

ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO CON EMPUJE INCREMENTAL PARA LA EVALUACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO DE UNA EDIFICACIÓN HABITACIONAL TÍPICA CHILENA DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO.

¹ Ricardo Aguayo, Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso.

² Juan C. Vielma, Doctor per la Universitat Politècnica de Catalunya, España. Docente Escuela Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso.

³ Jorge Carvallo, Master of Science in Engineering, Pontificia Universidad Católica de Chile. Docente Escuela Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso.

Resumen: El análisis Pushover no lineal ha sido desarrollado para un edificio reforzado de hormigón armado con el objetivo de estudiar el comportamiento a flexo-compresión de los muros a cortante y estimar el daño a partir del cumplimiento de los estados límites definidos en el documento “Diseño Basado en Desempeño” de Achisina. Se ha incorporado una modelación refinada de fibra distribuida en la totalidad de la altura del edificio considerando el comportamiento confinado del hormigón a partir del detallamiento de los elementos estructurales. Se ha considerado un diafragma rígido en la estructura para modelar el comportamiento de la losa de hormigón armado. El método N2 se ha implementado considerando una demanda sísmica en formato de Aceleración-Desplazamiento a partir del espectro de desplazamiento de Decreto Supremo 61 del terremoto de 8,8 Mw del Maule del año 2010. Para los resultados se concluye que el edificio para derivas cercanas al 5‰ en la planta simétrica con respecto al eje Y, obtiene un nivel de desempeño de ocupación inmediata congruente con caracterizaciones previas de edificios de muros de hormigón armado chilenos, mientras que planta asimétrica con respecto al eje X presencia mayor cuantía de daños estructurales proporcional a un nivel de seguridad de la vida.

Palabras claves: Análisis Pushover, Diseño Basado en Desempeño, demanda sísmica, método N2.

INTRODUCCION

La naturaleza sismogénica chilena subductiva, producto de la interfaz entre la placa Nazca y Sudamericana (Fig.1), genera una elevada convergencia con $-8,4$ (cm/s) por año, con terremotos con una ocurrencia interplaca comparativamente más alta que otras regiones sísmicas del mundo [1], produciendo una de las más grandes sismicidades en el mundo presenciada en terremotos como el de 1985, 2010 y 2014 [2] y tener desde el año 1900 13 terremotos con una magnitud de 8, es decir en promedio tener un terremoto de Mw 8.0 cada 8 años [3], condiciona a la necesidad imperativa de tener en constante control y monitoreo la normativa sismorresistente nacional con la misión de producir estructuraciones que presenten un desempeño adecuado frente a la realidad sismogénica del país. El terremoto de magnitud 8,8 Mw del 27 de febrero del 2010, ofrece una excelente oportunidad para estudiar

el comportamiento de los muros de hormigón armado diseñado con los códigos modernos normativos de diseño sismorresistente [4], sometidos a un nivel de demanda sísmica que impuso daños superiores a los reportados para el terremoto de 1985 [5], en algunos casos con pérdidas económicas importantes [6].

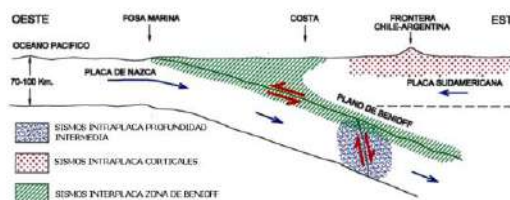


Figura 1. Zona de subducción Placa Nazca y Sudamericana.

Importantes cambios se introducen en el diseño sismorresistente posterior al terremoto del año 2010 [7]. En este contexto nace el decreto supremo 60 [8] y 61[9] en virtud de establecer disposiciones normativas para mejorar el comportamiento sísmico de los muros de

hormigón armado. En estas modificaciones, en particular en el D.S 60 [8], se establecen dos principales: (1) limitación de $0,35f_c'Ag$ de la carga axial para evitar el comportamiento elato-frágil y (2) la verificación por capacidad de deformación para un desplazamiento de techo de diseño definido a partir del espectro elástico de desplazamiento del D.S.61 [9], lo cual implica que la ingeniería estructural chilena comienza a incorporar en el diseño un enfoque basado en desplazamiento, desvinculándose de forma parcial de la analogía entre la resistencia y desempeño.

Desde aquel momento se han realizado una serie de estudios para comprender de mejor manera el comportamiento sísmico de los muros de hormigón armado en la totalidad de su capacidad de deformación última hasta la falla. Y es aquí que surgen las reconocidas modelaciones no lineales que nos permiten tener mayor información sobre el desempeño sísmico con el objetivo de limitar el daño esperable de una edificación sometida a distintos niveles de demanda sísmica y así evitar la posibilidad de un mecanismo indeseable de colapso.

Actualmente el diseño de edificaciones es fundamentado mediante métodos lineales de análisis estructural, que de forma simplificada buscan representar el comportamiento sísmico de las edificaciones. Para este tipo de análisis se establece una relación lineal entre fuerza y desplazamiento, es decir que a un nivel infinito de deformaciones el elemento opone una infinita fuerza. Situación que no es totalmente verídica en la realidad, pues a un nivel elevado de deformaciones la estructura presenta una degradación importante de su rigidez que implica la pérdida de la relación proporcional entre fuerza y desplazamiento. Por ejemplo, las vigas de hormigón armado a niveles muy bajos de deformaciones ya comienzan a fisurarse, y con esto se experimenta una pérdida de la rigidez. Por ende, a medida que la estructura comienza a dañarse (fenómeno que inicia a niveles bajos de deformación), la matriz de rigidez debiese cambiar y por consecuencia

también la distribución de esfuerzos en el análisis estructural.

Para esta investigación se toma como foco de estudio una estructuración típica habitacional de muros de hormigón armado, de 14 pisos de altura ubicada en la ciudad de Villa Alemana en la región de Valparaíso, Chile, la cual fue sometida a un análisis no-lineal considerando modelación tanto por fibras distribuidas y rótulas concentradas, para ello se elaboró un modelo refinado con comportamiento inelástico total, con el propósito de estudiar el cumplimiento de ciertos estados límites de desempeño siguiendo los lineamientos del documento de "Diseño Sísmico Basado en Desempeño"[10] de la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Sísmica (ACHISINA).

PROBLEMÁTICA DE ESTUDIO

Los terremotos inducen fuerzas y desplazamientos en las estructuras. Si la estructuración tiene la capacidad de responder elásticamente a la demanda sísmica, se tendrá una relación lineal entre fuerza desplazamiento, dado por la rigidez elástica del sistema estructural, en un comportamiento a niveles bajos de deformaciones y desplazamientos. Si bien el diseño se concibe como correcto considerando que la resistencia debe ser mayor a la sollicitación, en la práctica sería demasiado probable que la demanda sísmica exceda a la de diseño, considerando la realidad sismogénica chilena, generándose desplazamientos considerablemente mayores en la estructura, y por tanto se esperaría que esta respondiese en el rango inelástico y se presenten daños estructurales. Por ende, la metodología de diseño basado por fuerzas tiene la limitación que no permite verificar la capacidad de una estructura para sismos de gran envergadura.

En la actualidad, Chile cuenta con una metodología de diseño sismorresistente basado en fuerzas (Análisis Modal-Espectral) similar a la usada en Estados Unidos ASCE-7 [11], especificada en la normativa Nch433 "Diseño Sísmico de Edificios"[12], en donde el daño o la

incursión inelástica se encuentra controlada a partir de factores de reducción de respuestas o comportamiento comúnmente denominados como factor R , valores que derivan de la experiencia empírica y juicio ingenieril. Inicialmente este fue formulado asociado a la ductilidad estructural [13], pero realmente depende de otras variables tales como la reserva de resistencia y la redundancia estructural. Este método ha sido cuestionado pues no da información precisa sobre el comportamiento estructural esperado de una edificación si esta se encuentra sometida a una demanda sísmica en donde la estructura comience a sufrir una degradación importante de su rigidez. Las prácticas con el código de diseño sísmico chileno han demostrado que las edificaciones presentan un nivel de desempeño prácticamente operacional [14], sin embargo, los procedimientos de Diseño Basado en Desempeño no están incluidos en el actual código de diseño sísmico para edificaciones. Al presente la normativa chilena cuenta con una metodología simplificada para determinar la capacidad de deformación en los muros de hormigón armado en el DS.60 [8], despreciando la influencia del acoplamiento por diafragma rígido en el comportamiento inelástico de la sección crítica del edificio.

Los códigos sísmicos modernos, que intentan reflejar grandes avances en conocimiento y entendimiento de una manera muy simple, no son transparentes sobre el nivel esperado de comportamiento o respuesta del sistema completo [15]. Por ello, nace la necesidad de la implementación de una metodología de análisis y diseño estructural que nos permita instaurar un análisis más profundo del problema de diseño sismorresistente, considerando el comportamiento inelástico de las secciones de hormigón armado. Este panorama permitirá definir niveles de desempeño que deberán verificarse en la edificación para diversos niveles de demandas sísmicas.

DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO EN ESTUDIO.

El edificio en estudio, ubicado en la ciudad de Villa Alemana, corresponde a una torre de 14 pisos con una altura máxima de 39,40 metros con pisos de 2,55 m de altura. Además, cuenta con 2 niveles de subterráneos. La edificación es de uso habitacional y se encuentra completamente construida de hormigón armado. La estructuración es típica de los denominados edificios estructurados en base a “muros de corte” con un núcleo de muros para el tránsito vertical en el centro de la planta estructural, con configuraciones en tipo T, L y C. El conjunto de muros que contribuye al sistema de cargas verticales y transversales tiene espesores de 20 cm en prácticamente la totalidad de la planta, a excepción de algunos muros perimetrales con mayor espesor de 30 cm en las plantas inferiores y llegando a 20 cm en la altura máxima, con el objetivo de reducir la excentricidad de la planta.

La estructura presenta un plano de simetría con respecto al eje Y (eje fuerte), mientras que para el eje X (eje débil) presente un plano asimétrico. Además, las losas de la edificación presentan espesores de 15 cm en todas sus plantas. A continuación, se muestra una vista isométrica del proyecto:

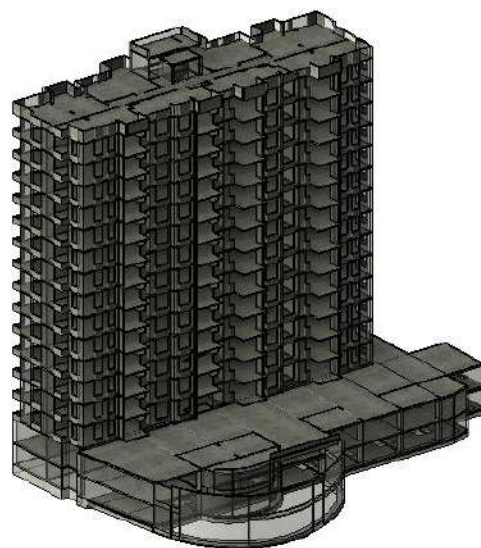


Figura 2. Edificio Parque Peñablanca Revit, cortesía de Carvallo Ingeniería Cálculo Estructural.

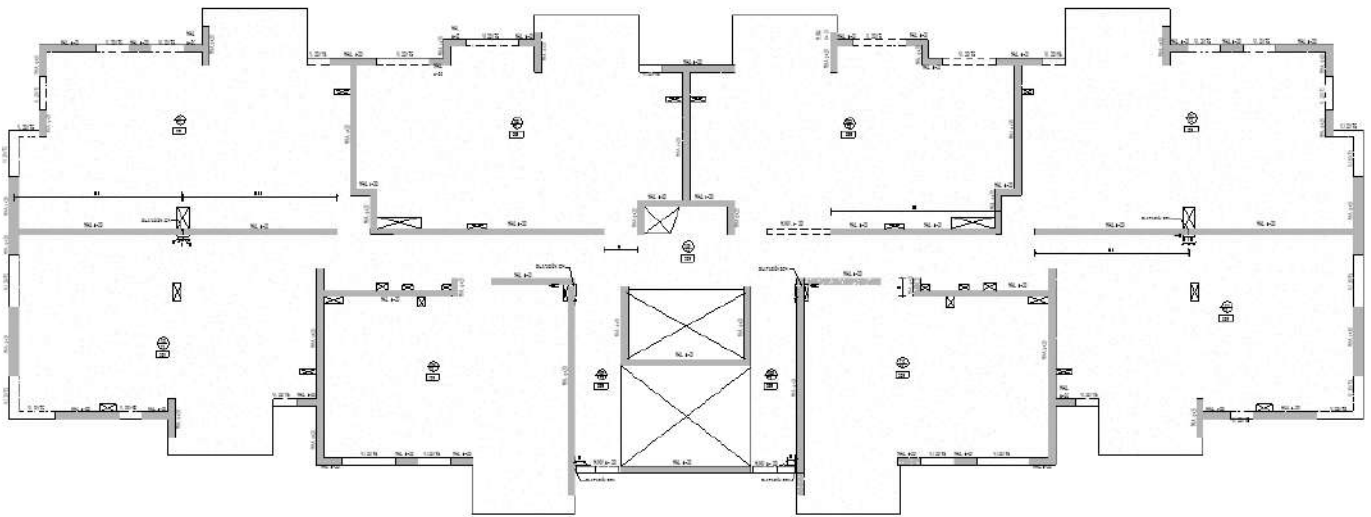


Figura 3. Planta estructural del edificio Parque Peñablanca, cortesía de Carvallo Ingeniería cálculo estructural.

Tabla 1. Características del edificio “Parque Peñablanca”

1)	Área en plata tipo	509,83	m ²
2)	Área de muros en X	15,04	m ²
3)	Área de muros en Y	12,78	m ²
4)	Densidad de muro X	2,9	%
5)	Densidad de muro Y	2,5	%
6)	N° de pisos	14	Pisos
7)	Altura medida 1er piso	39,4	m
8)	Altura medida desde el segundo subterráneo	44,5	m

El edificio se encuentra fundado sobre suelo blando tipo D ($180 \text{ m/s} \leq V_s30 < 350 \text{ m/s}$) y zonificación sísmica Tipo 3 (cercano a la zona de subducción) según la normativa chilena vigente [9]. El diseño sísmico preliminar de la edificación se realizó siguiendo las disposiciones sismorresistentes especificadas en la normativa nacional, considerando la incorporación los decretos D.S 61 [9] Y D.S 60 [8] en el análisis estructural y diseño estructural respectivamente. Además, el edificio tiene un aspecto de forma de 2,6 (35,7(m) / 13,87(m)), clasificado como “Slender Walls” [16] para el cual las deformaciones por flexión se consideran como principal contribuyente a las deformaciones

laterales. De acuerdo a los criterios de diseño, el edificio se encuentra estructurado con hormigón de la calidad G-35 desde piso 1 al 2, G-30 desde el piso 3 al 4 y G-25 desde el piso 5 al 14. Además, el acero de refuerzo corresponde al tipo A630-420H con una tensión de fluencia de 420 Mpa. Para la determinación de esfuerzos cortantes basales proveniente de la distribución lateral de fuerzas se ha implementado el análisis modal-espectral.

MÉTODO BASADO POR FUERZAS.

La filosofía de diseño sísmico basada por fuerzas tiene como propósito el diseño de los diversos elementos estructurales de una edificación considerando un análisis lineal elástico. El análisis lineal tiene como fundamento principal la metodología de análisis modal espectral que consiste en la aplicación de fuerzas laterales (dependientes del coeficiente sísmico y peso sísmico) en elevación (Fig. 4) sobre los enésimos pisos del edificio, consecuente a los modos de vibración. Estas fuerzas laterales son definidas a partir espectros de diseños y se establece una superposición modal entre ellas, como, por ejemplo, la aplicación del método CQC para el caso de la normativa Nch433 [12].

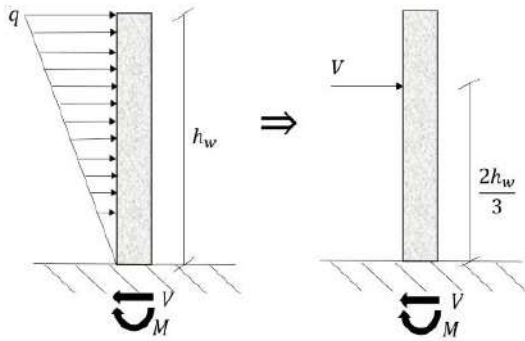


Figura 4. Distribución lateral de la fuerza en elevación, análisis lineal-elástico. [17]

Además, los espectros de respuesta elásticos utilizados en el análisis estructural, deberán ser previamente afectados por factores de reducción de respuesta (dependientes del periodo estructural y materialidad), que representa de manera simplificada la incursión en el comportamiento inelástico de la edificación, producto de la reducción de la demanda sísmica por la disipación de energía histérica de los materiales. Sumado a esto, el factor de reducción de respuesta aplica igual para todos los modos de vibración del edificio, lo cual no sería representativo del comportamiento real de la estructura [18], pues en la respuesta no lineal producto de la plastificación basal del edificio los modos superiores de vibración comienzan a tomar mayor preponderancia en el comportamiento sísmico [19]. El enfoque de diseño basado por fuerzas considera una relación proporcional entre la capacidad de desplazamiento de la estructura y la fuerza impuesta por la demanda sísmica para todo rango de deformaciones consideradas en el diseño estructural, es decir para un infinito desplazamiento el elemento estructural opone una infinita fuerza. Si bien este método incluye al final del procedimiento una revisión indirecta de desplazamientos o distorsiones de entrepiso, éstos no son capaces de garantizar el desempeño estructural de manera eficiente [20]. Además, este método no entrega información directa sobre la determinación del mecanismo de colapso que podría experimentar la estructura. En adición, este método considera en la etapa de diseño la pérdida de la rigidez inicial a partir de factores de

reducción que no son realmente ciertos para todo tipo de estructuración.

DISEÑO POR CAPACIDAD

La filosofía del diseño por capacidad presentado por J.P Holligns en los años 60's en Nueva Zelanda [21], se desarrolló para asegurar que la fluencia ocurra sólo en zonas dúctiles previamente definidas por el diseñador estructural, estipulándose como una estrategia de diseño para evitar el colapso frágil ante sismos severos [22]. El objetivo de la filosofía del diseño por capacidad, es obtener una estructura que tolere los desplazamientos impuestos por la amenaza sísmica y en caso de que la misma fluya, tenga un comportamiento deseado y conocido, permitiendo así la mayor capacidad de deformación y disipación de energía posible, y proveer de un efectivo mecanismo de amortiguación para reducir las demandas sísmicas estructurales [23]. Por ejemplo, si el comportamiento de un sistema estructural puede representarse mediante una cadena, toda cadena siempre se rompe por el eslabón más débil, pero si ese eslabón más débil es diseñado expresamente para que antes de romperse se comporte como si fuera dúctil, entonces toda la cadena se comportará como dúctil, aunque el resto de los eslabones no lo sean (Fig.5).

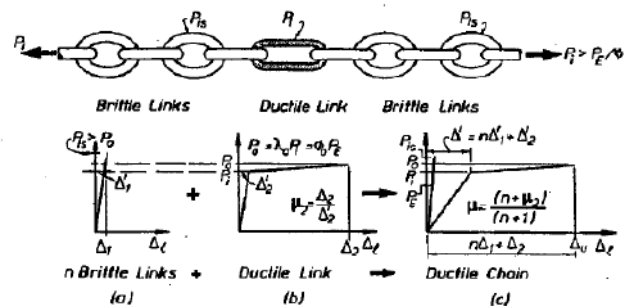


Figura 5. Analogía de la cadena, diseño por capacidad. [24]

Por ende, la filosofía de diseño por capacidad tiene como propósito diseñar una sección dúctil claramente definida en la edificación y la acción no-lineal se encuentre explícitamente limitada a aquellas regiones en donde se espera daño (zona crítica), es decir,

incursión inelástica, en consecuencia, deberá diseñarse en las plantas inferiores muros estructurales que presenten una cierta ductilidad para incursionar de manera estable en esta zona de comportamiento sin comprometer la integridad y estabilidad estructural.

DISEÑO BASADO POR DESEMPEÑO

La Ingeniería sísmica basada en desempeño tiene como propósito que los daños estructurales se encuentren acotados para distintos niveles de demanda sísmica. Bajo este contexto, la sociedad de Ingenieros estructurales de California SEAOC creó el comité Visión 2000 [25], con el objetivo de definir pautas para la evaluación del desempeño sísmico estructural. Posterior a terremotos devastadores entre 1960 y 1970, la SEAOC tomó las siguientes recomendaciones en el Blue BOOK de cara al comportamiento sismorresistente esperado de las estructuras:

- i. Las estructuras deberán resistir los terremotos leves sin experimentar daños.
- ii. Deberán resistir los terremotos de rara ocurrencia sin que ocurran daños estructurales, aunque pudiesen tener daños de elementos secundarios.
- iii. Soportar un terremoto de muy rara ocurrencia, experimentando daños tanto estructurales como no estructurales, pero sin alcanzar una condición de colapso.

Este enfoque de diseño busca definir distintos niveles de desempeño para distintos niveles de demandas sísmicas derivadas de un enfoque probabilístico. Se definen de forma general 4 niveles de desempeño:

- i. Totalmente operacional: daño no estructural y estructural nulos.
- ii. Operacional: Agrietamientos en elementos estructurales. Daño leve.
- iii. Seguridad de la vida: Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional.
- iv. Prevención del colapso: Daños severos en elementos estructurales. Puede ser necesario llegar a demoler el edificio.

El diseño basado por desempeño es una metodología que en comparación con los métodos tradicionales de diseño nos permiten evaluar el desempeño esperable de una edificación gobernada principalmente por los desplazamientos. Si bien existe una gran incerteza en la determinación del comportamiento real de los materiales cuando ocurre el evento sísmico, la modelación no lineal permite representar de mejor manera el comportamiento a flexo-compresión de las secciones de hormigón armado para todo rango de deformaciones. Así, por ejemplo, el diseñador estructural podrá tener información sobre la ubicación real de la zona crítica (sección en donde se espera la mayor concentración de la demanda inelástica) que previamente ha sido elegida en el diseño convencional, pero que no ha sido verificada explícitamente en el análisis estructural [26]. Además, el diseño basado por desempeño permite verificar que exista una adecuada resistencia de los elementos estructurales y el cumplimiento de su condición esperable elástica para un sismo que demande a la edificación a una condición de desempeño operacional.

Debido a los cambios sufridos en la normativa chilena en los últimos años con respecto al diseño sismorresistente de los muros de hormigón armado, ha surgido el interés de un grupo de investigadores y diseñadores en el estudio y evaluación del desempeño sísmico de edificios. En este panorama nace el documento de diseño basado en desempeño de la asociación chilena de ingeniería antisísmica (ACHISINA), para la evaluación del desempeño de edificios bajo el contexto sísmico chileno. En este documento se definen lineamientos a seguir en la modelación no lineal y su posterior análisis a partir de criterios de aceptación o niveles de desempeño.

MODELACIÓN CON PLASTICIDAD CONCENTRADA (FPH)

El modelo de plasticidad concentrada considera que las deformaciones se concentran en puntos extremos de los elementos estructurales denominados rótulas plásticas y que los tramos intermedios de las barras se suponen indeformables axial y transversalmente, es decir, el comportamiento no-lineal del elementos estructurales se encuentra explícitamente definido en los extremos de las barras a partir de la relación de momento curvatura siguiendo la hipótesis de Euler-Bernoulli en donde las caras permanecen planas en todo rango de deformación. Una vez alcanzado el momento nominal de la viga esta rotula y comienza a rotar. ASCE/SEI 41-17 [27] presenta el comportamiento de la rótula plástica, para distintos estados límites (Fig.6).

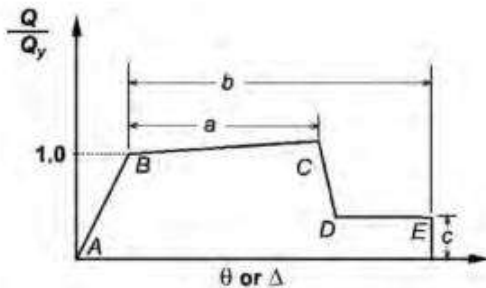


Figura 6. Diagrama de momento rotación ASCE-41/17 [27].

MODELACIÓN CON FIBRA DISTRIBUIDA (FPH)

El modelo de plasticidad distribuida busca representar de manera más fidedigna el comportamiento inelástico a flexo-compresión de las secciones muros de hormigón armado acopladas por un diafragma rígido. La modelación consiste en discretizar la sección transversal del elemento estructural en finitas fibras definidas por el modelador o tomando la recomendación del manual de uso del software (Fig.7). Cada fibra discretizada tiene definida su comportamiento a partir de la relación de momento-curvatura implícitamente determinada por el detallamiento del enfierrado tanto longitudinal como transversal. Los modelos basados en fibra distribuida consideran que la

rotulación plástica puede producirse a lo largo del elemento y no sobre una zona predeterminada de plastificación, permitiendo incorporar directamente en el análisis estructural el largo de plastificación, variable que ha sido muy cuestionada su determinación en las normativas vigentes [28].

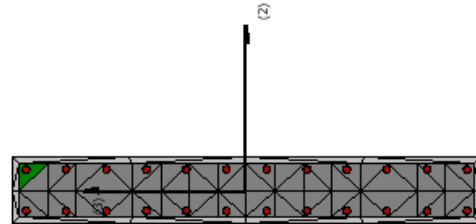


Figura 7. Discretización de fibra distribuida en sección de muro de hormigón armado, SeimoStruct.

El modelo de fibra distribuida tiene la particularidad de considerar el agrietamiento que sufre el hormigón armado en todo el rango de deformaciones alcanzado hasta la pérdida de convergencia, lo cual es de suma importancia ya que el análisis estructural considera automáticamente la degradación de rigidez producto del daño secuencial que sufren los elementos estructurales.

Se ha demostrado a partir de la experiencia en oficinas de cálculo, que la modelación inelástica parcial de solo algunos muros de la edificación conduce a la incorrecta determinación de la envolvente de curvatura en altura, precisamente, se presentan distorsiones en la zona de interfaz de la modelación (cambio de comportamiento no-lineal a lineal) cuando los muros superiores del edificio comienzan a incursionar en rango inelástico, ya que se generan condiciones de bordes ficticias que conducen a interpretaciones inadecuadas del desempeño sísmico de la edificación [17]. Es por ello que, para fines de este estudio, se ha considerado un modelo refinado no lineal en la totalidad de la altura del edificio, pero que genera aumentos considerables en el tiempo de post-procesamiento.

DEFINICION DE LA DEMANDA SISMICA

Para la definición de la demanda sísmica se empleará un enfoque de corte determinístico distinto al enfoque internacional probabilístico. Para ello se tomará en consideración la siguiente reseña del documento de **“Diseño sísmico basado en desempeño”** [10] de la ACHISINA:

“Por estas razones se propone adoptar como sismo de diseño, el sismo conocido, registrado en 1985 en la zona central, el 2010 en la zona central y sur del país, el 2014 en Iquique y el 2015 en Coquimbo. Para este sismo, adoptado como sismo de diseño, y caracterizado por el espectro elástico de desplazamientos indicado en el artículo 13 del Decreto Ley Núm. 61 en 2011, es posible obtener una respuesta de ocupación inmediata”.

Por ende, la definición de la demanda sísmica de diseño deberá ser formulada a partir del espectro elástico de desplazamiento referido al Terremoto del Maule del año 2010. Esta demanda sísmica deberá ser presentada en formato Aceleración - Desplazamiento para establecer una compatibilidad con el análisis con empuje incremental (Fig.8).

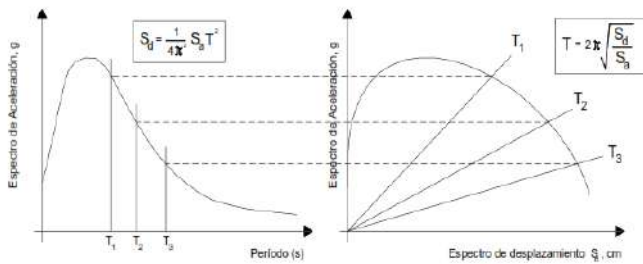


Figura 8. Formulación del espectro ADSR, definición del nivel de demanda de diseño. [29]

Este terremoto de diseño se considera como un evento sísmico que ocurra al menos una vez en la vida útil de la estructura. Además, es definido como un movimiento sísmico raro con un periodo de retorno de 475 años, congruente con un nivel de desempeño de seguridad de la vida [30]. Este terremoto se considera como nivel de demanda de diseño pues la respuesta generalizada de los edificios chilenos fue de

ocupación inmediata [14] para el terremoto de 8,8 Mw del año 2010 con un desempeño definido como “Essential /Hazardous” (Fig.9) según la SEAOC de Vision 2000 [25].

Terremotos de diseño	Niveles de desempeño sísmico			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de la vida	Prevención del colapso
Frecuente (43 años)	Objetivos básicos	Inaceptable	Inaceptable	Inaceptable
Ocasional (72 años)	Esencial/ Peligroso	Objetivos básicos	Inaceptable	Inaceptable
Raro (475 años)	Objetivo crítico de seguridad	Esencial/ Peligroso	Objetivos básicos	Inaceptable
Muy raro (975 años)	No factible	Objetivo crítico de seguridad	Esencial/ Peligroso	Objetivos básicos

Edificios típicos chilenos de muros de corte

Figura 9. Matriz de desempeño, desempeño de edificios típicos chilenos. [14]

Adicionalmente, se define el nivel de demanda “Sismo Máximo Considerado” como aquel para un análisis estático no lineal lleve a la estructura a un desplazamiento objetivo de un 40% mayor que el obtenido para el sismo de diseño o un terremoto “muy raro” con 950 años de periodo de retorno [10].

ANALISIS PSUEDO-ESTÁTICO CON EMPUJE INCREMENTAL (ANALISIS PUSHOVER).

El análisis psuedo-estático no lineal con empuje incremental consiste en un procedimiento de aplicación de un patrón de deformaciones laterales o cargas sísmicas laterales sobre la estructura, dependiendo si el análisis estructural es con control de deformaciones o fuerzas.

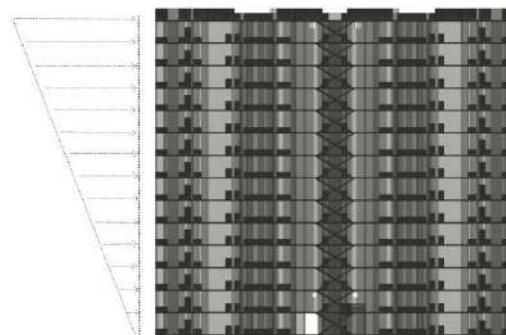


Figura 10. Distribución lateral de fuerzas según modo traslacional, Pushover.

La metodología más común empleada en ingeniería estructural consiste en la aplicación de un patrón de cargas laterales creciente en elevación consecuente con el primer modo de

vibración (Fig.10), lo que hace válido este análisis para estructuras que presenten periodos fundamentales menores a 1 segundo, ya que para estructuras con periodos más flexible deberá incorporarse en el análisis la influencia de los modos superiores en la respuesta estructural, es decir un análisis Pushover con esquema adaptativo. Estas fuerzas comenzarán aplicarse gradualmente sobre la edificación comenzando desde una incursión elástica, seguido de la plastificación de algunas componentes estructurales, punto donde se comienza a perder la rigidez y la resistencia lateral original, por consecuencia el momento excedente deberá ser tomada por las componentes vecinas en la redistribución de esfuerzos. A medida que se desarrolla el análisis se presenta la curva de capacidad de la estructura, que establece una relación entre el cortante basal y la capacidad de deformación en el techo. Convencionalmente, esta tipología de análisis no-lineal tiene como propósito llevar a la estructura a una deformación de techo objetivo que permita alcanzar el valor peak de esfuerzo de cortante basal [31] o al 150% de ΔD según ASCE/SEI 41-17 [32]. Este análisis incorpora la redistribución de esfuerzos, el efecto P- Δ y la inelasticidad de comportamiento de los materiales [33]. Las principales características que pretende estudiar el análisis no lineal son las siguientes:

- i. Estimar la curva de capacidad de la estructura y además determinar sobre ella el cumplimiento de los estados límites de los elementos resistente a cargas sísmicas.
- ii. Estimar la cantidad de esfuerzo de corte basal y las deformaciones existentes para los elementos diseñados como dúctiles en la estructura.
- iii. Estimar la demanda de Drift de techo y Drift de entrepiso para estimar el daño estructural y no estructural respectivamente bajo la demanda sísmica considerada.
- iv. Determinar la secuencia en la progresión del daño de la estructura, para conocer la influencia en la estabilidad.

- v. Identificación de la zona crítica de la estructura en donde se espera que exista incursión inelástica, para verificar el cumplimiento del diseño por capacidad.

METODO N2 ESPECTRO MODIFICADO DE FAJFAR

El método del espectro de la capacidad modificada o Método N2 introducido por Farjfar [34], propone la implementación de un procedimiento gráfico en la determinación del punto de desempeño a partir de la superposición entre el nivel de demanda sísmica y la capacidad de la estructura obtenida del análisis no lineal (Fig. 11). El método N2 presenta resultados con una razonable precisión y debe ser utilizado para sistemas estructurales condicionados por la contribución del primer modo de vibración [35]. Es necesario, en primera instancia la determinación de las propiedades modales de la estructura, con el objetivo de que, mediante los factores de participación modal, transformar el análisis a un equivalente de un sistema de un grado de libertad, permitiendo la comparativa entre dos sistemas de un grado de libertad, es decir entre el espectro de capacidad y el espectro inelástico de demanda.

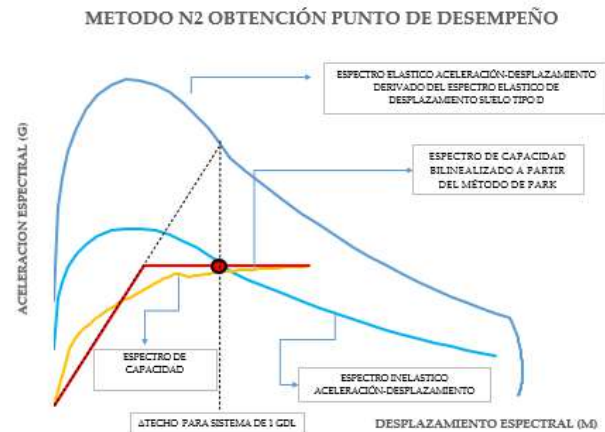


Figura 11. Determinación gráfica del punto de desempeño, método N2.

Además, el uso del espectro inelástico puede simplificar enormemente el análisis y convertirlo en un método apropiado para la práctica convencional de proyectos de diseño sismorresistente.

ANÁLISIS DINAMICO NO LINEAL TIEMPO HISTORIA.

El análisis dinámico no lineal Tiempo-historia, consiste en la aplicación de la demanda sísmica a partir de un acelerograma calibrado por el espectro de desplazamiento de diseño (Fig.12), el cual incorpora inherentemente la tipología sísmica del suelo de fundación. Las fuerzas son aplicadas al nivel basal de la estructura, como se muestra a continuación:

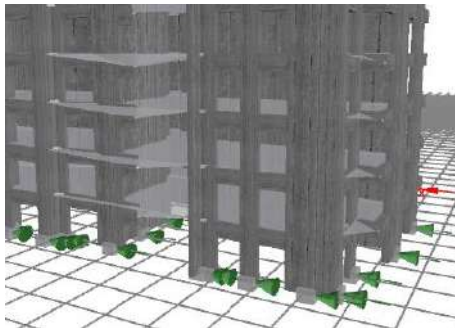


Figura 12. Vector sísmico definido en los nodos basales de la estructura, SeismoStruct.

Importante mencionar que esta técnica de análisis no lineal, contiene una limitación importante para el desarrollo de proyectos de cálculo estructural, debido al elevado tiempo requerido en el análisis de post-procesamiento, por ejemplo: para el edificio en estudio se tomarían aproximadamente 5 días de corrida para un posible panorama de análisis con un bajo nivel de convergencia inicial, proceso que debiese ser calibrado enésimas veces por los distintos parámetros de convergencia hasta alcanzar la totalidad de la deformación última esperable, es decir esta problemática convierte al análisis dinámico no-lineal de múltiples grados de libertad en complicado y no ser apropiado para la práctica diaria del diseño sismorresistente. Además, este análisis involucra trabajar con un grupo de registros de acelerogramas multiplicando el trabajo aún más. No obstante, esta técnica de análisis entrega la información más precisa sobre el comportamiento esperado de la estructura, y así estimar de manera más realista el desempeño esperable.

MODELACIÓN CON ANÁLISIS NO LINEAL.

El análisis estático no lineal con empuje incremental ha sido ejecutado en Seismostruct [36], un software amigable en la gestión del proceso del análisis estructural, que permite realizar análisis estático y dinámico no lineal, usando tanto modelación de fibras distribuidas como rotulas concentradas (Fig.13).

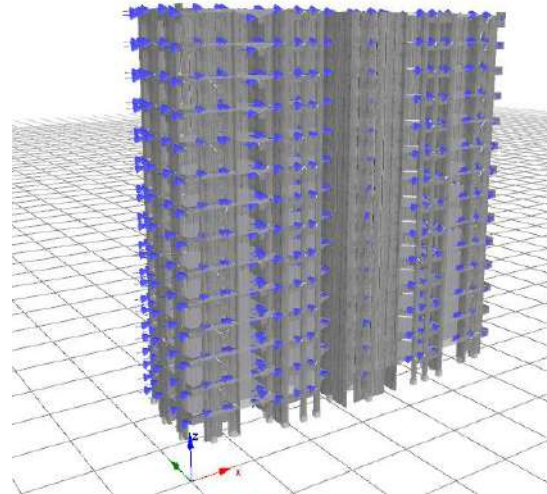


Figura 13. Análisis Pushover, Seismostruct.

La modelación constitutiva de los materiales ha sido definida para cada fibra por la relación de tensión-deformación y un determinado nivel de confinamiento que presenta la sección producto del detallamiento del acero transversal. La unión establecida entre las vigas de acople y los muros de hormigón armado es a través de la definición de brazos rígidos (Rigid-link), permitiendo la correcta transmisión de momentos entre ambos elementos estructurales. Se ha dispuesto de un diafragma rígido en la estructura. El principal modelo estructural de estudio considerada a los muros de hormigón armado modelados a partir de elementos infrmFB (Modelación con fibra distribuida) y un gran porcentaje de vigas con infrmFBPH (Modelación con rotulación concentrada). Mientras que para vigas menor a 1 metros de longitud se ha utilizado la modelación infrmDB (Modelación basada en desplazamiento) para reducir los problemas de inestabilidad numérica [37].

Con respecto a la materialidad de modelación para desarrollar el análisis no lineal, se ha utilizado el modelo de Mander [38] y la modelación del acero a partir del comportamiento de Menegotto-Pinto [39], ambos modelos ampliamente utilizados para el análisis inelástico de estructuras. El desplazamiento objetivo se fijó a 50 cm para sacar el peak de capacidad de la estructura. La deformación de fluencia fue determinada a partir del método bilinealización de la curva de capacidad según el método de Park [40] realizando la compensación de áreas, mediante el cual se igualan las energías de la curva idealizada y la curva de capacidad real. Se toman en consideración las propiedades nominales de la estructura, ya que no se encuentra diferencias notorias en la obtención de la curva de capacidad. Además, se toma en consideración el 25% de la carga viva no reducida siguiendo las disposiciones del documento de ACHISINA.

COMPARATIVA DE TÉCNICAS DE MODELACIÓN DE SECCIONES NO LINEAL.

Se ha desarrollado un estudio en base a dos modelos para conocer una comparativa en la obtención de la curva de capacidad: (1) “Modelo M1” con rotulación concentrada para todo el edificio y (2) “Modelo M2” de fibra distribuida en muros y modelo de rótulas concentradas en vigas. El edificio fue analizado en todas sus direcciones y sentidos a partir de la curva de capacidad, para la cual fue necesario realizar enésimas calibraciones de los parámetros de convergencia hasta obtener el máximo desplazamiento de techo (Fig.14). Se presencia que la curva de capacidad obtenida para el modelo M1 sobrestima la capacidad resistente de la estructura en comparación de la curva del modelo M2. Además, se presencia que el modelo M1 alcanza su mayor valor máximo de esfuerzo cortante al mismo nivel de deformación donde el modelo M2 pierde la convergencia. Se vuelve prácticamente imposible determinar la curva de capacidad luego de alcanzar el valor máximo de esfuerzo de corte para el modelo M2, a diferencia del modelo M1 para el cual se presencia la degradación de la resistencia al alcanzar el máximo valor de esfuerzo de corte.

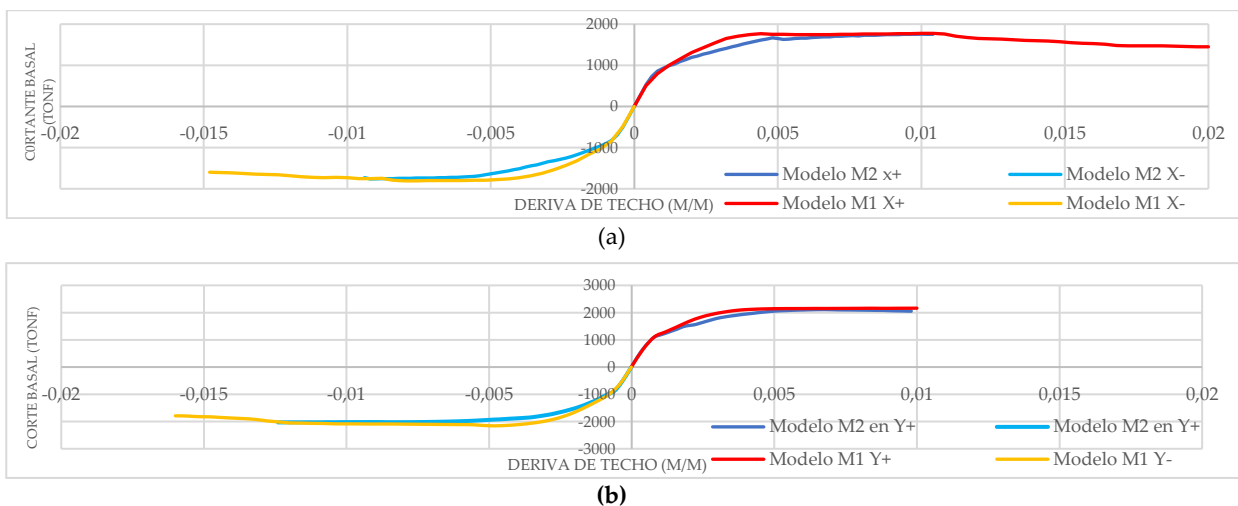


Figura 14. Comparativa de técnicas de modelación – (a) Comparativa análisis Pushover en dirección X, (b) Comparativa análisis Pushover en dirección

ANÁLISIS MODAL.

A partir del análisis modal en la dirección Y se tiene un periodo de 0,56 (s) con el 64,89% de la masa traslacional. Para la dirección X se tiene un periodo de 0,65 (s) con el 64,40% de la masa traslacional. 50 modos fueron necesarios para mover el 95% de la masa participativa

ANÁLISIS DE LA CURVA DE CAPACIDAD.

En primera instancia, para la determinación del punto de desempeño de la estructura, fue desarrollado el método N2 bidireccionalmente en el edificio. El enfoque determinístico utiliza el

“espectro de capacidad” para facilitar la evaluación de las prestaciones que desea conseguir la estructuración proyecto, determinado a partir de los factores de participación modal en cada dirección ($\Gamma_x = 1,33$; $\Gamma_y = 1,24$). Este espectro deberá presentarse en formato bilineal a partir del método de compensación energética de Park [40], para posteriormente realizar la superposición con la demanda sísmica en formato Aceleración-Desplazamiento y determinar el nivel de demanda sísmica expresada como deformación de techo de diseño. Es importante indicar que

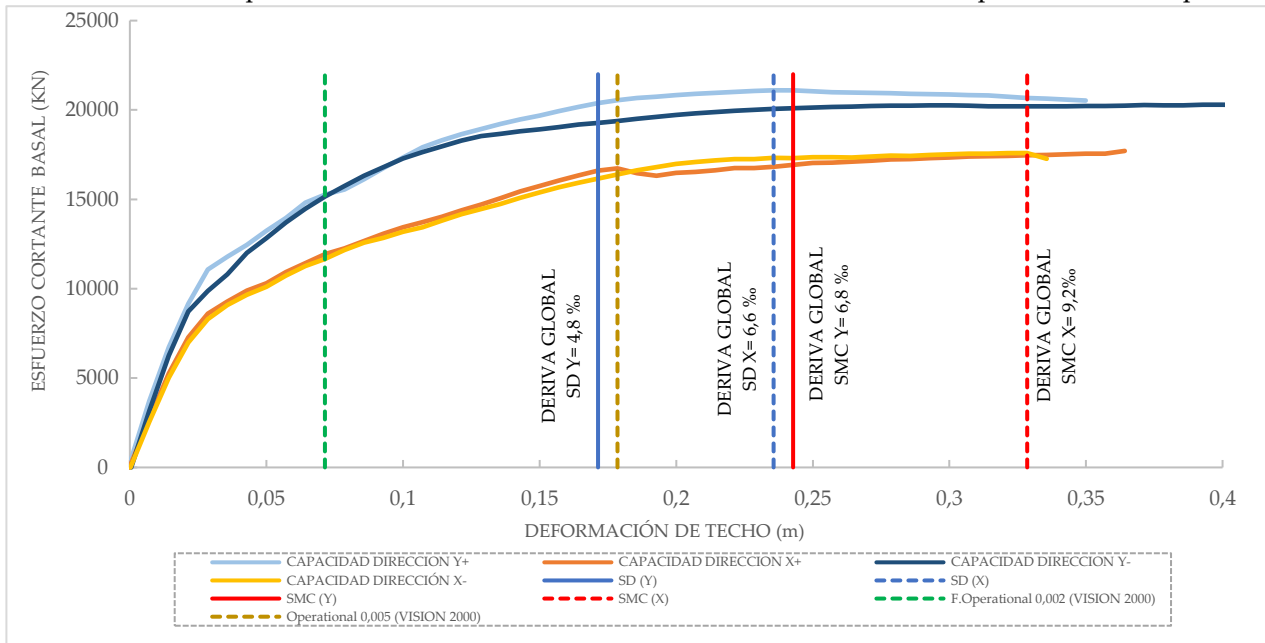


Figura 15. Análisis de la curva de capacidad bidireccionalmente.

existen una variada gama de procedimientos para la determinación del punto de desempeño, pero se ha tomado en consideración un enfoque más racional y práctico como es el caso del método de Farjfar. La determinación del punto de desempeño del edificio permite obtener el valor de deriva de techo de diseño para verificar el cumplimiento del nivel de desempeño de ocupación inmediata. Mientras que para el desempeño de capacidad por deformación adicional tomará el nivel de demanda “sismo máximo considerado” como 1,4 la deformación de techo de diseño siguiendo las disposiciones 3.5.2. del documento de Achisina [10].

Posteriormente estas demandas de diseño se grafican con sendas líneas verticales para conocer a que rango de deformaciones interesa estudiar el desempeño de la edificación (Fig.15). Las líneas de color azul representan la demanda de diseño, mientras que las líneas de color rojo la demanda de sismo máximo considerado para ambas direcciones de análisis.

A través del estudio de las demandas se establece para el nivel de S.D (sismo de diseño) una deriva de 6,6% en X y 4,8% en Y. Mientras que para un nivel de S.M.C (sismo máximo considerado) una deriva de 9,2% en X y de 6,8% en Y. Para las cuales se desea estudiar el desempeño alcanzado en la edificación a partir

del estudio de las derivas de entrepiso (análisis global) y las deformaciones unitarias a nivel de componentes (análisis local). Para el nivel de demanda S.M.C se presencia que en el eje Y la estructura presenta una cierta ductilidad para incursionar en el rango inelástico, mientras que en el eje X la demanda impone una deriva cercana a la deriva máxima obtenida en aquella dirección del orden de un 1%.

Se presencia que a partir del análisis estructural situando a una deriva del 5‰ en la curva de capacidad (Fig.15), el desempeño es operacional, mientras que para una deriva del 2‰ el edificio se encuentra en un nivel de desempeño perfectamente operacional con la plastificación acotada de algunas componentes estructurales, precisamente los muros más largos en cada dirección, es decir el comportamiento es prácticamente lineal-elástico. A través de caracterizaciones previas de edificaciones chilenas y estudio del desempeño dada la realidad sísmica, el desempeño presenciado en el análisis no-lineal se condicen con la investigación de "Seismic Performance of high rise concrete buildings in Chile" [14] en la cual se presenta que los edificios con rigidez normal cuyo índice de rigidez (H_0/T) se encuentra entre 40 y 70 (m/s) con derivas de techo menor al 5‰ tuvieron una respuesta de ocupación inmediata para el terremoto del Maule del año 2010 (Fig.16). Se presenta los valores de H_0/T para la dirección X ($H_0/T_x = 57,69$) e Y ($H_0/T_y = 63,75$) con sendas líneas de color azul y rojo respectivamente (Fig.16).

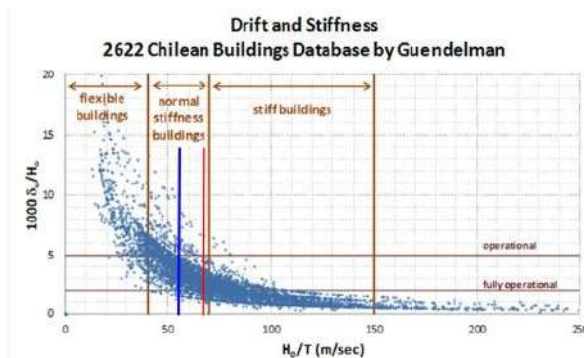


Figura 16. Índices de desempeño ($\delta u/H_w$) y (H_0/T) [41].

DETERMINACION DEL DESEMPEÑO A NIVEL GLOBAL DE COMPONENTES.

La evaluación de las derivas de entrepiso para los niveles demandas en la determinación del desempeño, permiten conocer el comportamiento a nivel global de la estructura. Para ello fue necesario en primera instancia la modelación de un nodo de control en el centroide de todos los pisos de cada planta estructural, el cual se encuentra unido al muro más cercano mediante un brazo rígido. Esta técnica de modelación permite monitorear para cada factor de carga del análisis las deformaciones de los enésimos pisos del edificio. Se han representado sendas líneas verticales de color verde y rojo para representar los niveles de derivas de entrepiso máximas establecidas en el documento de Achisina del 5‰ y 7‰, para edificios con elementos no estructurales frágiles y dúctiles, respectivamente (Fig.17).

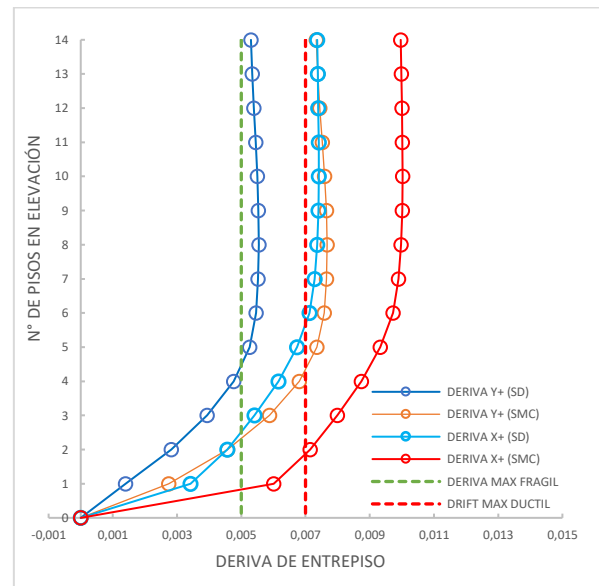


Figura 17. Deriva de entrepiso para SD y SMC.

Se presencia que la dirección con mayor rigidez (Dirección Y) del edificio presenta valores de deriva menores al 7‰ para el nivel de demanda S.D y levemente superiores al 5‰. Para esta dirección los valores máximos de deriva de techo se sitúan entre el 6to al 8vo piso. Mientras que para la demanda de S.M.C en la dirección Y las derivas de entrepiso superan ínfimamente los valores del 7‰. Para la dirección con menor

rigidez (Eje X) los valores de deriva son mayores en comparación con la dirección rígida del edificio (Eje Y). Las derivas para el nivel de demanda S.D en X exceden ínfimamente los valores de deriva límite del 7‰ para el estado de ocupación inmediata. Además, para aquella dirección los máximo valores de deriva se concentran del 9vo al 12avo piso. Las derivas determinadas en un comportamiento inelástico, son máxima en los pisos superiores a diferencia de las derivas elásticas que son máximas a media altura del edificio.

ANÁLISIS DE DEFORMACIONES UNITARIAS A NIVEL DE COMPONENTES.

El desempeño a nivel de componentes se estudia a través de las deformaciones unitarias. El comportamiento progresivo del daño se desarrolla a partir del cumplimiento de los estados límites considerando la redistribución de esfuerzos. Se pretende conocer de manera conservadora la capacidad de deformación y de resistencia que presenta la edificación cuando es sometida a demandas sísmicas de gran envergadura. Se ha desarrollado un estudio y análisis en torno a la estimación de las deformaciones unitarias en elevación (Fig.19 y Fig.21) experimentadas por 2 sistemas de muros de hormigón (Fig.18 y Fig.20) armado con asimetría seccional para estimar el desempeño local según los niveles de demanda S.D Y S.M.C.

- i. Sección de muro tipo asimetría seccional compleja desfavorable en X.

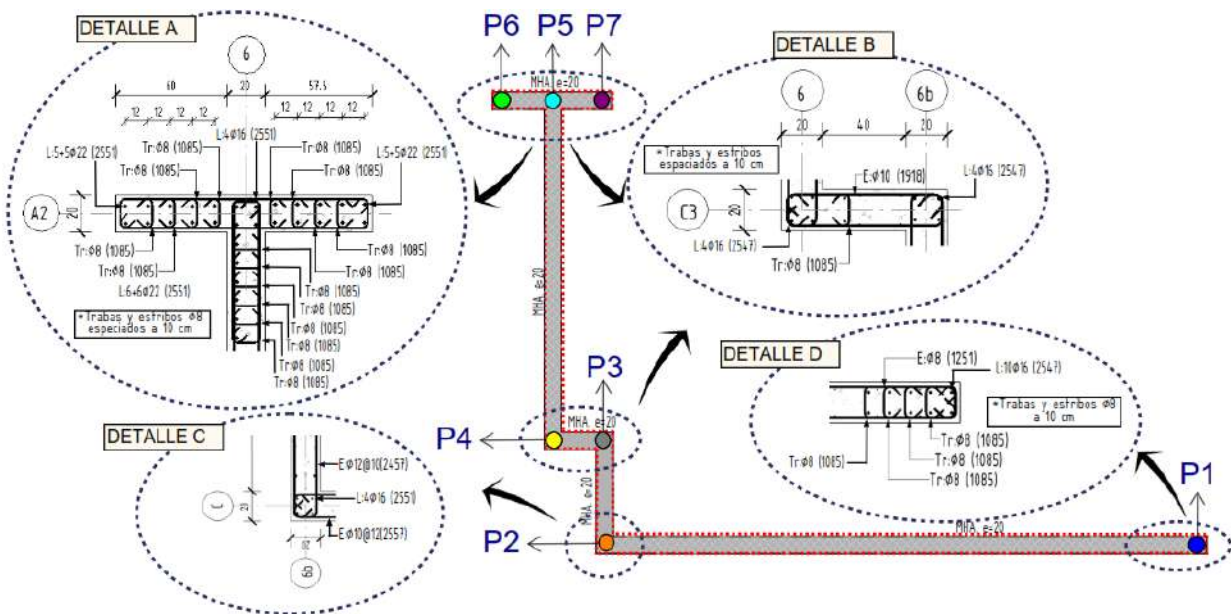


Figura 18. Muro con asimetría seccional compleja desfavorable en X.

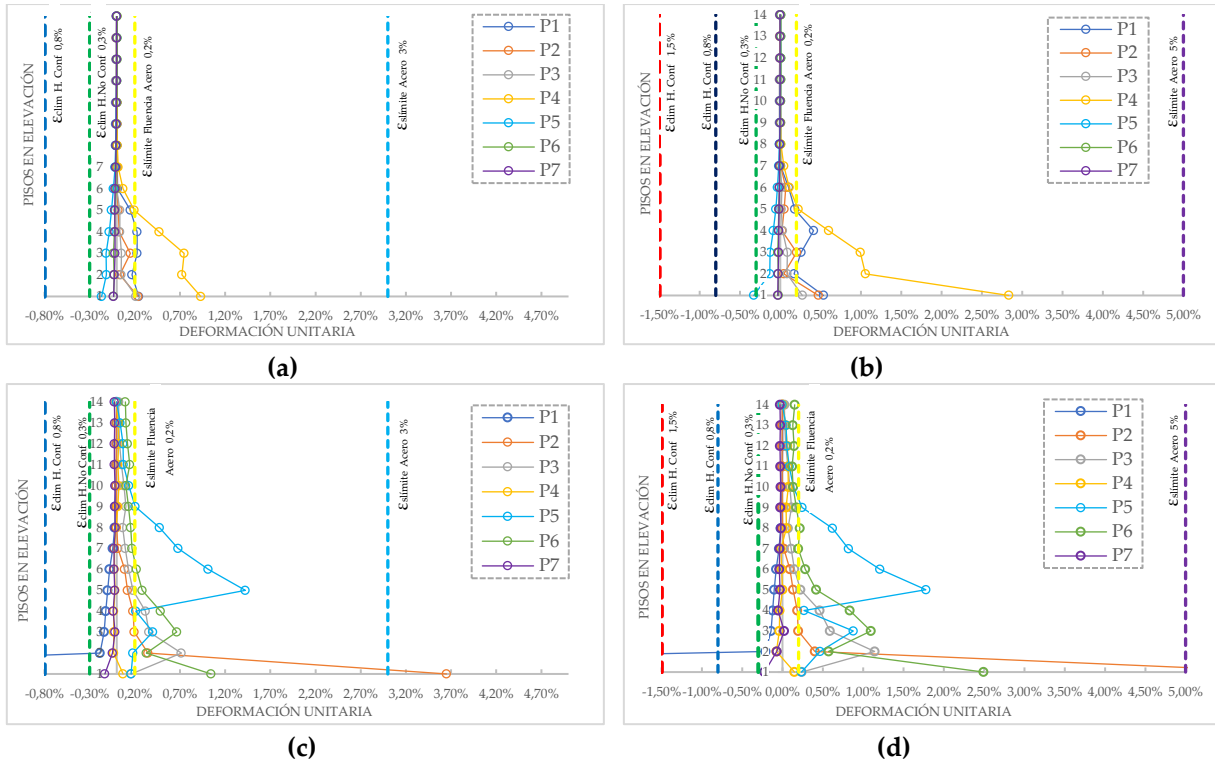


Figura 19. Análisis tensional de sección asimétrica compleja desfavorable en la dirección X. (a) Análisis para SD en dirección Y+, (b) Análisis para SMC en dirección Y+, (c) Análisis para SD en dirección X+, (d) Análisis para SMC en X+.

Este sistema de muros (Fig.18) se ha elegido para el estudio de las deformaciones unitarias en elevación (Fig.19), pues contiene al primer muro que inicia la fluencia en la dirección X, correspondiente al muro más largo en aquella dirección. Se verifica que en la dirección Y el muro cumple perfectamente con los criterios de desempeños (límites de deformación unitaria) establecidos en el documento de Achisina para ambos niveles de demanda sísmica. Mientras que para la dirección en +X dada la demanda de diseño, la estructura presenta daños en la punta P1 en el primer piso, donde el hormigón sobrepasa el valor del 1,5% de deformación unitaria, por ende sería necesario estudiar esta sección que se convierte en la más desfavorable en el diseño estructural, ya que a niveles elevados de deformación su modo de falla se encuentra controlado por la compresión. Sería de suma relevancia aumentar el espesor de los muros para aumentar el nivel de confinamiento en la sección y así mejorar el desempeño. A pesar de ello esta

sección fue sometida a un análisis en el software SAP2000, para conocer la capacidad de giro última expresada en el diagrama de momento-curvatura a partir del comportamiento del hormigón confinado de Mander, como dicta la práctica convencional de diseño. Se concluye que cumple correctamente con el diseño basado por desplazamiento establecido en el decreto supremo 60 [9] para una demanda de deriva de techo de un 8,2% en +X, lo cual no se condice con lo reportado en el análisis estructural no-lineal, pues en la dirección +X el muro alcanza el valor de $\epsilon_c = 8\%$ para una deriva de techo del 5,2%, es decir el comportamiento acoplado no-lineal infiere menor capacidad por deformación. En la dirección Y se presencia que el acero obtiene un desempeño adecuado ya que no genera una falla anticipada por compresión, permitiendo capacidad por deformación y ductilidad.

ii. Sección con asimetría seccional desfavorable en Y.

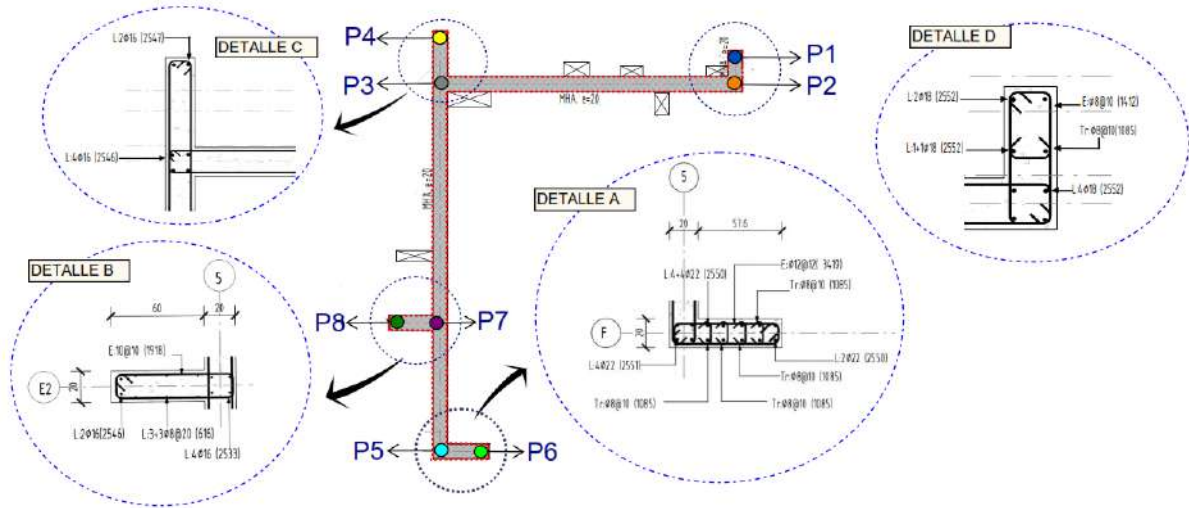


Figura 20. Muro con asimetría seccional compleja desfavorable en Y.

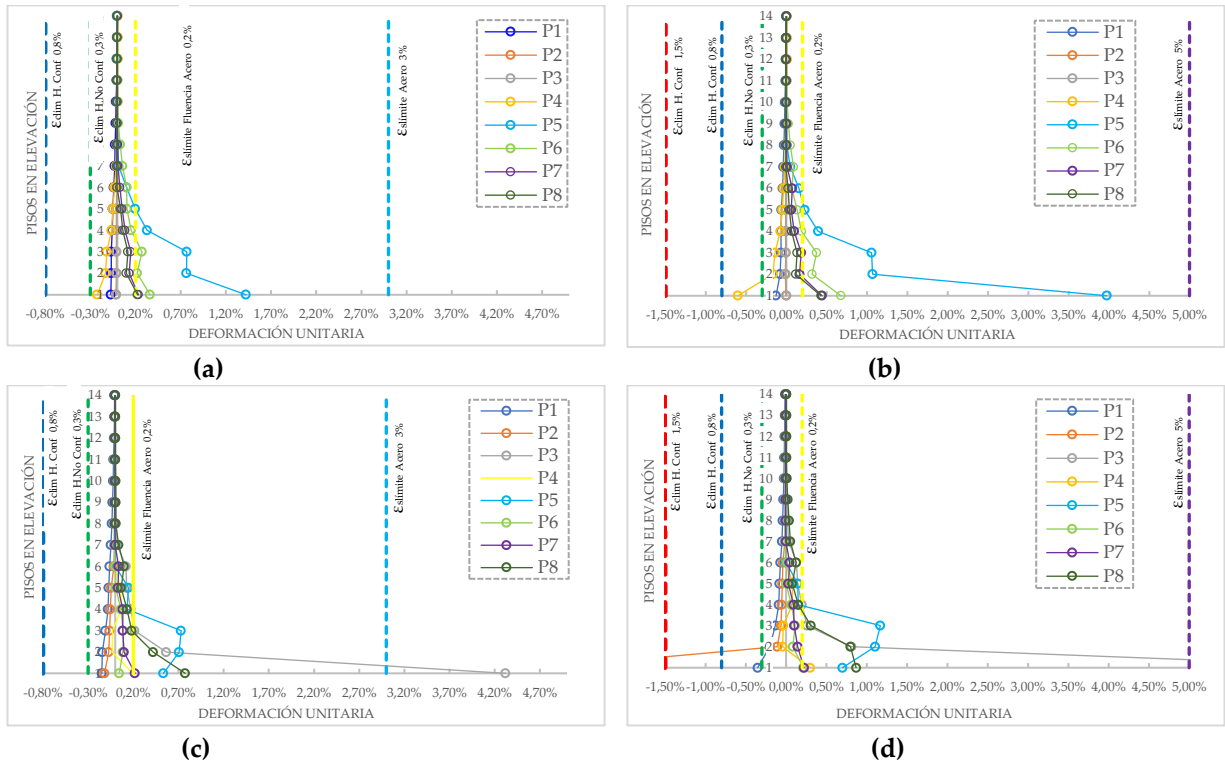


Figura 21. Análisis tensional de sección asimétrica compleja. (a) Análisis para SD en dirección Y+, (b) Análisis para SMC en dirección Y+, (c) Análisis para SD en dirección X+, (d) Análisis para SMC en X.

El sistema de muros más largo en dirección Y (Fig.20) permite establecer un análisis tensional (Fig.21) que demuestra que en la dirección X para el nivel S.D la zona más desfavorable se sitúa en el punto P3 (sometido a tracción), precisamente en el muro más largo del sistema

de muros en estudio, para el cual se sobrepasa el valor límite del acero en tensión del 3%, por ende sería necesario confinar esta zona con trabas y estribos con una separación máxima de 6 veces ϕ de la barra longitudinal para evitar el pandeo por inestabilidad lateral de las barras en







la reversión de la carga [42]. A pesar de esta observación, el sistema de muros en ninguna de sus puntas y en todas sus direcciones sobrepasa los valores límites del hormigón no confinado para el nivel de demanda S.D. Bajo una nivel de demanda S.M.C la estructura se ve más exigida en la dirección X, se sobrepasa los límites del 5% del acero en tensión y del 1,5% del hormigón confinado, mientras que en la dirección Y, no se sobrepasan los límite del hormigón confinado del 1,5% ni del acero al

5%. Se observa que las deformaciones unitarias para la punta P5 son máximas en el tercer piso, por ende sería necesario confinar esta zona del muro hasta el 3 piso ya que luego del 4to piso disminuyen drásticamente en elevación. Para el nivel de demanda S.M.C en la dirección X se presencia una falla en compresión cuando el acero sobrepasa el límite de 5%, es decir cuando ya el acero otorga su máximo desempeño estructural.



Figura 22. Mecanismo de progresión de daño para distintos niveles de derivas global. **(a)** 0,002 en Y+, **(b)** 0,005 en Y+, **(c)** 0,006 en Y+, **(d)** 0,0068 en Y+, **(e)** 0,002 en Y-, **(f)** 0,005 en Y-, **(g)** 0,006 en Y-, **(h)** 0,0068 en Y-, **(i)** 0,002 en X+, **(j)** 0,005 en X+, **(k)** 0,0066 en X+, **(l)** 0,0092 en X+, **(m)** 0,002 en X-, **(n)** 0,005 en X-, **(o)** 0,0066 en X-, **(p)** 0,0092 en X-.

Tabla 2. Criterios de desempeño considerados en modelos no-lineales según estados límites de deformaciones unitaria controladas por flexión.

Criterio	Def. Unitaria	Patrón
Deformación unitaria concreto	• $\varepsilon_c = 0,003$	
	• $\varepsilon_c = 0,008$	
Deformación Acero	• $\varepsilon_s = 0,015$	
	• $\varepsilon_s = 0,002$	
	• $\varepsilon_s = 0,03$	
	• $\varepsilon_s = 0,05$	

DISCUSIONES Y CONCLUSIONES.

Considerando el análisis a nivel local de deformaciones unitarias, permite establecer que para la demanda sísmica de diseño del Maule Mw 8,8 del año 2010, definida para estimar el punto de desempeño de la estructura, el edificio en la dirección más desfavorable (eje X) presenta un nivel desempeño proporcional al de seguridad de la vida, ya que se presentan ciertos daños estructurales en algunas componentes, congruente con la definición de la demanda sísmica establecida en la normativa vigente chilena (Seguridad de la vida). Mientras que en la dirección Y, las deformaciones unitarias no sobrepasan los límites establecidos en el documento de Achisina para el criterio de aceptación por ocupación inmediata. Importante mencionar que estos estados de daños presentados no son usuales para sismos frecuentes.

Se ha observado en base al estudio del mecanismo de daño en la estructura a partir del cumplimiento de los estados límites, que el muro más largo de la edificación en la dirección de análisis, es la componente estructural que inicia el mecanismo de fluencia en el edificio (seguido de la fluencia de las vigas) y el que se compromete en mayor medida a elevados rangos de deformación. Por ende, queda como experiencia para el diseñador siempre confinar rigurosamente las puntas de estos muros más allá de los límites que establece la normativa de diseño sismorresistente, ya que en el análisis no-lineal los muros con asimetría compleja al estar acoplados por un

diafragma rígido presentan menor capacidad por deformación que lo reportado en los análisis convencionales de diseño basado en desplazamiento del decreto supremo 60[8] que considera al muro con comportamiento en cantiléver.

En base al análisis global de las deformaciones en la dirección Y, el nivel de demanda de diseño conduce a la estructura a un nivel de desempeño operacional con una deriva de techo menor al 5%, congruente con el comportamiento global de los edificios chilenos de hormigón armado para el terremoto del Maule del 2010. En la dirección X se presenta el desempeño más desfavorable en la estructura, propiciado principalmente por la planta estructural asimétrica con respecto al eje X cuyo modo de falla está controlado por la compresión, que disminuye notablemente la capacidad por deformación de los muros con asimetría seccional. Mientras que en la dirección Y, el desempeño se ve notablemente favorecido principalmente por la planta estructural simétrica con respecto al eje Y con un modo de falla controlado por la tracción que aumenta notablemente la capacidad por deformación y por la rigidez estructural que reduce la demanda sísmica de diseño. A partir del estudio se recomienda en la dirección asimétrica siempre aumentar la densidad de muros, para disminuir la demanda sísmica y mejorar el desempeño estructural. Se concluye por tanto que los desplazamientos decrecen cuando la rigidez aumenta, a través del comparativo direccional del edificio, por ende, la rigidez se vuelve variable clave para limitar los daños estructurales y tener una respuesta de ocupación inmediata tal como ha sido presenciado en los edificios chilenos de muros de hormigón armado.

Se ha presenciado que el modelo de rótula concentrada en el análisis no-lineal para muros de hormigón armado, busca sobrestimar capacidad resistente de la estructura, pero la deformación última del análisis tiene demasiada similitud con la pérdida de convergencia del análisis con fibra distribuida, por ende, se puede determinar el punto donde se encuentra la máxima deformación última de colapso para la estructura mediante la comparativa de ambos métodos de modelación

no-lineal, es decir se alcanza numéricamente el colapso.

Como es sabido, que el análisis estático no-lineal presenta algunas limitaciones en la determinación del nivel de desempeño de un proyecto estructural y además se concibe como un método conservador de análisis, pero constituye ser una herramienta poderosa para estimar la capacidad lateral de la estructura sometida a niveles de demanda sísmica que imponen daños estructurales. Nos proporciona información sobre los elementos que incursionarán en rango inelástico y el patrón de progresión del daño (Fig.22) en la estructura hasta una deformación última (falla global).

Es importante también poner en la palestra que el método más preciso en la determinación del desempeño sísmico de una edificación es el análisis dinámico no-lineal, pero presenta una importante limitación debido al elevado tiempo de procesamiento y post-procesamiento, convirtiéndolo en método poco práctico para el desarrollo de proyectos convencionales de diseño sísmico de edificios de muros de hormigón armado. Por ende, se presenta en esta investigación el análisis estático no lineal con empuje incremental como una alternativa para el estudio de la capacidad resistente lateral con un tiempo razonable de procesamiento de 30 a 45 minutos de un edificio a elevados niveles de deformación y la verificación de un adecuado diseño estructural mediante los métodos convencionales, y así otorgar más seguridad al diseño de edificios de cualquier altura, alejándonos de un panorama imprevisto de colapso.

FINANCIAMIENTO:

El estudio no ha recibido financiamiento.

AGRADECIMIENTOS:

“A Dios por la fuerza y resiliencia brindada para enfrentar cada obstáculo y alimentar mi deseo de autosuperación. A mi Madre Roxana porque desde niño me miraste con ojos de esperanza. A mi pareja Verónica por creer en mí y porque con amor guiaste la etapa cúlmine de mi carrera. A los compañeros de

viaje que hice durante la universidad por todo lo vivido. A la joya del pacífico, Valparaíso, puerto de mi amor. A mi profesor ejemplar de tesis Dr. Juan C. Vielma por su apoyo y comprensión durante la difícil etapa del desarrollo de mi tesis. Agradecido por la cortesía del profesor Jorge Carvallo en facilitar el edificio en estudio. A la escuela de Ingeniería Civil de la PUCV por potenciarme con una visión crítica como profesional. Y finalmente a mí, por la meta cumplida”.

REFERENCIAS.

- [1] C. DeMets, R.G. Gordon, D.F. Argus, y S. Stein, “Current plate motions,” *Geophys. J. Int*, vol. 101, pp. 425–478, 1990, doi: 10.1111/j.1365-246X.1990.tb06579.x.
- [2] S. Ruiz y R. Saragoni, “Formulas de atenuación para la subducción de Chile considerando los dos mecanismos de sismogénesis y los efectos del suelo.” 2005. [Online]. Available: http://dgf.uchile.cl/~sruiz/Papers/NOISI/A01_07.pdf
- [3] R. Lagos, M. Lafontaine, P. Bonelli, R. Boroschek, T. Guendelman, L. Massone, R. Saragoni, F. Rojas y F. Yañez, “The quest for resilience: The Chilean practice of seismic design for reinforced concrete buildings,” *Earthquake Spectra*, vol. 37, no. 1, pp. 26–45, Feb. 2021, doi: 10.1177/8755293020970978.
- [4] K. Tellen, J. Maffei, M. Willford, A. Aviram, Y. Huang, D. Kelly y P. Bonelli, “Lessons for concrete wall design from the 2010 Maule Chile earthquake.” 2012. [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/267428017>
- [5] L. M. Massone, P. Bonelli, R. Lagos, C. Lüders, J. Moehle y J. W. Wallace, “Seismic design and construction practices for RC structural wall buildings,” *Earthquake Spectra*, vol. 28, no. SUPPL.1, pp. S1–S11, 2012, doi: 10.1193/1.4000046.
- [6] B. Suquillo, F. Rojas y L. Massone, “Study of the seismic performance of a RC building with damage during the Mw 8,8 earthquake in 2010.” 2018. [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/340285331>
- [7] J. Carvallo y P. Alcaíno, “Behavior of reinforced concrete buildings in Viña del Mar. Lessons of february 27th 2010 Earthquake.”

2012. [Online]. Available:

<https://bit.ly/3pwzjWi>

- [8] D. S. 60 MINVU, "Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga el decreto supremo N°118 de 2010, Santiago, 2 de Noviembre 2011."
- [9] D. S. 61 MINVU, "Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga el decreto 117, Ministerio de vivienda y urbanismo, Diario Oficial, 2010."
- [10] ACHISINA, "Diseño sísmico basado en desempeño, un procedimiento alternativo para el análisis diseño sísmico de edificios.," 2017. [Online]. Available: <https://bit.ly/3IJgbfu>
- [11] American Society of Civil Engineers., *Minimum design loads for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers, 2010.
- [12] N. MINVU, "Diseño sísmico de edificios. INN, 1996. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile, 1996."
- [13] J. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, "Factores de reducción de respuesta. Estado del arte y estudio comparativo entre códigos.," *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras.*, vol. 11, pp. 77–106, 2006, [Online]. Available: <https://bit.ly/3Mhlq8c>
- [14] R. Lagos, M. Kupfer, J. Linderberg, P. Bonelli, R. Saragoni, T. Guendelman, L. Massone, R. Boroschek y F. Yañez, "Seismic Performance of High-rise Concrete Buildings in Chile.," *International Journal of High-Rise Buildings*, vol. 1, no. 3, pp. 181–194, 2012, doi: 10.21022/IJHRB.2012.1.3.181.
- [15] V. Bertero, *Lessons learned from recent catastrophic earthquakes and associated research. Primera conferencia internacional Torroja*, 1989. Madrid: Instituto Torroja. 1992.
- [16] C. L. Huang, Y. F. Li, C. T. Lin y T. H. Hsu, "Analytical and pushover analysis for predicting nonlinear force-displacement relationships of slender RC walls," *Journal of the Chinese Institute of Engineers, Transactions of the Chinese Institute of Engineers, Series A*, vol. 34, no. 3, pp. 415–428, 2011, doi: 10.1080/02533839.2011.565617.
- [17] R. Plaza y L. Massone, "Modelación no-lineal, bidimensional y tridimensional de un edificio de hormigón armado. Memoria para optar al título de ingeniero civil.," Santiago, Chile, 2017. [Online]. Available: <https://bit.ly/3Ks9ij9>

- [18] L. A. Montoya Coronado, F. Biondini, A. Titi y J. M. Bairán, "Efecto de los modos altos de vibración en la respuesta sísmica no lineal de edificios de concreto.," *2ndo. Congreso Nicaragüense de Ingeniería Sísmica*, 2017, [Online]. Available: <https://bit.ly/3IGwIAE>
- [19] L. Massone y E. Bass, "Dynamic shear amplification of reinforced concrete coupled walls," *Engineering Structures*, vol. 220, Oct. 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110867.
- [20] S. López y G. A. Ayala, "Método de diseño sísmico basado en desplazamientos para marcos de concreto reforzado.," *Revista de la Ingeniería Sísmica*, vol. 88, pp. 91–111, 2013, [Online]. Available: <https://bit.ly/3HvPWaF>
- [21] B. Suquillo y L. Massone, "Validación de los límites para distintos niveles de desempeño en edificios con muros de hormigón armado (Typical chilean RC building). Memoria para optar al grado de magíster en ciencias de la ingeniería, mención ingeniería estructural, sísmica y geotécnica.," 2017. [Online]. Available: <https://bit.ly/3tgFw9W>
- [22] J. Piqué Del Pozo, "Diseño por Capacidad: Una estrategia Neozelandesa de Diseño Sismorresistente.," Lima, Peru, 2004. [Online]. Available: <https://bit.ly/3K73hrK>
- [23] S. Aaleti, H. Dai y S. Sritharan, "Ductile design of slender reinforced concrete structural walls," 2014. doi: 10.4231/D3B853J5Q.
- [24] T. Paulay y M. J. N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. 1992.
- [25] SEAOC-Vision 2000 Commiitee., *Performance Based Seismic Engineering of buildings*. Sacrameto, C.A: Structural Engineers Association of California., 1995.
- [26] M. Lafontaine, "Presentación: Diseño basado en desempeño de edificios.," *Proyecto actualización norma Nch433, ACHISINA.*, 2020, [Online]. Available: <https://bit.ly/3pwo7sE>
- [27] ASCE/SEI 41-17, "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings," American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Dec. 2017. doi: 10.1061/9780784414859.
- [28] J. Alfaro y L. Massone, "Estimación del desplazamiento lateral elástico e inelástico de un muro esbelto mediante un modelo

rotula plástica basado en un modelo de fibras. Memoria para optar al título de ingeniero civil estructural,," 2013. [Online]. Available: <https://bit.ly/3HDDmee>

[29] C. Lopez, P. Catalán y G. Leiva, "Verificación estructural de edificación existente sometida a solicitaciones de Tsunami. Memoria para optar al título de ingeniero civil,," 2017. [Online]. Available: <https://bit.ly/3vyaUUf>

[30] R. Saragoni, "Resilient seismic code in Chile: A possible challenge," in: *First international workshop on resilience, Turin.*, vol. 113, 2016.

[31] J. C. Vielma y M. M. Mulder, "Procedure for assessing the displacement ductility based on seismic collapse threshold and dissipated energy balance,," *16th World Conference on Earthquake Engineering.*, 2017, [Online]. Available: <https://bit.ly/35hmnwN>

[32] ASCE/SEI, "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings," American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Dec. 2017. doi: 10.1061/9780784414859.

[33] D. Laxmi Balappa y V. Malagavelli, "Pushover analysis of high rise buildings with and without bracings .," *IJCIET_09_09_072 International Journal of Civil Engineering and Technology*, vol. 9, no. 9, pp. 759–767, 2018, [Online]. Available: <https://bit.ly/3C4RqYx>

[34] P. Fajfar y P. Gaspersic, "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings,," *Earthquake engineering and structural dynamics*, vol. 25, pp. 31–46, 1996, doi: 10.1002/(sici)1096-9845(199601)25:1<31::aid-eqe534>3.0.co;2-v.

[35] A. Dautaj, H. Sadiku y N. Kabishi, "Method N2- According to farjfar," in *Int.Conf. on Advances in Civil, Structural and Construction Engineering- CSCE*, Apr. 2015, pp. 83–89. doi: 10.15224/978-1-63248-042-2-95.

[36] Seismosoft 2020, "SeismoStruct 2020 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures," 2020. [Online]. Available: www.seismosoft.com

[37] M. A. Gómez, E. G. Díaz-Segura y J. C. Vielma, "Nonlinear numerical assessment of the seismic response of hillside RC buildings," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 20, no. 2, pp. 423–440, Apr. 2021, doi: 10.1007/s11803-021-2029-4.

[38] Mander JB, Priestley N y Park R, "Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of structural engineering*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, 1988, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(1988)114:8(1804).

[39] Menegotto M y Pinto PE, "Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending," in *Symposium on the resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads, international association for bridge and structural engineering*, 1973, pp. 15–22. doi: 10.5169/seals-13741.

[40] R. Park, "Ductility evaluation from laboratory and analytical testing," 1988. [Online]. Available: <https://bit.ly/3C5WNXv>

[41] T. Guendelman, "Cambio en solicitaciones sísmicas de edificios,," 1997. [Online]. Available: <https://bit.ly/3huufNT>

[42] J. H. Thomsen y J. W. Wallace, "Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls- Experimental Verification," *Journal of structural engineering*, pp. 618–630, 2004, doi: 10.1061/ASCE0733-94452004130:4618.