Figura 8 Demanda de corte en el muro T del eje 5 entre los ejes A-C, (a) dirección este-oeste, (b) dirección norte-sur.



Fuente: Autor

4.1. ESTADOS DE DAÑO.

En la actualidad existen diferentes enfoques para clasificar la estructura en un estado de daño sísmico predeterminado, existen autores como Dabaghi et al. (2019), Marafi et al. (2019), Hazus (2013) entre otros, que proponen límites de daño basados en experimentación u observaciones empíricas. Estos límites propuestos suelen caracterizar correctamente el desempeño de edificios con condiciones de diseño igual las empleadas por los autores. Sin embargo, la aplicación de estos umbrales en el contexto chileno podría ser inadecuada, ya que los criterios de diseño son basados en los códigos y normativas locales. Además, es importante considerar la diferencia en los tipos de sismos que ocurren en Chile, donde predominan los terremotos de subducción. Por lo tanto, los umbrales de daño son altamente dependientes de las características específicas de cada estructura.

Esta investigación propone una metodología simplificada que consta en la observación de los diferentes estados de daño en las curvas de capacidad obtenidas mediante el análisis estático no lineal para el terremoto y el análisis de pushover de profundidad constante para el tsunami. Donde, los umbrales de daño estarán en función de los EDPs globales los cuales fueron seleccionados con base en la observación del comportamiento local. Para el terremoto se usó la deriva de techo (RDR por sus siglas en inglés) y para el tsunami la deriva del piso 1 (SDR_1). A continuación, se definen los siguientes estados de daño:

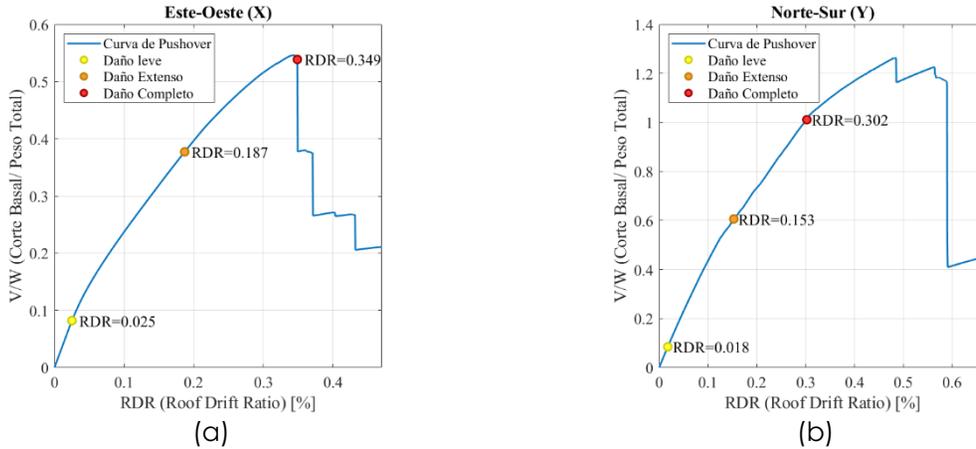
Daño leve: Consta de la observación de daños reparables en corto tiempo. En este caso se consideró la pérdida del recubrimiento en más de un 50% de los muros, el cual fue medido mediante la excedencia de la deformación correspondiente al máximo esfuerzo a tracción (f_t)

Daño extenso: Consta de la observación de daños que comprometen la operación normal del edificio, realizando reparaciones grandes que puede involucrar el remplazo de elementos. En este caso se consideró la excedencia de la deformación de fluencia en más de un 50% de los muros.

Daño completo: Se refiere a daños significativos que comprometen la integridad de la estructura, significando la demolición y remplazo total de la edificación. Conservadoramente, puede observarse cuando más de un elemento resistente a cargas laterales sobrepasa la deformación máxima por aplastamiento del hormigón, o sobrepasa la deformación máxima de tracción en el acero o en el caso del tsunami cuando más del 50% de los muros excede la capacidad de diseño al corte.

Por consiguiente, la Figura 9 muestra las curvas de capacidad del edificio siguiendo un patrón de carga que emula los modos de vibración 1 para el sentido este-oeste (X) y modo de vibración 3 para el sentido norte-sur (Y). Por consiguiente, se determinaron los umbrales de daño respectivos al terremoto en función de la deriva de techo del edificio (RDR). Para el caso del tsunami se consideró un caso de carga permeable ya que se asume un edificio compuesto por particiones livianas que tendrán un comportamiento frágil frente a la acción del tsunami. La Figura 10 muestra los resultados del análisis de pushover de profundidad constante, donde se usó como altura máxima de inundación 10.4m, ya que fue la máxima altura observada en los registros de Tsunami obtenidos. Seguidamente, se empujó la estructura siguiendo patrones de carga triangular, que son característicos de cargas hidrostáticas, los cuales se ubicaron siguiendo los supuestos de la Figura 6(b). De esta manera, en la Figura 10 se graficó el corte basal versus el drift de entrepiso 1 y se registraron los diferentes límites de daño que son representativos de un desempeño de los muros a flexión.

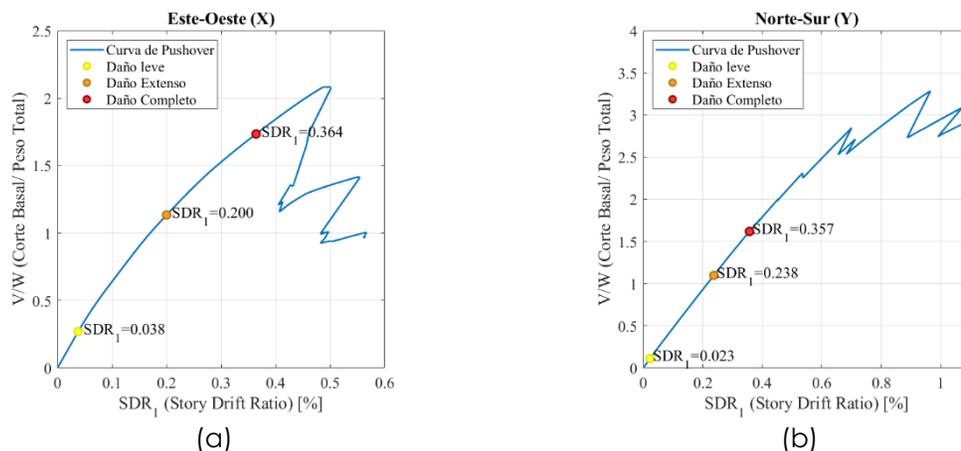
Figura 9: Curva análisis estático no lineal, (a) Dirección este oeste, (b) dirección norte sur.



Fuente: Autor

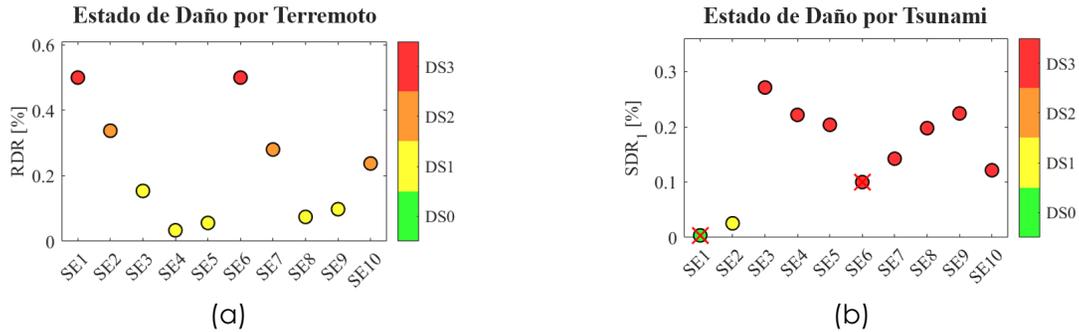
Es importante mencionar, que los límites de daño calculados previamente están dominados por un comportamiento a flexión condicionado por el tipo de elemento considerado (MVLEM-3D). Sin embargo, en las simulaciones de tsunami realizadas, se observa que los eventos tienen una inundación máxima de 10.4m. Esto significa que los muros del edificio estarán dominados por un comportamiento al corte. De esta forma, se considera adicionalmente colapso cuando el 50% de los muros supera la capacidad de diseño al corte. Finalmente, los estados de daño alcanzados por la estructura por terremoto y tsunami pueden verse en la Figura 11, donde el daño por terremoto fue controlado por la dirección este-este (X) ya que es más flexible. Se encontró que el edificio alcanzó un estado de daño completo para los eventos sísmicos ES1 y ES6. Respecto al tsunami, la dirección norte-sur (Y) fue la más crítica debido a que el tsunami en esta dirección logra presionar un mayor número de muros en el sentido fuera del plano, siendo este el más débil. En la mayoría de los casos, el edificio falló al corte debido a la naturaleza de la carga de tsunami. Es posible afirmar que el comportamiento a flexión de los muros no es determinante en análisis de tsunami.

Figura 10: Curva análisis de pushover de profundidad constante, (a) Dirección este oeste, (b) dirección norte sur.



Fuente: Autor

Figura 11: Estado de daño del edificio, (a) Estado de daño total en el instante del terremoto, (b) estado de daño total en el instante del tsunami.



Fuente: Autor

5. CONCLUSIONES.

Esta investigación analizó un edificio residencial típico de Chile ubicado y diseñado en Viña del Mar, sometiéndolo a un set de 10 registros secuenciales de sismo y tsunami consistentes con la misma fuente sísmica. Los registros fueron evaluados simultáneamente en el modelo, buscando representar de forma correcta el comportamiento dinámico de la estructura. Se comparó las diferencias que existen entre dos principales supuestos en el análisis de tsunami: considerar la estructura permeable o impermeable. De este análisis comparativo, se concluye que el caso de carga más apto para edificios residenciales en Chile es el caso permeable, esto conlleva a analizar modelos en 3 dimensiones que permitan localizar correctamente las fuerzas de tsunami dentro y fuera del plano de los muros.

La fuerza de tsunami se caracteriza por ser una fuerza de empuje que actúa principalmente en los primeros pisos del edificio. Esto se representa por un patrón de carga triangular variable en el tiempo, siendo la respuesta más significativa la demanda de esfuerzo cortante en el primer piso. En la mayoría de los análisis de tsunami, la demanda de esfuerzo cortante excede la capacidad nominal de esfuerzo cortante (V_n), lo que implica que el edificio existente requeriría adaptaciones estructurales para ser considerado como un refugio de evacuación vertical. También, Es importante, estudiar a profundidad la relevancia del efecto previo del terremoto ya que, el comportamiento de esta tipología estructural está controlado por flexión para efectos del sismo, pero para el tsunami es controlado por las fuerzas de corte. Esto puede significar la no inferencia del estado de daño previo debido al sismo.

Es crucial establecer umbrales de daño específicos que reflejen con precisión el desempeño de la estructura. En esta investigación, se propone una metodología simplificada para seleccionar estos umbrales, basándose en el análisis estático no lineal para terremotos y el análisis de pushover con profundidad constante para tsunamis. De esta manera, se lograron obtener límites de daño que se ajustan a las características de la estructura y al modelo numérico empleado, proporcionando una representación más fiel del desempeño estructural.

6. REFERENCIAS

- ACHISINA. (2017). *Diseño sísmico basado en desempeño, un procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios*. Chile: ICH,AICE.
- Anurag, U. (2020). *Patent No. MIT*. doi:'https://orcid.org/0000-0001-9525-5062'

- Berger, M., George, D., LeVeque, R., & Mandli, K. (2011). The GeoClaw software for depth-averaged flows with adaptive refinement. *Advances in Water Resources*, 34(9), 1195-1206.
- Cando, A. (2020). *Efectos de la rigidez en el desempeño sísmico de edificios estructurados con muros de hormigon armado*. Santiago de Chile: Repositorio Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Castro, S., Benavente, R., Crempien, J., Candia, G., & de la Llera, J. (2022). A Consistently processed Strong-Motion Database for Chilean Earthquakes. *Seismol.Res.Lett* XX, 1-19.
- Cienfuegos, R., Catalán, P., Urrutia, A., Benavente, R., Aránguiz, R., & González, G. (2018). What can we do to forecast tsunami hazards in the near field given large epistemic uncertainty in rapid seismic source inversions? *Geophys Res Lett*, 45(10), 4944-4955.
- CIGIDEN. (15 de 03 de 2021). *Research Center for Integrated Disaster Risk Management*. Obtenido de <https://www.cigiden.cl/investigadores-cigiden-desarrollaran-herramienta-de-evaluacion-de-riesgo-de-sismos-y-tsunamis-en-zonas-costeras/>
- Cortez, C., Jünemann, R., Fernández, C., Urrutia, A., Crempien, J., & Cienfuegos, R. (2022). Performance of an RC building under seismic and tsunami actions in sequence via nonlinear dynamic analysis including soil-structure interaction. *Engineering Structures*, 272.
- Crempien, J., Urrutia, A., Benavente, R., & Cienfuegos, R. (2020). Effects of earthquake spatial slip correlation on variability of tsunami potential energy and intensities. *Sci Rep*, 10, 8399.
- Dabaghi, M., Saad, G., & Allhassania, N. (2019). Seismic Collapse Fragility Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings. *Geoscience World*, 35(1), 383-404.
- Dvorkin, E., & Bathe, K. J. (1984). A continuum mechanics based four-node shell element for general nonlinear analysis. *Eng.Comput*, 1(1), 77-88.
- FEMA. (2013). *Multi-hazard loss estimation methodology, earthquake model Hazus-MH, 2.1*. Washington, D.C.: Technical Manual.
- Fernández, C., Nozu, A., Crempien, J., & De la Llera, J. (2022). Simulation of pulse-like ground motions during the 2015 Mw 8.3 Illapel earthquake with a new source model using corrected empirical Green's functions. *Seismol Res Lett*, 93(1), 76-90.
- Hartzell, S. H. (1978). Earthquake aftershocks as Green's functions. *Geophys*, 5, 1-4.
- Hayes, G., Moore, G., Portner, D., Hearne, M., Flamme, H., Furtney, M., & Smoczyk, G. (2018). Slab2, a comprehensive subduction zone geometry model. *Science*, 362(6410), 58-61.
- Instituto Nacional de Normalización. (2009). *Diseño de edificios resistentes a terremotos (NCh 433. Of1996) Mod. en 2009*. Chile.
- Irikura, K., & Kamae, K. (1994). Estimation of strong motion in broad-frequency band based on a seismic source scaling model and empirical Green's function technique. *Annali di geofisica*, 37(6).
- Kolozvari, K., Kalbasi, K., Orakcal, K., & Wallace, W. (2021). Three-dimensional model for nonlinear analysis of slender flanged reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 236(112105.).
- Kowada, A., Tai, M., Iwasaki, Y., & Irikura, K. (1998). Evaluation of horizontal and vertical strong ground motions using empirical site-specific amplification and phase characteristics. *J Struct Constr Eng*, 63, 97-104.
- Lagos, R., Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Guendelman, T., . . . Yañez, F. (2012). Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile. *International journal of High-Rise Buildings*, 1(3), 181-194.
- León, J., Ogueda, A., Gubler, A., Catalán, P., Correa, M., Castañeda, J., & Beninati, G. (2023). Increasing resilience to catastrophic near-field tsunamis: systems for capturing, modelling, and assessing vertical evacuation practices. *Natural Hazards*. doi:<https://doi.org/10.1007/s11069-022-05732-x>

- Lowes, L., Lehman, D., & Baker, C. (2018). Recommendations for Modeling the Nonlinear Response of Slender Reinforced Concrete Walls Using PERFORM-3D. *Conference: SEAOC 2016*.
- Mai, M., Spudich, P., & Boatwright, J. (2005). Hypocenter Locations in Finite-Source Rupture Models. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(3), 965-980.
- Marafi, N., Ahmed, K., Lehman, D., & Lowes, L. (2019). Variability in Seismic Collapse Probabilities of Solid- and Coupled-Wall Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 145(6).
- McKenna, F., Fenves, F., & Scott, M. (2000). Open System for Earthquake Engineering Simulation. *University of California, Berkeley*.
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2011). *Código de diseño de hormigón armado (DS 60)*. Chile.
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2011). *Código de diseño sísmico (DS 61)*. Chile.
- Nozu, A., Yamada, M., Nagao, T., & Irikura, K. (2014). Generation of strong motion pulses during huge subduction earthquakes and scaling of their generation areas. *J Japan Assoc Earthq Eng*, 14(6), 96-117.
- Okada, Y. (1985). Surface deformation due to shear and tensile faults in a half-space. *Bull Seismol Soc Am*, 75(4), 1135-1154.
- Petrone, C., Rossetto, T., & Goda, K. (2017). Fragility assessment of a RC structure under tsunami actions via nonlinear static and dynamic. *Engineering Structures*, 136, 36-53.
- Petrone, C., Rossetto, T., Baiguera, M., De la Barra, C., & Ioannou, I. (2020). Fragility functions for a reinforced concrete structure subjected to earthquake and tsunami in sequence. *Engineering Structures*, 205.
- Qi, Z. E. (2014). Force acting on a square cylinder fixed in a free-surface channel flow. *Journal of Fluid Mechanics*, 756(doi:10.1017/jfm.2014.455), 716-727.
- Rossetto, T., De la barra, Petrone, De la llera, & Vasquez. (2019). Comparative assessment of nonlinear static and dynamic methods for analysing building response under sequential earthquake and tsunami. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 48(8), 867-887.
- Satake, K., & Heidarzadeh, M. (2017). A review of source models of the 2015 Illapel, Chile earthquake and insights from tsunami data. *Pure and Applied Geophysics*, 174(1).
- Scott, M., & Filippou, F. (S.F). *Hysteretic Material*. Oregon State University: UC Berkeley.
- Skarlatoudis, A., Somerville, P. G., & Thio, H. K. (2016). Source-scaling relations of interface subduction earthquakes for strong ground motion and tsunami simulation. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 4(106), 1652-1662.
- Tagle, S., Jünemann, R., Vásquez, J., De la Llera, J., & Baiguera, M. (2021). Performance of a reinforced concrete wall building subjected to sequential earthquake and tsunami loading. *Engineering Structures*, 238.
- Wong, P., Vecchio, F., & Trommels, H. (2013). *VecTor2 and FormWorks User's Manual*. Second edi.
- Yassin, M. (1994). Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures under Monotonic and Cycling Loads. *University of California, Berkeley, PhD dissertation*.