

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE ESCUELA DE INGENIERIA

CARACTERIZACIÓN DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DEL CORTE EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO ACOPLADOS POR LOSAS

ESTEBAN ENRIQUE CHIRIBOGA LÓPEZ

Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:

RAÚL HERNÁN SANTA MARÍA OYANEDEL

Santiago de Chile, Septiembre, 2017 © 2017, Esteban Chiriboga López



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE ESCUELA DE INGENIERIA

CARACTERIZACIÓN DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DEL CORTE EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO ACOPLADOS POR LOSAS

ESTEBAN ENRIQUE CHIRIBOGA LÓPEZ

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

RAÚL HERNÁN SANTA MARÍA OYANEDEL ROSITA JÜNEMANN URETA CAROLINA MAGNA VERDUGO DIEGO JAVIER CELENTANO

Para completar las exigencias del grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, Septiembre, 2017

A mis Padres, Alicia y Luis, a mis hermanos Diego y Santiago, quienes me ayudaron incondicionalmente en esta etapa de mi vida. A Dios por darme la fortaleza para seguir adelante en mis estudios y no desfallecer al estar lejos de mis seres queridos.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por haberme guiado y dado el regalo más grande la salud y la vida que son la base primordial para poder salir adelante en cualquier trabajo que uno se propone a realizar.

A mis padres Alicia y Luis que con su esfuerzo supieron guiarme en todo momento y su apoyo incondicional ya que sin ellos no hubiese podido lograr ninguna de mis metas propuestas y sobre todo por haberme forjado en mis principios y valores para ser una persona de bien.

A mis hermanos Diego y Santiago quienes me han brindado su apoyo incondicional y que siempre han estado a mi lado.

Agradezco al profesor Hernán Santa María por haberme guiado adecuadamente como mi profesor supervisor y por las enseñanzas impartidas en sus clases.

A mis amigos que me ayudaron y guiaron en Chile, con los que compartí muchas experiencias que hoy en día serán recuerdos y vivencias que quedarán marcados en mi memoria.

ÍNDICE GENERAL

Pág.

DED	ICA	TORIA	ii
AGR	ADE	ECIMIENTOS	iii
ÍNDI	CE I	DE TABLAS	vi
ÍNDI	CE I	DE FIGURAS	vii
RESU	JME	EN	ix
ABS	TRA	.CT	X
1.	AN	TECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	1
	1.1	Introducción	1
	1.2	Hipótesis	3
	1.3	Objetivos	3
	1.4	Revisión Bibliográfica	3
	1.5	Metodología	5
	1.6	Futuras Investigaciones	7
2.	FAC	CTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA AL CORTE Y DESA	RROLLO
	DEI	L PROBLEMA	
	2.1	Estado del arte	
	2.2	Modelación	11
		2.2.1 Estructuraciones a analizar	11
		2.2.2 Periodo y masa sísmica	13
		2.2.3 Diseño de los Muros	14
		2.2.4 Modelo No Lineal	16
	2.3	Conjunto de registros utilizados	25
	2.4	Factor de amplificación dinámica	27
		2.4.1 Definiciones	27
		2.4.2 Respuesta de los muros	

iv

2.4.3	3 Resultados	34
2.4.4	1 Discusión	47
2.5 Con	clusiones	49
BIBLIOGRAFÍ	A	53

ÍNDICE DE TABLAS

Pág.

Tabla 2-1: Períodos según el número de pisos	13
Tabla 2-2: Combinaciones de Carga para Diseño de los Muros	14
Tabla 2-3: Propiedades de los muros diseñados para el análisis	16
Tabla 2-4: Catálogo de datos de los movimientos sísmicos utilizados	26
Tabla 2-5: Modos de vibración para 6,12 y 20 pisos (Caso 1).	29
Tabla 2-6: Factores de amplificación dinámica y coeficientes de variación. Caso: 6 Pisos.	38
Tabla 2-7: Factores de amplificación dinámica y coeficientes de variación. Caso: 12 Pisos.	42
Tabla 2-8: Factores de amplificación dinámica y coeficientes de variación. Caso: 20 Pisos.	46
Tabla 2-9: Factores de amplificación dinámica según NZS3101 (2006)	49

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1: Configuraciones estructurales en elevación y planta. Caso: 6 pisos12
Figura 2-2: MVLEM de dos dimensiones (Orakcal et al., 2006)17
Figura 2-3: Ejemplo de modelado de un muro con MVLEM (Orakcal et al., 2006)18
Figura 2-4: Envolventes de tensión y compresión del modelo de Chang y Mander (1994) (Orakcal et al., 2006)
Figura 2-5: Ejemplo de divisiones de un muro en áreas tributarias para elementos internos y de borde (Orakcal et al., 2006)
Figura 2-6: Constitutiva Bi-lineal para rigidez a corte
Figura 2-7: Rotaciones y desplazamientos del elemento MVLEM (Orakcal et al., 2006).
Figura 2-8: Modelo constitutivo del acero de Menegotto y Pinto (1973) (Orakcal et al., 2006)
Figura 2-9 Resultados de Carga Experimental y Analítica versus Relaciones de Deformación Flexural
Figura 2-10: Amplitud final de los espectros escalados
Figura 2-11: Respuesta global en el tiempo de los muros (Caso 3 – 6 Pisos)
Figura 2-12: Respuesta en el tiempo del acero y concreto (Caso 3 – 6 Pisos)
Figura 2-13: Respuesta global en el tiempo de los muros (Caso 3 – 12 Pisos)
Figura 2-14: Respuesta en el tiempo del acero y concreto (Caso 3 – 12 Pisos)

Figura 2-15: Respuesta global en el tiempo de los muros (Caso 3 – 20 Pisos)	2
Figura 2-16: Respuesta en el tiempo del acero y concreto (Caso 3 – 20 Pisos)	3
Figura 2-17: Fuerzas de corte y momento por piso (Caso 1 – 6 Pisos)	5
Figura 2-18: Fuerzas de corte y momento por piso (Caso 2 – 6 Pisos)	6
Figura 2-19: Fuerzas de corte y momento por piso (Caso 3 – 6 Pisos)	7
Figura 2-20: Fuerzas de corte y momento por piso (Caso 1 – 12 Pisos)	9
Figura 2-21: Fuerzas de corte y momento por piso (Caso 2 – 12 Pisos)	0
Figura 2-22: Fuerzas de corte y momento por piso (Caso 3 – 12 Pisos)	1
Figura 2-23: Fuerzas de corte y momento por piso (Caso 1 – 20 Pisos)	.3
Figura 2-24: Fuerzas de corte y momento por piso (Caso 2 – 20 Pisos)	.4
Figura 2-25: Fuerzas de corte y momento por piso (Caso 3 – 20 Pisos)	-5

RESUMEN

El objetivo de la presente investigación es evaluar el factor de amplificación dinámica del corte para el caso de muros de hormigón armado en condiciones diferentes a muros en voladizo. Se estudió la amplificación dinámica para tres casos de dos muros acoplados, de iguales y distintas rigideces, de 6, 12 y 20 pisos. Los muros fueron diseñados usando las normas chilenas de diseño sísmico de edificios y diseño de hormigón armado. Se realizaron análisis modal espectral con el programa SAP2000 (C.S.I, 2009) y análisis tiempo historia no-lineales con el programa OpenSees (McKenna et al., 2006). Se usaron 16 registros escalados al espectro elástico obtenido de la norma chilena de diseño sísmico. Se evaluaron los factores de amplificación dinámica y compararon los resultados con los obtenidos por otros autores y con requisitos de normas que consideran dicho efecto. Se calculó el factor de amplificación dinámica del corte como el promedio de las 16 respuestas máximas obtenidas de los análisis tiempo historia. En este caso los valores son menores que los que propone la norma Neozelandesa NZS3101 (2006), lo cual nos indica que el acoplamiento entre muros puede reducir dicho factor. Esto nos indica que los factores de amplificación dinámica deben ser evaluados adecuadamente para el caso Chileno y no copiar normas internacionales.

Palabras Claves: Muros, Hormigón Armado, Análisis No Lineal, Sismo, Amplificación Dinámica.

ABSTRACT

The objective of this research is to evaluate the dynamic shear amplification factor for the case of reinforced concrete walls in conditions different from cantilevered walls. The dynamic amplification was studied for three cases of two coupled walls of equal or different rigidities, of 6, 12, and 20 floors. The walls were designed using Chilean standards for seismic design of buildings and reinforced concrete design. Spectral modal analysis was performed with the SAP2000 program (CSI, 2009) and nonlinear timehistory analysis was performed with the OpenSees program (McKenna et al., 2006). We used records scaled to the elastic spectrum obtained from the Chilean seismic design standard. Dynamic amplification factors were evaluated and the results compared with those obtained by other authors and with standards requirements that consider this effect. The dynamic shear amplification factor was calculated for the average of the maximum responses obtained from the 16 time-history analyses. In this case, the calculated factors are smaller than those proposed by the New Zealand standard NZS3101 (2006), which indicates that the coupling between walls may significantly reduce this value. This indicates that dynamic amplification factors must be properly evaluated for the Chilean case and not copied from international standards.

Keywords: Walls, Reinforced Concrete, Nonlinear Analysis, Earthquake, Dynamic Amplification.

1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 Introducción

Para realizar el diseño sísmico de edificaciones, normalmente las solicitaciones son obtenidas de un análisis modal espectral, NCh433 (INN, 2010), DS61 (MINVU, 2011), TSC (2007), NZS3101 (2006). Investigadores como Amaris (2002), Rutenberg (2004), Kazaz y Gülkan (2015) han mostrado que cuando se produce una rótula plástica en la base de un muro de hormigón armado los modos altos intervienen y el esfuerzo de corte que existe en esa zona del muro puede llegar a ser bastante mayor que el esfuerzo corte obtenido con el método de análisis modal espectral. Se ha venido implementando en las normas de diseño sísmico de edificios de hormigón armado, NZS3101 (2006), Eurocódigo 8 (CEN, 2004) ciertas expresiones que amplifican el esfuerzo de corte en la base de los muros.

Chile, al ser un país altamente sísmico, sufre regularmente movimientos sísmicos fuertes, lo que hace pensar que la amplificación dinámica al corte debería considerarse en su norma de diseño sísmico NCh433 (INN, 2010) y en la norma de diseño de hormigón armado NCh430 (INN, 2008). En la actualidad esto no ocurre. Debido a la filosofía de diseño, que resulta en gran densidad de muros por metro cuadrado en las edificaciones, usar un factor de amplificación dinámica al corte quizás haga que los muros sean sobredimensionados, haciendo que las estructuras sean más costosas. Es necesario evaluar el efecto de la amplificación dinámica del corte bajo condiciones de muros similares a los encontrados en edificios chilenos.

En cuanto a la modelación de los muros, para el análisis modal espectral se utilizarán elementos tipo barra con las propiedades geométricas de los muros.

Para el análisis tiempo historia no lineal se usa Orakcal et al. (2006). Quienes mejoraron el modelo de flexión de los muros con el uso de nuevas constitutivas para el hormigón considerando un modelo no acoplado de corte y flexión es decir se

suman los efectos para la deformación total, que resulta de la suma de la deformación por flexión más la deformación de corte.

El modelo permite dividir al muro en macro-fibras, a las cuales se les puede colocar una constitutiva tanto para el hormigón como para el acero longitudinal. Esto se comparó con resultados de muros rectangulares de hormigón armado ensayados en laboratorio, dando como resultado respuestas muy parecidas entre los resultados experimentales y los obtenidos con un análisis con el modelo antes descrito.

Más tarde Kolozvari et al. (2015) tomando como referencia el modelo anterior mejoraron la respuesta de los muros, incluyendo más parámetros como el de ingresar las cuantías de acero transversal y modificando la constitutiva del hormigón para obtener resultados aún más similares a los de los ensayos realizados en laboratorios, en este modelo si se implementa la interacción del corte con la flexión.

Para fines de esta investigación se usará el modelo de Orakcal et al. (2006), debido a que es un modelo estable y que no posee problemas de convergencia. Se usó también el modelo de Kolozvari et al. (2015) el cual tenía problemas de convergencia cuando se requería realizar un análisis tiempo historia no lineal, esto debido a que la respuesta del muro era muy sensible a pequeños cambios principalmente en la constitutiva del hormigón.

Algunos autores como Amaris (2002), quien analizó el factor de amplificación dinámica del corte para muros en voladizo de hormigón armado para diferentes alturas y ancho de muros. Rutenberg (2004) analizó varias configuraciones de muros entre lo más principal es que utilizó diferentes relaciones de rigideces y estudió un grupo de muros en conjunto. Kazaz y Gülkan (2015), en cambio analizaron muros de hormigón armado acoplados con marcos de momento, los detalles de cada uno de los investigadores se hablarán en la revisión literaria que se tiene más adelante, cabe recalcar que la presente investigación siguió como pauta lo que realizaron estos cuatro investigadores adaptando los resultados a las configuraciones de muros y movimientos sísmicos que se tiene no Chile.

1.2 Hipótesis

La hipótesis de este trabajo es que el acoplamiento de los muros mediante un diafragma rígido en cada piso reduce el valor del factor de amplificación dinámica del corte respecto a los valores obtenidos en estudios previos, que en su mayoría han analizado muros en cantiléver.

1.3 Objetivos

Acorde con la hipótesis expuesta, el objetivo general de esta tesis consiste en determinar el factor de amplificación dinámica para el caso de muros acoplados de rigideces diferentes. Los objetivos específicos son: 1) implementar un modelo que represente adecuadamente el comportamiento cíclico no lineal de los muros a estudiar, 2) comparar la respuestas obtenidas de los muros mediante un análisis modal espectral y un análisis tiempo historia no lineal para calcular el factor de amplificación dinámica del corte, 3) identificar resultados que permitan realizar de ser posible recomendaciones a la norma Chilena de diseño de hormigón NCh433 y DS60.

1.4 Revisión Bibliográfica

Amaris (2002) analizó un grupo de 6 muros en cantiléver, considerando configuraciones de 2 a 20 pisos con una altura de entrepiso de 3 m, con variaciones de longitud del muro en dirección del corte de $L_w = 2, 2.5, 3.33, 4, 5 y 5.6 m y$ con espesores de muro t_w que varían entre 0.2 y 0.25 m. En cada muro utilizó una carga puntual vertical de 200 kN por piso. Además utilizó un modelo histerético de Takeda para la constitutiva del hormigón. Usó 5 acelerogramas artificiales, de los cuales se ha tomado un promedio de ellos y luego se los ha escalado para una intensidad de 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0. Para obtener el factor de amplificación dinámica se compararon análisis tiempo historia no lineales, con él método (de diseño basado en desplazamientos (DBD). Encontrando que la fuerza de corte que se obtiene del análisis tiempo historia, en la base varía entre un 50% y 200% del valor de diseño.

Si se incrementa la intensidad del sismo se pueden obtener valores de 2.5 a 3.0 veces el valor del corte de diseño en la base.

Rutenberg (2004) analizó varias configuraciones de muros. Utilizó diferentes relaciones de rigideces y estudió el comportamiento de varios muros con relaciones de rigideces diferentes entre sí. Se realizaron análisis Pushover monotónicos y cíclicos y análisis tiempo historia no-lineales. Para el análisis tiempo historia no lineal se realizó una simplificación, para lo cual se modeló un grupo de 4 muros como un solo muro con propiedades combinadas. Se utilizaron 10 registros para realizar el análisis tiempo historia que tiene magnitud de momento entre 6.0 y 7.3 M_w. En la investigación se consideraron configuraciones de 8 y 10 pisos, con una altura de entrepiso de 2.7 y 3.0 m respectivamente, con variaciones en el primer caso de $L_w = 3$ y 6 m, en el segundo caso $L_w = 3$.5 a 7.0 m, En ambos casos se usó un espesor de muro t_w = 0.25 m. Para este estudio se utilizaron modelos que no representan adecuadamente la plastificación en altura.

Kazaz y Gülkan (2015) analizaron estructuraciones para casos de edificios de baja y mediana altura, pero con la particularidad que utilizaron muros acoplados con marcos regulares de hormigón armado. Utilizaron una carga distribuida de 1 tonf/m² en las vigas de acople y una carga axial que se encuentra entre 0 y $0.15*A_w*f^2c$, donde A_w es el área de la sección del muro y f^2c es la resistencia especificada a la compresión del hormigón. Se escalaron 10 pares de registros sísmicos al espectro elástico objetivo de la norma turca de diseño sísmico TSC (2007). A los muros se los dividió en varios segmentos para poder observar de mejor manera la distribución de la plasticidad en altura. Se consideraron configuraciones de 4, 8 y 12 pisos, con una altura de entrepiso de 3 m, con la longitud del muro en dirección del corte de Lw = 3, 5 y 8 m y espesor tw = 0.25 m para todos los casos. Encontraron que el factor de amplificación dinámica varía entre 1.5 y 1.8, y que no es constante en altura para sistemas duales de pórticos con muros de corte.

1.5 Metodología

Se ha considerado 3 grupos de estructuras de dos muros cada una, de 6, 12 y 20 pisos. Para cada altura de pisos se definen 3 grupos según las rigideces relativas entre los muros. Se ha considerado una altura de entre piso de 3 m y un ancho cooperante de carga de la losa de 6 metros. Los 3 casos de rigideces relativas de los dos muros acoplados por un diafragma rígido corresponden a los siguientes: dos muros de 5 m, un muro de 5 m y otro de 4 m y un muro de 5 m y otro de 3 m.

Estas dimensiones se escogieron para obtener rigideces flexurales relativas de los muros de aproximadamente 1.0, 2.0 y 4.5. Se eligió tener diferentes rigideces entre muros ya que los edificios en Chile poseen configuraciones con distintas dimensiones de muros. Inicialmente se considera un espesor de muros de 0.25 m.

Se ha considerado un peso por unidad de área de 0.98 ton-f/m² (Jünemann et al., 2015). Esto representa el peso total de los elementos estructurales y no estructurales (D) más el 25% de la carga viva (L). En este caso se utilizó como carga viva 0.20 ton-f/m², tomado de la norma chilena de cargas permanentes y cargas de uso NCh1537 (INN, 2009), y como carga muerta 0.93 ton-f/m².

Para estimar el período fundamental T_n de la estructura se usó la expresión $T_n = N/20$ (Wood et al., 1987), donde N es el número de pisos de la edificación, obteniendo periodos para 6, 12 y 20 pisos de 0.3 s, 0.6 s y 1.0 s, respectivamente.

Definidas las cargas por piso que tendrán los muros se procede a realizar un análisis modal espectral utilizando el programa SAP2000 (C.S.I, 2009). Los muros se modelan usando elementos tipo frame. Los muros se diseñan usando los códigos NCh433 (INN, 2010) y DS61 (MINVU, 2011). Para obtener los periodos fundamentales de los muros bajo los supuestos anteriormente descritos se modifica la masa sísmica hasta obtener los valores calculados de T_n .

Con el análisis anterior se obtienen los esfuerzos de diseño en la base de cada muro a diseñar. Los esfuerzos obtenidos para el diseño de los muros son: la fuerza axial (P), el corte basal (V) y el momento flector (M), para los tres estados de carga considerados en el análisis, que son: Carga Muerta (D), Carga Viva (L) y Sismo (E). Luego se utilizan las combinaciones de cargas establecidas en el código NCh433 Anexo B: 1.4 D, 1.2D + 1.6L, $1.2\text{D} + 1.0\text{L} \pm 1.4\text{E}$, $0.9\text{D} \pm 1.4\text{E}$.

Obtenidos los esfuerzos de diseño, hay que satisfacer la expresión $P_u \le 0.35 * f_c' * A_g$, del DS60 (MINVU, 2011), donde P_u es la carga axial más crítica de todas las combinaciones de carga, f_c' es la resistencia especificada a la compresión del hormigón y A_g es el área de la sección del muro.

En el caso que no se satisfaga la expresión anterior se aumentará el espesor de los dos muros de estudio. Esto se hace para mantener la relación de rigideces relativas de los muros iguales a las definidas al inicio. Los demás parámetros se calcularán utilizando el DS60 (MINVU, 2011) y ACI 318S-14 (ACI, 2014).

Para realizar el análisis tiempo historia no lineal primero se escogerán registros sísmicos chilenos para la zona sísmica 3 ($A_0 = 0.4g$) tomado de la norma NCh433 (INN, 2010) y una clasificación de suelo tipo D. Se escogieron 8 pares de registros sísmicos, de los cuales 4 pares de registros corresponden al sismo de 1985 y 4 pares al sismo de 2010. Los registros se ajustaron al espectro elástico definido en el código NCh433 (INN, 2010) y DS61 (MINVU, 2011), para la zona sísmica y tipo de suelo definidos anteriormente. Para ajustar los registros se usó el método de amplitud de escala (ASCE7, 2016).

Se realizan análisis tiempo historia con el programa computacional OpenSees (McKenna et al., 2006). Los muros se modelan usando el modelo de Orakcal et al. (2006). El modelo consiste en la utilización de macro-fibras que representan un modelo genérico de muro en dos dimensiones, denominado MVLEM.

Con estos resultados se hará una comparación de los esfuerzos internos de los elementos, para lo cual se tomará como respuesta final el promedio de los esfuerzos máximos obtenidos con los 16 registros analizados, con lo cual se podrá obtener el factor de amplificación dinámica al corte.

1.6 Futuras Investigaciones

El presente estudio da lugar a futuras investigaciones ya que da la pauta y una metodología para el estudio de muros acoplados de hormigón armado, se puede completar el trabajo para las diferentes zonas sísmicas restantes que posee Chile y para los otros tipos de suelo en donde están implantados otras estructuras habitacionales similares y obtener los resultados para el factor de amplificación dinámica y dar recomendaciones a las norma de diseño vigentes como son NCh433 (INN, 2010), DS61 (MINVU, 2011), NCh430 (INN, 2008) y el reglamento DS60 (MINVU, 2011).

Se podría implementar un modelo más reciente ya que existen trabajos posteriores al de Orakcal et al. (2006), el cual implementa como valor de entrada el colocar el valor de la cuantía de acero de refuerzo que se ha colocado al corte, lo cual se tiene de dato al momento de realizar el diseño de los muros, dicho modelo fue desarrollado por (Kolozvari et al., 2015). En la presente investigación inicialmente se intentó utilizar el modelo de muros más actual, pero tenía muchos problemas de convergencia, habría que evaluar utilizar otros integradores que sean más estables o buscar las técnicas adecuadas para la modelación de los muros, dicho modelo no funcionaba para factores de escalamiento de sismos pequeños, para los que se utilizaron el presente estudio eran en teoría demasiado grandes para el modelo implementado.

También se puede evaluar no solo acoplar los muros mediante un diafragma rígido por piso es decir dar el mismo desplazamiento horizontal piso a piso, sino más bien acoplarlos mediante vigas que transmitan corte a los muros y no solo utilizar dos muros sino un grupo de 3 o más muros, variando las inercias relativas entre cada uno y tener una mayor cantidad de datos para poder dar recomendaciones más precisas a las normas de diseño antes mencionadas.

2. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA AL CORTE Y DESARROLLO DEL PROBLEMA

2.1 Estado del arte

En algunas normas de diseño sísmico, como la norma Neozelandesa NZS3101 (2006) y el Eurocódigo 8 (CEN, 2004), para calcular la resistencia al corte en muros se considera un factor de amplificación dinámica del corte debido a la influencia de los modos superiores de la estructura. La norma Chilena no considera dicho factor de amplificación NCh430 (INN, 2008) y el D60 (MINVU, 2011).

El factor de amplificación dinámica del corte es la relación que existe entre el máximo esfuerzo de corte obtenido de un análisis tiempo historia no lineal y el corte último de diseño multiplicado por el factor de sobre resistencia que se toma generalmente del muro del primer piso, donde se espera que se genere la rótula plástica.

Amaris (2002) analizó el factor de amplificación dinámica del corte para muros en voladizo de hormigón armado de diferentes alturas y anchos, encontrando que la fuerza de corte en la base oscilaba entre un 50% y 200% del valor de diseño. Si se incrementa la intensidad del sismo se pueden obtener valores de 2.5 a 3.0 veces el valor del corte de diseño en la base, lo cual puede ocasionar la aparición de rótulas plásticas en lugares no deseados. Rutenberg (2004) analizó varias configuraciones de muros acoplados por una viga o un elemento rígido que transmite esfuerzos de carga axial entre los muros, con distintas relaciones de rigideces entre muros, lo cual da una estimación más real de la respuesta sísmica de la estructura para lo cual hizo dos ejemplos numéricos uno haciendo un pushover y el otro un análisis tiempo historia. Los resultados de su trabajo concluyen que el valor del corte en la base proporcionado por el código subestima los valores encontrados con los modelos numéricos estudiados. En este caso los modelos son puramente flexurales y no

se hayan utilizado rótulas con longitud definida. Para finalizar, el modelo muestra que en los muros más cortos la fuerza de corte puede ser mucho mayor que la obtenida con los supuestos habituales. Kazaz y Gülkan (2015) estudiaron sistemas de muros y marcos en estructuraciones de baja y mediana altura, con una carga axial gravitacional comprendida entre 0 y $0.15*(A_g*f'_c)$, donde A_g es el área de la sección del muro y f'c es la resistencia especificada a la compresión del hormigón. Encontraron que el factor de amplificación dinámica varía entre 1.5 y 1.8, y que no es constante en altura para sistemas duales de pórticos con muros de corte. Para este caso, en que se tienen grandes diferencias de rigidez entre los miembros, es decir, entre una columna y un muro de hormigón armado, el análisis dinámico no lineal hace que los modos altos participen aumentando la fuerza de corte basal, además de que se produzcan datos muy conservadores de aceleración y corte que puedan conducir a una sobrestimación del factor de amplificación dinámica.

De estos estudios se concluye que, para las configuraciones consideradas, el factor de amplificación dinámica varía entre 1.5 y 3.0 y se ve contribuido principalmente por los modos superiores de la estructura. Por lo tanto sería importante considerar este efecto al diseñar un edificio de muros.

Las principales limitaciones de estos estudios son que utilizaron estructuraciones simplificadas de edificios (muros en voladizo) y modelos simples de comportamiento de los muros que podrían no capturar de forma más precisa el comportamiento no lineal de la estructura en general ante una solicitación sísmica.

El objetivo del presente trabajo consiste en evaluar el coeficiente de amplificación dinámica para el caso de muros *acoplados* de rigideces diferentes mediante un diafragma rígido por piso es decir, que tendrán el mismo desplazamiento horizontal en cada nivel. Se usa un modelo que representa adecuadamente el comportamiento cíclico no lineal de los muros a estudiar, luego se comparan la respuestas obtenidas de los muros mediante un análisis modal espectral y mediante un análisis tiempo historia no lineal, y finalmente se identifican los resultados que permitan realizar de

ser posible, recomendaciones a la norma chilena NCh433 de diseño sísmico de edificios (INN, 2010).

Para alcanzar dichos objetivos se usarán modelos lineales y no lineales para simular el comportamiento de muros de hormigón armado. Primero se realizarán modelos lineales en el programa computacional SAP2000 (C.S.I, 2009), con los cuales se obtendrán las solicitaciones de diseño mediante el análisis modal espectral definido en el código NCh433 (INN, 2010) y DS61 (MINVU, 2011). Los muros se diseñarán usando la norma NCh430, Hormigón Armado – requisitos de diseño y cálculo (INN, 2008) y el reglamento DS60 (MINVU, 2011). Una vez realizado el diseño de los muros, se hará un modelo no-lineal basado en elementos de macro-fibras para lo cual se implementará el modelo de Orakcal et al. (2006) en los muros que se van a estudiar, el cual mejora la respuesta de la plasticidad en altura. Inicialmente se trató de usar el modelo de Kolozvari et al. (2015), pero se tenía problemas de convergencia al realizar un análisis tiempo historia no lineal, se observó que es un modelo muy sensible a los cambios en los parámetros sobre todo en la constitutiva del hormigón. Se realizará un análisis tiempo historia no-lineal con el programa computacional OpenSees (McKenna et al., 2006), con el cual se evaluará la respuesta de la estructura sometida a movimientos sísmicos disponibles en bases de datos para Chile. Luego, con estos resultados se hará una comparación de los esfuerzos internos de los elementos en este caso para los cortes y momentos obtenidos por pisos de los dos análisis previamente descritos y así se podrá caracterizar el factor de amplificación dinámica al corte de los muros de hormigón armado que se han diseñado previamente.

En la siguiente sección se describen los modelos de las estructuras analizadas, incluyendo el método de diseño y los modelos.

2.2 Modelación

2.2.1 Estructuraciones a analizar

Se han considerado 9 estructuras con dos muros cada una, divididas en 3 grupos según el número de pisos, que en este caso son 6, 12 y 20, y en 3 casos según las rigideces relativas entre los muros. Se ha considerado una longitud libre de extremo a extremo del muro base de 5 m y una altura de entre piso de 3 m y un espesor de muro inicial de 0.25m. Se ha elegido 6 metros de ancho cooperante de losa debido a que con las configuraciones iniciales se han obtenido una media de la densidad de muros en este caso longitudinal de 2.7%, valor que coincide con valores presentados por Jünemann et al. (2015). El valor de la densidad longitudinal de los muros varía dependiendo del diseño de los muros para el caso de 12 y 20, pisos obteniéndose medias de densidad de muros 3.2% y 4.3% respectivamente, algo mayores.

Por cada grupo, según el número de pisos, se tienen a su vez 3 casos de dos muros acoplados: dos muros de 5 m de largo, un muro de 5 m y otro de 4 m y un muro de 5 m y otro de 3 m. En la Figura 2-1 se muestran las configuraciones para el caso de 6 pisos. Las dimensiones de los muros se escogieron para obtener rigideces flexurales relativas de aproximadamente 1.0, 2.0 y 4.5. El cálculo se simplifica a dividir la inercia del muro más largo para las inercias de los demás muros, para lo cual se utiliza la siguiente expresión: $I_w = t_w * L_w^3/12$, donde I_w es la inercia del muro, t_w es el espesor del muro y L_w es la longitud del muro.

Se escogieron diferentes rigideces ya que los edificios chilenos poseen configuraciones con distintas dimensiones de muros.



Figura 2-1: Configuraciones estructurales en elevación y planta. Caso: 6 pisos.

Para los casos de 12 y 20 pisos se ha mantenido las mismas plantas que se muestran en la Figura 2-1. En cuanto al espesor de los muros, como ya se mencionó anteriormente, se ha iniciado con 0.25 m y se ha modificado de acuerdo al resultado del diseño siguiendo la norma de diseño de hormigón armado NCh430 (INN, 2008). Cuando fue necesario según los requisitos de la norma, se modificaron los espesores de ambos muros, esto se hace para mantener la relación de rigideces relativas de los muros, iguales a las definidas al inicio haciendo que las configuraciones de los muros sean compatibles.

Se ha calculado la relación de carga axial para los muros de 6, 12 y 20 pisos para las configuraciones propuestas obteniéndose valores medios de 8.8%, 14.6% y 18.3% respectivamente con un promedio de 13.9%. Jünemann et al. (2015) evaluaron la relación de carga axial para edificios Chilenos obteniendo valores entre 6% y 16%. Para 20 pisos el valor de la relación de carga axial calculado es levemente mayor a los presentados anteriormente.

Los muros se conectaron mediante un diafragma rígido por piso, es decir, se han restringido los grados de libertad horizontales para que sean iguales en ambos muros; este efecto refleja el acoplamiento de los muros por la presencia de la losa, cabe recalcar que no se modeló este último elemento como tal por lo que no se considera acoplamiento de corte que transmita cargas verticales entre los muros.

En cuanto a la distancia libre de los muros se ha elegido 5 metros, no porque sean configuraciones típicas de edificaciones Chilenas sino más bien para tratar de ajustarse a la densidad de muros y relaciones de carga axial calculadas para este estudio. Este valor no afecta los resultados si se decidiera que los muros tengan distancias libres entre sí más cortas debido a que se ha hecho el supuesto de que los muros tengan compatibilidad de deformaciones en sus grados de libertar horizontales por piso.

2.2.2 Periodo y masa sísmica

Para edificaciones habitacionales en el caso de Chile se ha considerado un peso por unidad de área de 0.98 ton-f/m² (Jünemann et al., 2015). Esto representa el peso total de los elementos estructurales y no estructurales (D) más el 25% de la carga viva (L). En este caso se utilizó como carga viva 0.20 ton-f/m² valor estipulado en la norma de cargas permanentes y cargas de uso NCh1537 (INN, 2009).

Para estimar el período fundamental T_n de la estructura se usó la expresión $T_n = N/20$ (Wood et al., 1987), donde N es el número de pisos de la edificación. La Tabla 2-1 resume los periodos obtenidos para cada caso.

Tabla 2-1: Períodos según el número de pisos.

No. Pisos	$T_n = N/20$ (s)
6	0.3
12	0.6
20	1.0

Se ajustó el valor de la masa sísmica para cada una de las tres estructuraciones para obtener los valores de períodos de la Tabla 1, más no la carga axial que reciben los muros por piso debido al ancho cooperante de carga definido anteriormente. Para el caso del amortiguamiento se ha tomado un valor de 5%, que es el valor con que se diseñan los muros según la norma Chilena de diseño sísmico de edificios (INN, 2010).

2.2.3 Diseño de los Muros

En primer lugar se hizo un análisis modal espectral utilizando el programa computacional SAP2000 (C.S.I, 2009), para obtener los esfuerzos de diseño en la base de cada muro a diseñar. Los esfuerzos obtenidos para el diseño de los muros son: la fuerza axial (P), el corte basal (V) y el momento flector (M), para los tres estados de carga considerados en el análisis, que son: Carga Muerta (D), Carga Viva (L) y Sismo (E). Luego se utilizan las combinaciones de cargas establecidas en el código NCh433 Anexo B, que se indican en la Tabla 2-2.

Tabla 2-2: Combinaciones de Carga para Diseño de los Muros.

Casos de Carga
1.4D
1.2D + 1.6L
$1.2D + 1.0L \pm 1.4E$
$0.9D \pm 1.4E$

Obtenidos los esfuerzos de diseño, hay que satisfacer la expresión $P_u \le 0.35 * f'_c * A_g$, DS60 (MINVU, 2011), donde P_u es la carga axial más crítica de todas las combinaciones de carga, f'_c es la resistencia especificada a la compresión del hormigón y A_g es el área de la sección del muro. Según el DS60 (MINVU, 2011), se debe verificar si el muro necesita armadura de confinamiento en los bordes, para lo cual se emplea la siguiente ecuación:

$$c \ge \frac{l_W}{600\left(\frac{\delta' u}{h' w}\right)} \tag{2-1}$$

Donde:

c = Posición del eje neutro en estado último.

 $l_w =$ Longitud del muro.

 δ'_u = Desplazamiento lateral de diseño en el techo DS61 (MINVU, 2011).

 h'_w = Altura de un muro medida desde el extremo superior del muro a la sección analizada.

Si el valor de la posición del eje neutro es mayor o igual a la expresión descrita anteriormente entonces el muro necesita confinamiento, el espesor del muro debe ser $t_w \ge 30cm$ y la longitud a confinar en el muro medida desde su borde comprimido debe ser $c_c > t_w$. Una buena práctica de diseño es colocar como refuerzo de borde al menos el 1% de la sección de borde confinada. El refuerzo transversal en la zona confinada debe cumplir con la cuantía de confinamiento para columnas rectangulares DS60 (MINVU, 2011).

Para la armadura de corte en el alma ACI 318S-14 (ACI, 2014) establece que la resistencia nominal del muro al corte es $V_n \leq 2.65A_{cv}\sqrt{f_c'}$, donde A_{cv} es el área a corte del muro y f_c' es la resistencia especificada a la compresión del hormigón. Las cuantías vertical y horizontal que se colocan en el alma, $\rho_w y \rho_t$ deben ser mayores o iguales a 0.0025.

Además, cuando no se requiera confinamiento especial de borde se debe cumplir que, si la cuantía vertical de borde ρ_b es mayor que 2.8/ f_y se requiere armadura transversal (ACI, 2014). También se verificaron las derivas máximas por piso para todos los casos de estudio, las cuales cumplen con lo estipulado en la NCh433 (INN, 2010) que no excedan el valor de 0.002.

La Tabla 2-3 resume las dimensiones y refuerzos de los muros diseñados para cada caso de estructuración.

	Propiedades de los Muros										
No. Pisos	Caso	L _w (m)	b _w (m)	$A_w(m^2)$	I _w (m ⁴)	ρь	ρ _w	ρ _t			
	1	5.00	0.25	1.250	2.604	0.0183	0.0063	0.0060			
	2	5.00	0.25	1.250	2.604	0.0183	0.0063	0.0060			
6	2	4.00	0.25	1.000	1.333	0.0122	0.0043	0.0044			
	2	5.00	0.25	1.250	2.604	0.0183	0.0063	0.0060			
	3	3.00	0.25	0.750	0.563	0.0074	0.0031	0.0035			
	1	5.00	0.30	1.500	3.125	0.0112	0.0026	0.0030			
	2	5.00	0.30	1.500	3.125	0.0112	0.0026	0.0029			
12		4.00	0.30	1.200	1.600	0.0112	0.0026	0.0030			
12	3	5.00	0.30	1.500	3.125	0.0112	0.0026	0.0030			
		3.00	0.30	0.900	0.675	0.0112	0.0030	0.0037			
	1	5.00	0.40	2.000	4.167	0.0106	0.0025	0.0028			
	2	5.00	0.40	2.000	4.167	0.0106	0.0025	0.0028			
20	2	4.00	0.40	1.600	2.133	0.0106	0.0025	0.0028			
	2	5.00	0.40	2.000	4.167	0.0106	0.0025	0.0028			
	3	3.00	0.40	1.200	0.900	0.0106	0.0028	0.0028			

Tabla 2-3: Propiedades de los muros diseñados para el análisis.

2.2.4 Modelo No Lineal

Para evaluar la respuesta no lineal de las configuraciones de muros se realizan análisis tiempo historia con el programa computacional OpenSees (McKenna et al., 2006). Los muros se modelan usando el modelo de Orakcal et al. (2006). El modelo consiste en la utilización de macro-fibras que representan un modelo genérico de muro en dos dimensiones, denominado MVLEM, que se muestra en la Figura 2-2.



Figura 2-2: MVLEM de dos dimensiones (Orakcal et al., 2006).

Los elementos fibra verticales (elementos $k_1 a k_n$) están unidos en sus extremos por vigas rígidas, lo que permite modelar el comportamiento axial y el flexural. En la Figura 2-3 se muestra un ejemplo de un muro de varios pisos modelado con MVLEM, donde m representa el número de pisos que el usuario considere utilizar en su análisis.



Figura 2-3: Ejemplo de modelado de un muro con MVLEM (Orakcal et al.,

2006).

El usuario debe definir el número de fibras, y les debe asignar una constitutiva. Por ejemplo, los elementos k_1 y k_n son fibras que pueden representar los elementos de borde de un muro de hormigón armado, con constitutivas diferentes de las fibras intermedias (k_2 a la k_{n-1}) debido al confinamiento del hormigón, en este caso se utilizó la constitutiva tanto para hormigón confinado y no confinado de Chang y Mander (1994), que en el programa OpenSees (McKenna et al., 2006) está definida como Concrete 07, en la Figura 2-4 se muestra la constitutiva para el hormigón antes mencionada.



Strain, ϵ_{c}

Figura 2-4: Envolventes de tensión y compresión del modelo de Chang y Mander (1994) (Orakcal et al., 2006).

Los parámetros utilizados para el material utilizado en la implementación del modelo en OpenSees (McKenna et al., 2006) son los siguientes:

Concrete07 \$matTag \$fc \$ec \$Ec \$ft \$et \$xp \$xn \$r

\$matTag etiqueta única del material.

\$fc resistencia a la compresión del hormigón (la compresión es negativa)*.

\$ec deformación del hormigón en máxima compresión*.

\$Ec modulo elástico inicial del hormigón.

\$ft resistencia a la tracción del hormigón (tensión es positiva)*.

\$et deformación de tensión del hormigón en máxima tensión de resistencia.

\$xp término no dimensional que define la deformación en la que el descenso en línea recta comienza en tensión.

\$xn término no dimensional que define la deformación en la que comienza el descenso en línea recta en compresión.

\$r parámetro que controla la rama descendente no lineal.

La Figura 2-5 muestra un ejemplo de cómo se componen las diferentes fibras que puede tener el muro representado con MVLEM, que son tantas como el usuario crea conveniente de asignar.



Figura 2-5: Ejemplo de divisiones de un muro en áreas tributarias para elementos internos y de borde (Orakcal et al., 2006).

Para el elemento de corte k_H se utilizó la constitutiva bi-lineal que se presenta en la Figura 2-6, donde los valores de rotación se definieron acorde a Kazaz y Gülkan (2015). Para la rotación de fluencia se usó la expresión $\theta_y = 0.5 l_b \varepsilon_y / h_b$, donde l_b es el promedio de la longitud de la viga o losa que representa en este caso el acople y h_b es el promedio de la altura de la viga o losa para este caso. En este caso se han utilizado los siguientes valores: $\varepsilon_y = 0.0021$, $l_b = variable$, $h_b = 0.25 m$. A_{eff} corresponde al área efectiva al corte del muro. En este caso es igual que A_g. G que se calcula con la siguiente ecuación:

$$G = \frac{1}{2*(1+\nu)} * Ec$$
 (2-2)

Donde:

 $G = M \circ du lo de corte.$

v = Coeficiente de Poisson en este caso es igual a 0.2.

 E_c = Módulo de elasticidad del material utilizado.

Para el corte de fluencia se tiene la siguiente expresión: $V_y = \theta_y * G * A_{eff}$.



Figura 2-6: Constitutiva Bi-lineal para rigidez a corte.

La rotación relativa entre la cara inferior y la superior del elemento muro se produce alrededor del eje neutro a una altura *ch*. Los desplazamientos y rotaciones transversales son calculados basados en la curvatura del muro, que es obtenida de la sección y propiedades de los materiales correspondientes al momento flector a la altura *ch* de cada elemento, ver explicación en la Figura 2-7.



Figura 2-7: Rotaciones y desplazamientos del elemento MVLEM (Orakcal et

al., 2006).

Con todos estos datos se puede calcular la matriz de rigidez del elemento relativa a los tres grados de libertad de deformación, en donde k_i es la rigidez del i-ésimo elemento uniaxial y x_i es la distancia del i-ésimo elemento uniaxial al eje neutro, obteniendo la siguiente matriz de rigidez:

$$[K] = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^{n} k_{i} & -\sum_{i=1}^{n} k_{i}x_{i} & \sum_{i=1}^{n} k_{i}x_{i} \\ sim & k_{H}c^{2}h^{2} + \sum_{i=1}^{n} k_{i}x_{i}^{2} & k_{H}c(1-c)h^{2} - \sum_{i=1}^{n} k_{i}x_{i}^{2} \\ sim & sim & k_{H}(1-c)^{2}h^{2} + \sum_{i=1}^{n} k_{i}x_{i}^{2} \end{bmatrix}$$
(2-3)

Para todos los casos de estudio de los muros, se han dividido en dos secciones horizontales por piso, existen recomendaciones que es más conveniente usar tres o cuatro divisiones en los primeros pisos y luego ir espaciando, pero en este caso se hizo análisis previos que indicaban que los cambios eran mínimos entre utilizar dos divisiones versus utilizar tres o cuatro, además al incrementar las divisiones de los muros se aumenta considerablemente el tiempo de análisis, por lo que no se utilizó dicha recomendación, se ha utilizado el elemento MVLEM en toda la estructuración, lo cual permite identificar la plastificación de la armadura longitudinal a lo largo de la altura del muro. Se utilizaron valores de la fluencia de las barras, f_y considerando el factor de sobre resistencia en el acero que sugiere un aumento en la tensión de fluencia de un 25%, para el cual se utilizó la constitutiva de Menegotto y Pinto (1973) ver parámetros en la Figura 2-8.



Figura 2-8: Modelo constitutivo del acero de Menegotto y Pinto (1973)

```
(Orakcal et al., 2006).
```

El material utilizado con su constitutiva en el programa OpenSees (McKenna et al., 2006) está definido como Steel02 y sus parámetros son los siguientes:

Steel02 \$matTag \$Fy \$E0 \$b \$R0 \$cR1 \$cR2 <\$a1 \$a2 \$a3 \$a4

\$matTag etiqueta única del material

- \$Fy límite de resistencia a la fluencia del acero.
- \$E0 módulo de Young.

\$b razón de endurecimiento por deformación.

\$R0 \$CR1 \$CR2 parámetros que controlan la transición de un comportamiento elástico a plástico: \$R0=20, \$cR1=0.925, \$cR2=0.15.

\$a1 parámetro de endurecimiento isotrópico. (\$a1=0).

\$a2 parámetro de endurecimiento isotrópico. (\$a1=1).

\$a3 parámetro de endurecimiento isotrópico. (\$a1=0).

\$a4 parámetro de endurecimiento isotrópico. (\$a1=1).

En cuanto a resultados experimentales de los muros versus los resultados analíticos se tiene una buena referencia de Orakcal et al. (2006) en el cual se validan muros que están muy bien instrumentados comparándolos con modelos no lineales desarrollados en su investigación, obteniendo respuestas muy parecidas en comportamientos cíclicos, lo cual nos da un buen indicador de que dicho modelo se puede implementar sin problemas y dándonos buenos resultados en la presente investigación.

Se presenta los resultados obtenidos (Figura 2-9), del test para un muro rectangular denominado RW2 (Thomsen y Wallace, 1995) versus el mismo muro implementado con el modelo de (Orakcal et al., 2006).



Figura 2-9 Resultados de Carga Experimental y Analítica versus Relaciones de

Deformación Flexural.

2.3 Conjunto de registros utilizados

Se tomó un conjunto de 8 pares de registros chilenos que se escogieron según el tipo de suelo y zona sísmica, los que se indican en la Tabla 4. Se utilizaron 4 pares de registros del sismo de 1985 y 4 pares de registros del sismo de 2010. Los registros se ajustaron al espectro elástico definido en el código NCh433 (INN, 2010) y DS61 (MINVU, 2011), para la zona sísmica 3 (A₀=0.4g) y una clasificación de suelo tipo D.

Para ajustar los registros se usó el método de amplitud de escala (ASCE7, 2016). El cual indica que en el rango de periodos entre $0.2T_n$ y $2.0T_n$, donde T_n es el período objetivo de cada estructura, la media de los espectros de los 16 registros obtenidos no debe ser menor que el 90% del valor del espectro objetivo. En este caso, al ser un estudio en 2D, se ha obtenido un factor de modificación (FE) del registro para cada uno de los 16 registros. En la Tabla 2-4 se muestran los factores FE de cada registro para cada período objetivo.

No	Acclorogramag	450	М	PGA	FE	FE	FE
110.	Acelerogramas	Апо	IVIW	(g)	$(T_n = 0.3s)$	$(T_n = 0.6s)$	$(T_n = 1.0s)$
1	El Almendral N50E			0.2972	1.6300	1.9622	2.1067
2	El Almendral S40E'			0.1658	2.1948	3.7721	3.4486
3	Constitución 85 L		8	0.1305	3.5807	5.4275	2.6886
4	Constitución 85 T	1095		0.080	5.8321	6.4356	6.0674
5	Llayllay N80W	1985		0.4743	1.2279	1.4530	1.6496
6	Llayllay S10W			0.3522	1.8192	1.7466	2.1361
7	Viña del Mar N70W			0.2373	2.7838	2.4884	2.8715
8	Viña del Mar S20W			0.3625	2.7557	1.4953	1.9476
9	Constitución L			0.5375	0.8366	1.1297	2.1720
10	Constitución T		8.8	0.6257	0.5719	0.8534	1.1002
11	Llolleo L			0.5572	0.7623	1.7745	1.9036
12	Llolleo T	2010		0.3251	1.4681	1.9908	3.9609
13	Matanzas L	2010		0.3441	1.6289	1.3420	1.7406
14	Matanzas T			0.2863	1.9279	1.7626	3.0568
15	Viña Centro EW			0.3309	2.1249	1.2283	2.6953
16	Viña Centro NS			0.2185	2.6259	2.5433	2.5149

Tabla 2-4: Catálogo de datos de los movimientos sísmicos utilizados.

En la Figura 2-10 se muestran los espectros de cada registro, la media de los espectros y el espectro objetivo para cada T_n .



Figura 2-10: Amplitud final de los espectros escalados.

2.4 Factor de amplificación dinámica

2.4.1 Definiciones

El factor de amplificación dinámica del corte es la relación que existe entre el máximo esfuerzo de corte obtenido de un análisis tiempo historia no lineal V_i^{TH} y el corte de diseño (Ec. 2-4), el que se obtiene de multiplicar el corte calculado con las

combinaciones de carga V_{ui} por el factor de sobre resistencia de los materiales ϕ_0 . El factor de sobre resistencia se calcula como la razón entre el momento probable M_{pr} en la sección crítica del muro y el momento calculado con las combinaciones de carga M_u en esa misma sección DS118 (MINVU, 2010) indicado en (Ec. 2-5).

$$\omega_i = \frac{V_i^{TH}}{\phi_0 V_{ui}} \tag{2-4}$$

$$\phi_0 = \frac{M_{Pr}}{M_{u(base)}} \tag{2-5}$$

Para estimar M_{pr} se incrementa en un 25% la resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, obteniendo un diagrama de interacción modificado. Se ingresa en la curva de interacción carga axial (P) versus momento flector (M) no reducida, con un valor de P que resulta de la suma del 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva, encontrando así el valor de M_{pr} de cada muro estudiado.

En la Tabla 2-5 se presentan los modos de vibración para el Caso 1 de estudio ya que los modos de los demás casos son prácticamente los mismos. Se indican los modos de vibración obtenidos en el análisis modal espectral con SAP2000 y los que se obtuvieron con un análisis tiempo historia no lineal utilizando OpenSees. Como pueden observarse, los resultados son consistentes entre ambos modelos.

	No. Pisos									
Mada		6	1	12	20					
NIOdo	Tr	1 (s)	Tr	n (s)	Tn (s)					
	SAP2000	OpenSees	SAP2000	OpenSees	SAP2000	OpenSees				
1	0.300	0.300	0.600	0.600	1.003	1.001				
2	0.058	0.047	0.102	0.094	0.163	0.157				
3	0.025	0.016	0.046	0.033	0.060	0.056				
4	0.023	0.008	0.046	0.017	0.053	0.028				
5	0.023	0.005	0.040	0.010	0.053	0.017				
6	0.016	0.004	0.023	0.007	0.032	0.011				
7	-			0.015 0.005		0.008				
8	-	-	0.015	0.004	0.018	0.006				
9	-	-	0.015	0.003	0.018	0.005				
10	-	-	0.012	0.002	0.015	0.004				
11	-	-	0.010	0.002	0.011	0.003				
12	-	-	0.009	0.002	0.011	0.003				
13	-	-	-	-	0.011	0.002				
14	-	-	-	-	0.009	0.002				
15	-	-	-	-	0.008	0.002				
16	-	-	-	-	0.008	0.001				
17	-	-	-	-	0.008	0.001				
18	-	-	-	-	0.007	0.001				
19	-	-	-	-	0.006	0.001				
20	-	-	-	-	0.006	0.001				

Tabla 2-5: Modos de vibración para 6,12 y 20 pisos (Caso 1).

Se puede observar que el período fundamental (Modo 1), coincide para los dos casos indicados ya que se ha modificado la masa sísmica para poder obtener los valores propuestos en la Tabla 2-1. Para los otros modos de vibración, los periodos no coinciden con sus valores numéricos comparando los obtenidos con SAP2000 y OpenSees. Esto se debe principalmente a las diferencias entre rigideces que tienen los muros ya que en el programa computacional OpenSees se ingresan macro-fibras

que cambian la rigidez del sistema dependiendo de la armadura longitudinal que se coloque y el programa SAP2000 no contempla dichos cambios.

2.4.2 Respuesta de los muros

En las Figuras 2-11 a 2-16 se presentan las respuestas globales de los muros de 5 m y 3 m para el Caso 3 para 6, 12 y 20 pisos. Los resultados son extraídos para un elemento de borde y un elemento interno correspondiente a la base de los muros mencionados, para el sismo Llayllay N80W, el cual se ha tomado como ejemplo ya que se repite el mismo patrón de resultados para la mayoría de casos estudiados, es decir para los 16 análisis tiempo historia analizados.



Figura 2-11: Respuesta global en el tiempo de los muros (Caso 3 – 6 Pisos).



Figura 2-12: Respuesta en el tiempo del acero y concreto (Caso 3 – 6 Pisos).



Figura 2-13: Respuesta global en el tiempo de los muros (Caso 3 – 12 Pisos).



Figura 2-14: Respuesta en el tiempo del acero y concreto (Caso 3 – 12 Pisos).



Figura 2-15: Respuesta global en el tiempo de los muros (Caso 3 – 20 Pisos).



Figura 2-16: Respuesta en el tiempo del acero y concreto (Caso 3 – 20 Pisos).

De las figuras anteriores se puede apreciar que para el caso de 6 pisos, tanto la armadura de borde como la armadura interna del muro de 5 m han fluido, mientras que para el muro de 3 m la armadura de borde es la única que fluye, mientras que la interna tiene un valor cercano a la fluencia. Esto quiere decir que para dos muros y este número de pisos se espera que el momento en la base sea muy cercano al M_{pr}, además se ha verificado en el análisis tiempo historia que el muro de 5 m fluye primero como era de esperarse lo cual ratifica que el comportamiento de los muros y resultados concuerdan con lo que se esperaba que suceda en un análisis tiempo historia

En el caso de 12 pisos el acero de refuerzo del elemento de borde del muro de 5 m es el único que fluye; para el muro de 3 m la armadura no fluye y se mantiene en el rango lineal. Esto ratifica lo observado anteriormente, que el muro de mayor inercia a la flexión en este caso el muro de 5 m fluye primero.

Por último, tenemos el caso de 20 pisos en el cual la respuesta de la armadura de los dos muros se mantiene lineal. Esto indica que, juntamente con el caso anterior, no

se va a desarrollar el M_{pr} calculado en la base de los muros. De todas formas habrá que verificar si efectivamente existe amplificación dinámica, aunque se espera amplificación cuando la armadura fluye en la base de los muros formándose una rótula plástica.

La respuesta global de los muros (Figura 2-11, 2-13 y 2-15), en términos del desplazamiento de techo versus el corte basal, muestra que la configuración de 6 pisos es la que más afectada se encuentra debido a que se tiene una gran deformación para la altura que tienen los muros, lo cual corrobora que la armadura en la base fluya y posiblemente se tenga un mayor nivel de daño que para los casos de 12 y 20 pisos en los cuales la armadura en la base prácticamente no fluye.

La respuesta de los elementos de borde e internos de los muros (Figura 2-12, 2-14 y 2-16), en el concreto se puede observar ciertas distorsiones en la respuesta, esto se debe a que el modelo predice con una buena exactitud las respuestas globales del elemento, pero como se menciona en la investigación de Orakcal et al. (2006) para el caso del hormigón se subestiman significativamente los valores de compresión del hormigón y quizás por esta razón pueda que el modelo no sea preciso en la simulación de degradación de la resistencia.

2.4.3 Resultados

2.4.3.1 Caso 6 Pisos

Las Figuras 2-17 a 2-19 muestran la distribución por piso del corte y momento obtenidos para la configuración de 6 pisos. V_u y M_u son las fuerzas mayoradas de diseño de corte y flexión; V_{TH}, M_{TH} son los promedios de las fuerzas máximas por piso de los 16 casos de análisis tiempo historia estudiados. Las líneas de trazos representan los promedios menos una desviación y más una desviación estándar. Además se muestran ϕ_0M_u , que en este caso tomado como referencia la base de los muros es el M_{pr} obtenido del cálculo y ϕ_0V_u , que es la referencia para determinar si hay amplificación dinámica del corte.



Figura 2-17: Fuerzas de corte y momento por piso (Caso 1 - 6 Pisos).



Figura 2-18: Fuerzas de corte y momento por piso (Caso 2 – 6 Pisos).



Figura 2-19: Fuerzas de corte y momento por piso (Caso 3 – 6 Pisos).

En la Tabla 2-6 se presentan los resultados resumidos para el caso de 6 pisos con los valores de amplificación dinámica y el respectivo coeficiente de variación en cada piso.

	Caso 1		Caso 2				Caso 3			
Piso No.	Muro 5m		Muro 5m		Muro 4m		Muro 5m		Muro 3m	
	ω	CV								
1	1.21	0.15	1.26	0.10	1.17	0.19	1.29	0.08	1.10	0.21
2	1.11	0.14	1.14	0.09	1.06	0.15	1.15	0.11	1.38	0.07
3	1.03	0.11	1.12	0.13	1.02	0.03	1.10	0.18	1.56	0.05
4	1.04	0.12	1.02	0.21	1.23	0.08	0.93	0.22	1.84	0.14
5	1.12	0.14	1.00	0.09	1.32	0.25	1.03	0.07	1.39	0.41
6	1.34	0.15	1.26	0.18	1.38	0.14	1.25	0.18	1.52	0.10

Tabla 2-6: Factores de amplificación dinámica y coeficientes de

variación. Caso: 6 Pisos.

De los resultados de Amaris (2002), se tiene que para muros de 4 y 8 pisos el factor de amplificación dinámica en la base está en el orden de 1.8 y 2.5 respectivamente, es decir, a mayor número de pisos el factor aumenta. Kazaz y Gülkan (2015) encontraron que para estructuraciones de 4 y 8 pisos se tienen valores del factor de amplificación dinámica en la base del orden de 1.35 en promedio, tomando como referencia los resultados para una cuantía de borde del 1%, cabe recalcar que este caso de estudio se lo toma en cuenta únicamente como referencia ya que no necesariamente corresponde a un análisis de muro en voladizo. Los casos del presente estudio con dos muros de 5 m son equivalentes a un muro en voladizo. En la Tabla 2-6 se observa que se tiene un valor de amplificación en la base de 1.21, valor que es el más bajo comparando con los valores de trabajos previos. Esto indica que debido al diseño bajo los códigos chilenos no se tendrían daños ocacionados por el corte en los muros, debido principalmente a las combinaciones de carga que consideran un aumento del 40% al sismo.

Comparando el coeficiente de amplificación dinámica de los pisos intermedios se tiene resultados similares que los que se obtuvieron en estudios previos como son el de Amaris (2002) y Kazaz y Gülkan (2015), que indican que no se genera amplificación dinámica al corte. En el último piso el factor de amplificación dinámica se incrementa de manera significativa si lo comparamos con el de un piso

inmediatamente inferior. Esto no solo sucede en el presente trabajo sino en los resultados obtenidos por los investigadores antes mencionados.

En las Figuras 2-17 a 2-19 si se comparan las gráficas de ϕM_u y M_{TH} son muy parecidas, lo que nos indica que para este caso la estimación de M_{pr} es adecuado, más no la del corte en cada piso. Además esto nos indica que la armadura en la base de los muros ha plastificado.

2.4.3.2 Caso 12 Pisos

Las Figuras 2-20 a 2-22 muestran la distribución por piso del corte y momento obtenidos de los análisis tiempo-historia para la configuración de 12 pisos.



Figura 2-20: Fuerzas de corte y momento por piso (Caso 1 – 12 Pisos).



Figura 2-21: Fuerzas de corte y momento por piso (Caso 2 – 12 Pisos).



Figura 2-22: Fuerzas de corte y momento por piso (Caso 3 – 12 Pisos).

En la Tabla 2-7 se presentan los resultados resumidos para el caso de 12 pisos con los valores de amplificación dinámica y el respectivo coeficiente de variación en cada piso.

	Caso 1		Caso 2				Caso 3			
Piso No.	Muro 5m		Muro 5m		Muro 4m		Muro 5m		Muro 3m	
	ω	CV								
1	1.37	0.2	1.46	0.18	1.2	0.21	1.49	0.16	0.97	0.24
2	1.27	0.2	1.29	0.17	1.23	0.18	1.23	0.19	1.3	0.13
3	1.18	0.17	1.19	0.17	1.25	0.13	1.12	0.18	1.33	0.11
4	1.09	0.12	1.08	0.14	1.18	0.11	1.04	0.14	1.28	0.09
5	1.01	0.07	0.99	0.12	1.18	0.15	0.94	0.11	1.32	0.15
6	0.98	0.07	0.94	0.11	1.17	0.17	0.93	0.1	1.28	0.2
7	1.03	0.08	1.01	0.09	1.1	0.23	0.98	0.06	1.17	0.31
8	1.12	0.1	1.09	0.11	1.05	0.21	1.11	0.09	0.96	0.35
9	1.21	0.12	1.2	0.12	1.07	0.13	1.24	0.09	0.83	0.24
10	1.36	0.15	1.39	0.13	1.13	0.19	1.43	0.14	0.82	0.22
11	1.58	0.18	1.64	0.18	1.28	0.19	1.72	0.18	0.93	0.17
12	2.42	0.18	2.39	0.23	2.54	0.23	2.64	0.2	3.28	0.19

Tabla 2-7: Factores de amplificación dinámica y coeficientes de

variación. Caso: 12 Pisos.

Del estudio de Amaris (2002), se tiene que para muros de 12 pisos el factor de amplificación dinámica en la base está en el orden de 2.95. Kazaz y Gülkan (2015) encontraron que para estructuraciones de 12 pisos se tienen valores del factor de amplificación dinámica en la base del orden de 1.5 en promedio tomando como referencia los resultados para una cuantía de borde del 1%, cabe recalcar que este caso de estudio se lo toma en cuenta únicamente como referencia ya que no necesariamente corresponde a un análisis de muro en voladizo, en el caso del presente estudio el caso para los dos muros de 5 m se tiene un valor en la base de 1.37.

Para los pisos intermedios se tiene los mismos resultados que para el caso de 6 pisos, es decir prácticamente no existe amplificación dinámica. En el último piso de igual manera los factores de amplificación dinámica se elevan de manera considerable prácticamente se incrementan en un 50% más que en el piso inmediatamente inferior, lo cual hace pensar que la estimación del corte en este piso está muy por debajo de lo que en realidad se generaría ante un movimiento sísmico.

En cuanto a los resultados de las Figuras 2-20 a 2-22 si se comparan las gráficas de $\phi M_u y M_{TH}$ el momento en la base del análisis tiempo historia no llega a desarrollar el M_{pr}, esto se debe a que para algunos registros sísmicos la respuesta del acero de refuerzo en la base de los muros no fluye, por lo que al obtener el promedio de todos los 16 eventos considerados no se logra el mismo valor o un resultado cercano del momento. A pesar de esto existe amplificación dinámica lo que sugiere que los modos altos tienen un papel importante aunque la respuesta esté en el rango lineal de los muros.

2.4.3.3 Caso 20 Pisos

Las Figuras 2-23 a 2-25 muestran la distribución por piso del corte y momento obtenidos de los análisis tiempo-historia para la configuración de 20 pisos.



Figura 2-23: Fuerzas de corte y momento por piso (Caso 1 – 20 Pisos).



Figura 2-24: Fuerzas de corte y momento por piso (Caso 2 – 20 Pisos).



Figura 2-25: Fuerzas de corte y momento por piso (Caso 3 – 20 Pisos).

En la Tabla 2-8 se presentan los resultados resumidos para el caso de 20 pisos con los valores de amplificación dinámica y el respectivo coeficiente de variación en cada piso.

	Caso 1		Caso 2				Caso 3			
Piso No.	Muro 5m		Muro 5m		Muro 4m		Muro 5m		Muro 3m	
	ω	CV								
1	1.56	0.32	1.66	0.32	1.45	0.29	1.6	0.34	1.33	0.3
2	1.5	0.31	1.46	0.33	1.6	0.26	1.39	0.34	1.69	0.28
3	1.42	0.29	1.4	0.3	1.49	0.29	1.34	0.32	1.58	0.26
4	1.35	0.28	1.29	0.29	1.4	0.21	1.27	0.28	1.46	0.18
5	1.26	0.27	1.25	0.27	1.22	0.2	1.22	0.29	1.29	0.16
6	1.17	0.24	1.15	0.25	1.15	0.19	1.13	0.26	1.14	0.17
7	1.07	0.2	1.07	0.21	1.06	0.19	1.05	0.21	1.08	0.23
8	1.00	0.17	0.98	0.18	1.02	0.18	1.00	0.18	1.05	0.2
9	0.94	0.14	0.94	0.17	0.96	0.22	0.95	0.12	0.99	0.25
10	0.92	0.12	0.91	0.13	0.92	0.18	0.91	0.11	0.93	0.25
11	0.94	0.11	0.91	0.1	0.94	0.18	0.93	0.08	0.91	0.29
12	1.00	0.12	0.97	0.13	0.98	0.24	0.97	0.08	0.95	0.38
13	1.06	0.15	1.06	0.17	1.03	0.24	1.05	0.1	0.97	0.45
14	1.15	0.17	1.13	0.15	1.13	0.32	1.14	0.12	0.99	0.5
15	1.26	0.19	1.25	0.18	1.16	0.34	1.27	0.17	0.96	0.51
16	1.38	0.24	1.39	0.22	1.21	0.32	1.41	0.23	0.93	0.41
17	1.5	0.26	1.55	0.25	1.26	0.31	1.56	0.25	0.93	0.35
18	1.66	0.29	1.71	0.29	1.36	0.33	1.73	0.29	0.96	0.32
19	1.86	0.34	1.9	0.36	1.5	0.35	1.91	0.34	1.05	0.33
20	2.13	0.37	1.98	0.4	1.82	0.4	2.00	0.39	1.6	0.39

Tabla 2-8: Factores de amplificación dinámica y coeficientes de

variación. Caso: 20 Pisos.

Amaris (2002) encontró que para muros de 20 pisos el factor de amplificación dinámica está en el orden de 2.7, en el caso del presente estudio para los dos muros de 5 m se tiene un valor en la base de 1.56. Como se discutió anteriormente, los resultados de Amaris (2002), al ser muros en cantiléver, los valores de amplificación dinámica tienden a elevarse respecto a los calculados en el presente trabajo, lo que haría pensar que el considerar un acoplamiento hace que se disminuyan los efectos del factor de amplificación dinámica. En este caso la reducción está en el orden del 40%. En cuanto a los pisos intermedios y los resultados del último piso se tienen las mismas observaciones que para el caso de 12 pisos.

Con respecto a los coeficientes de variación para los 3 casos de estudio, es decir de 6, 12 y 20 pisos, se observa que tienen un nivel de dispersión mayor mientras mayor número de pisos tenga la estructuración. Es decir, los datos son más precisos para los muros de 20 pisos que para los muros de 6 pisos. Esto se puede deber a que los muros de 20 pisos permanecen elásticos, mientras que los de menor cantidad de pisos no.

2.4.4 Discusión

Para una configuración de 6 pisos se tienen diferencias en la respuesta en la base de los muros de 5 m para el factor de amplificación dinámica, el cual aumenta mientras mayor sea la relación entre rigideces flexurales, variando desde 1.21 hasta 1.29. Esta tendencia se mantiene para los tres primeros pisos. A partir del cuarto piso los resultados se invierten, es decir, mientras menor sea la relación de rigideces flexurales más alto es valor del factor de amplificación dinámica, pasando en el último piso de un valor de 1.25 hasta 1.34. Por otro lado, los muros de 4 m y 3 m se ven afectados de mayor manera mientras su rigidez es menor. En este caso el muro de 3 m tiene valores mayores de amplificación dinámica que los muros de 5 m y 4 m; similar fenómeno se presenta en el muro de 4 m pero en menor magnitud, y ocurre en los pisos superiores. Estos valores mayores de amplificación se deben a que la configuración con muros de 5 m y 3 m tiene la menor rigidez global y por ende este par de muros se deforman mucho más que los otros casos. Además, en estos casos se alcanza el valor del M_{pr} en la base, lo cual nos indica que la armadura en la base ha entrado en fluencia.

Para el caso de 12 pisos, para los muros de 5 m en los tres casos analizados los factores de amplificación dinámica son muy similares piso a piso. Por otro lado, similarmente al caso anterior de 6 pisos, los muros más afectados son los que tienen menor rigidez, como es el caso del de 3 m, seguido del muro de 4 m. Esta afectación se ve de manera marcada en los pisos intermedios, desde el tercero hasta el séptimo, en donde los valores del factor de amplificación dinámica son mayores que para los

muros de 5 m en todos los casos. A partir del octavo y hasta el piso once, los valores del factor de amplificación dinámica son menores que en los muros de 5 m, y vuelven a aumentar de una manera considerable para los últimos pisos. En este caso la armadura en la base no fluye para algunos casos de sismos debido a que no se alcanzado el M_{pr} como se ha visto para el caso de 6 pisos.

Para el caso de 20 pisos se observa algo similar al caso de 12 pisos; los muros de 3 m y 4 m son los que sufren mayores amplificaciones dinámicas del corte en los pisos intermedios que van desde el segundo hasta el cuarto piso, en donde los valores del factor de amplificación dinámica son mayores que para los muros de 5 m en todos los casos. A partir del piso trece hacia arriba los valores del factor de amplificación dinámica son mayores del factor de amplificación dinámica son menores que en los muros de 5 m.

En cuanto a los factores de amplificación del último piso, en todos los muros se tienen valores grandes en comparación con los de los pisos inmediatamente inferiores. Esto coincide con los resultados obtenidos por Amaris (2002) y Kazaz y Gülkan (2015). Este valor del factor de amplificación dinámica no tiene importancia en cuanto al diseño ya que habitualmente los muros conservan su geometría y armadura de malla en gran parte de la altura del muro. El resultado es que el valor de la resistencia al corte V_n del muro en los pisos superiores es mucho mayor que el valor del corte en esos pisos, así se tengan valores del factor de amplificación dinámica mayores a 2.0.

Con respecto a los modos altos de vibración, su aporte se ve de manera más marcada en los casos de los muros de 12 y 20 pisos, lo que nos quiere decir que a pesar de que la armadura longitudinal de los muros no fluyó, es decir no se formó una rótula plástica existe amplificación dinámica al corte.

Para poder comparar con otras normas tomaremos la norma Neozelandesa NZS3101 (2006) que propone las expresiones (2-6) y (2-7) para calcular el factor de amplificación dinámica β_v en la base de un muro, que depende sólo del número de pisos N. El valor de β_v no necesita ser mayor que 1.8. En la Tabla 2-9 se muestran

los valores de esos factores de amplificación calculados para los casos del presente estudio.

$$\beta_{\nu} = 0.9 + \frac{N}{10} \qquad N \le 6 \tag{2-6}$$

$$\beta_{\nu} = 1.3 + \frac{N}{30} \qquad N > 6 \tag{2-7}$$

Tabla 2-9: Factores de amplificación dinámica según NZS3101 (2006)

No. Pisos	β_{v}			
6	1.5			
12	1.7			
20	1.8			

Para los casos de 6, 12 y 20 pisos en este estudio se obtuvieron valores promedio en la base de 1.2, 1.31 y 1.53 respectivamente, mientras que la norma Neozelandesa se tiene valores de 1.5, 1.7 y 1.8 respectivamente para los pisos considerados en el presente estudio. Es decir, la norma neozelandesa sobreestimaría los valores de amplificación dinámica obtenidas para el caso chileno. Esto se puede deber en parte a que otras normas utilizan filosofías de diseño y modelos de estructuras diferentes a Chile, las cuales tienen una gran densidad de muros por piso que no se encuentra en otros países.

2.5 Conclusiones

En el presente estudio se evaluaron los factores de amplificación dinámica para nueve configuraciones de muros, tres por cada número de pisos que fueron 6, 12 y 20. Cada configuración consistió de dos muros con acoplamiento de deformación de piso, con las rigideces flexurales relativas de aproximadamente 1.0, 2.0 y 4.5. Se hizo un análisis modal espectral para diseñar los muros usando las normativas vigentes en Chile. Luego los muros se modelaron usando constitutivas no lineales tanto para el acero como para el hormigón. Cada configuración fue sometida a varios

análisis tiempo historia utilizando 16 registros Chilenos escalados al espectro elástico de la norma chilena NCh433 y DS61, para finalmente comparar los resultados de los esfuerzos de corte y momento por piso obtenidos de un análisis convencional elástico con los obtenidos del análisis tiempo historia no lineal, y así obtener los factores de amplificación dinámica del corte piso por piso para las nueve configuraciones propuestas.

En los casos estudiados efectivamente el factor de amplificación dinámica es mayor que 1.0 esto se observa inclusive cuando no ocurre la plastificación del acero de refuerzo en la base, debido a la participación de los modos altos de vibración. Con esto se hace necesario tomar en cuenta dicha amplificación al corte cuando se diseñan los muros para el caso Chileno en edificaciones, a pesar de que en el diseño controlan la carga axial y el momento flector, pero son consideraciones que harán que el diseño de los muros para edificaciones sea más seguro.

Para el Caso 1 donde se tienen dos muros iguales la plastificación ocurre al mismo tiempo en ambos muros y con los mismos valores, es decir, este análisis es equivalente a tener un solo muro, y por lo tanto se parece más a una configuración de tipo cantiléver. Además, como lo indica la literatura, en los pisos intermedios en la mayoría de los casos no existe amplificación.

En el caso de los muros de 6 pisos, se puede observar que cuando la relación de inercias entre muros es más alta la no-linealidad ocurre de manera más marcada debido a que la armadura no solo fluye en el primer piso sino también en los pisos superiores. Esto se debe a que el muro con mayor inercia absorbe la mayor parte de las solicitaciones, actuando prácticamente solo y resultando en que su armadura fluya primero, para luego pasar al muro de menor inercia. Esto hace que en los pisos superiores del muro de menor rigidez se generen valores más altos de amplificación dinámica que los valores obtenidos del muro de mayor inercia. En promedio para este caso el valor del factor de amplificación está en el orden de 1.20, el cual no es muy representativo a la hora de realizar un diseño de los muros y siendo además menor que el de la norma Neozelandesa NZS3101 (2006), que sugiere un valor de

1.5. Esto nos indica que el considerar acoplamiento en los muros influye de manera directa en la reducción del factor de amplificación dinámica al corte.

Respecto de los resultados obtenidos para los muros de 12 pisos, se puede observar que la no-linealidad disminuye para los muros de menor inercia cuando la diferencia de inercias entre muros es más grande. Por lo tanto, el muro de mayor inercia no estaría tan solicitado como en el caso anterior de 6 pisos. Los valores de la amplificación dinámica en la base aumentan a en promedio 1.30. Se supone que este aumento es debido a la participación de los modos altos, ya que al tener más pisos se tienen más modos de vibración que contribuyen.

Para los muros de 20 pisos los resultados son parecidos al caso de 12 pisos. Influyen de manera más marcada los modos altos de vibración, lo que se identifica en los gráficos donde las formas de la distribución de corte y momento en altura hacen una forma de "S" invertida. En este caso los valores de los coeficientes de amplificación dinámica en la base alcanzan un valor promedio de 1.50. Es decir, los muros deben diseñarse para tener una holgura para absorber dicha solicitación.

El acoplamiento de los muros interviene de manera significativa en los valores del factor de amplificación dinámica al corte. Los resultados obtenidos por Amaris (2002), que utilizó muros en cantiléver, fueron valores de amplificación dinámica mucho mayores que los obtenidos por Kazaz y Gülkan (2015) y que los obtenidos en el presente estudio que son valores menores a los que propone la norma Neozelandesa NZS3101 (2006).

Para configuraciones de muros chilenos, sus valores de resistencia al corte son muy altos, es decir que su resistencia última supera por mucho el máximo valor que pueda obtenerse de un análisis tiempo historia. Esto se debe a que los muros influyen de manera directa el momento flector y su carga axial. Además debido al valor de 1.4E (Tabla 2-2) que se tiene en las combinaciones de carga, que hace que el muro se diseñe para valores más altos que con otras combinaciones de carga que tiene el valor únicamente de E. Para configuraciones y muros chilenos la amplificación dinámica no tiene mucha afectación en cuanto al daño por corte que podría producir, ya que controla principalmente la falla flexural.

La principal limitación del presente estudio es que no se considera la cuantía de la armadura de corte como tal en el modelo de los muros para el análisis tiempo historia no lineal, pero sí se incluye en las constitutivas de los materiales en especial del hormigón en donde se considera como confinado o no confinado. Existen al trabajo de (Kolozvari et al., 2015) al ser un modelo que acopla el corte con la flexión, quizás habrá que hacer un estudio más exhaustivo de los integradores que se deben utilizar para lograr convergencia o desarrollar otras técnicas que permitan utilizar dicho modelo y poder comparar si los resultados varían de manera significativa con los obtenidos en el presente estudio.

BIBLIOGRAFÍA

Amaris, A. (2002). Dynamic Amplification of Seismic Moments and Shear Forces in Cantilever Walls. (Tesis de magister, Rose School, Pavia, Italia). Recuperado de http://www.roseschool.it/files/get/id/4329

American Concrete Institute (2014). ACI 318S - 14 - Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.

American Society of Civil Engineers (2016). ASCE/SEI 7, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*.

CEN. (2004). Eurocode 8—Earthquake Resistant Design of Structures.

Chang, G. A., & Mander, J. B. (1994). *Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: Part I-Evaluation of seismic capacity* (p. 222). Buffalo, NY: National Center for Earthquake Engineering Research.

INN. (2008). NCh430 of 2008- Hormigón armado - requisitos de diseño y cálculo.

INN. (2009). NCh1537 of 2009 – Diseño estructural – cargas permanentes y cargas de uso.

INN. (2010). NCh433 of 96 Mod.2009 – Diseño sísmico de edificios.

Jünemann, R., de la Llera, J.C., Hube, M.A., Cifuentes, L.A., Kausel, E. (2015). A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged during the 2010, Chile earthquake. *Engineering Structures.*, 82: 168–185.

Kazaz, İ., & Gülkan, P. (2015). Dynamic shear force amplification in regular frame-wall systems. *The Structural Design of Tall and Special Buildings.*, 25: 112–135.

Kazaz, İ. (2010). *Dynamic Characteristics and Performance Assessment of Reinforced Concrete Structural Walls*. (Tesis doctoral, Middle East Technical University, Ankara, Turquía). Recuperado de https://etd.lib.metu.edu.tr/upload/3/12611712/index.pdf

Kolozvari, K., Orakcal, K., & Wallace, J. (2015). Shear-Flexure Interaction Modeling for Reinforced Concrete Structural Walls and Columns under Reversed Cyclic Loading. *PEER Report*. Recuperado de

http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2015/webPEER-2015-12-kolozvari.pdf

McKenna, F., Fenves, GL. (2006). Opensees 2.4.0, Computer Software. UC Berkeley, Berkeley (CA). http://opensees.berkeley.edu.

Menegotto, M., & Pinto, E. (1973). Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending. *In IABSE Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Lisbon.*

MINVU. (2011). Decreto Supremo N°60, Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado, *Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile*.

MINVU. (2011). Decreto Supremo N°61, Reglamento que fija del diseño sísmico de edificios, *Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile*.

NZS3101. (2006). Concrete Structures Standard.

OpenSees. Open System for Earthquake Engineering Simulation. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California. Berkeley, California.

Orakcal, K., Massone, L., & Wallace, J. (2006). Analytical Modeling of Reinforced Concrete Walls for Predicting Flexural and Coupled– Shear-Flexural Responses. *PEER Report*. Recuperado de

https://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2006/web_PEER607_ORAK CAL_mass_wallace.pdf

Rajaee Rad, B., Adebar, P. (2008). Dynamic Shear Amplification in High-Rise Concrete Walls: Effect of Multiple Flexural Hinges and Shear Cracking. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.

Rajaee Rad, B., & Adebar, P. (2009). Seismic Design of High-Rise Concrete Walls: Reverse Shear due to Diaphragms below Flexural Hinge. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 135(8): 916-924.

Rutenberg, A. (2004). The Seismic Shear of Ductile Cantilever Wall Systems in Multistorey Structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33: 881–896.

Rutenberg, A. (2013). Seismic shear forces on RC walls: review and bibliography. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11: 1727–1751.

SAP2000, C. S. I. (2009). 14.0. Computers and Structures, Inc.

Shahrooz, B., Remmetter, M., & Qin, F. (1993). Seismic Design and Performance of Composite Coupled Walls. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 119(11): 3291-3309.

TSC. (2007). *Turkish Seismic Design Code for Buildings, Specification for Structures To Be Built in Disaster Areas*. Ministry of Public Works and Resettlement. Ankara, Turkey.

Thomsen, J. H., & Wallace, J. W. (1995). *Displacement-based design of RC structural walls: an experimental investigation of walls with rectangular and T-shaped cross-sections*. Clarkson University, Department of Civil Engineering.

Veletsos, A., & Younan, A. (1997). Dynamic Response of Cantilever Retaining Walls. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(2): 161-172.

Wood, S. L., Wight, J. K., & Moehle, J. P. (1987). *The 1985 Chile earthquake: observations on earthquake-resistant construction in Viña del Mar*. University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign.