



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE CORTE EN MUROS DE HORMIGÓN
ARMADO POR MEDIO DE ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO
LINEALES**

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGISTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
MENCIÓN INGENIERÍA ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y GEOTÉCNICA

ENRIQUE ANDRÉS BASS MATURANA

PROFESOR GUÍA:
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
HERNÁN SANTA MARÍA OYANEDEL
AUGUSTO HOLMBERG FUENZALIDA

SANTIAGO DE CHILE

2019

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE: Magister en Ciencias de la
Ingeniería Mención Ingeniería Estructural, Sísmica
y Geotécnica.

POR: Enrique Andrés Bass Maturana

FECHA: 09/07/2019

PROFESOR GUÍA: Leonardo Massone Sánchez

AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE CORTE EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO POR MEDIO DE ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEALES

Los efectos de amplificación dinámicos de corte están ampliamente estudiados en sistemas de muros de hormigón armado en voladizo, sin embargo, es necesario estudiar este efecto en el comportamiento de sistemas conectados y acoplados por losas de hormigón armado los cuales, corresponden prácticamente a la totalidad de los casos observados en nuestro país. Se realiza un estudio paramétrico que abarca en total 462 análisis tiempo-historia no lineales, se realizan variaciones en las características de los muros que involucran cuantías de elementos de borde ($\rho_{eb}=1\%$, 3% y 5%), cuantías de losas de acople ($\rho_{acop}=0.0\%$, 0.3% y 0.6%), altura ($H_w=25$, 50 y 75 m), largo ($L_w=2,4$ y 6 m) y niveles de carga axial dependientes del número de pisos ($\% \cdot A_g \cdot f'_c=7.5\%$ [10P], 10% [20P] y 12.5% [30P]). Se utilizan 6 registros de aceleraciones variando la frecuencia media para rangos entre 0.92 Hz y 4.61 Hz. Se refleja la no linealidad de los muros a través de rótulas de fibras distribuidas en altura, la no linealidad de las losas de acople se representa a través de rótulas de plasticidad concentrada. El estudio muestra la dependencia de la amplificación dinámica de corte con la incursión no lineal presentada por los muros en la base, siendo este efecto el principal desencadenante del efecto de modos superiores (Deformadas similares al segundo modo natural) lo que genera que la altura resultante de fuerzas inerciales disminuya acrecentando los esfuerzos de corte. Los niveles de amplificación promedio son dependientes de las cuantías de acople, observándose los mayores valores de amplificación para cuantías de 0.0% y 0.6% . Los valores altos de amplificación para elementos conectados ($\rho_{acop}=0.0\%$) se deben a la rápida plastificación de la base producto de la baja redundancia estructural, por otra parte, los valores altos de amplificación para acoples de 0.6% se deben al “efecto de muro conectado” que se genera debido a la rápida pérdida de resistencia por parte del muro que experimenta una importante disminución de la carga axial producto del acoplamiento. Se debe destacar que se observan en muchos casos alta no linealidad (R_{eq}) producto de la plastificación de las losas de acople, pero con limitada incursión no lineal en la base, lo que genera valores bajos de amplificación, siendo la plastificación de la base la principal causa de los efectos de amplificación. Los niveles de amplificación promedio son 1.45 , 1.1 y 1.35 para cuantías de acople de 0.0% , 0.3% y 0.6% , siendo la amplificación promedio del estudio igual a $\omega_v^*=1.30$. La expresión propuesta para la amplificación dinámica de corte en este estudio tiene relación directa con el factor de modificación de respuesta equivalente (R_{eq}), parámetro directamente relacionado con las fuentes de no linealidad del sistema. Por otro lado, la expresión propuesta por el ACI318-19 dependiente del número de pisos no representa de buena forma la amplificación que se presenta en edificios altos, ya que, la plastificación de la base en edificios de estas características es bastante difícil de alcanzar dada la alta flexibilidad que éstos presentan.

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado a mi esposa Manuela, por su infinito amor y comprensión. Es gracias a su apoyo que hoy puedo escribir este trabajo, sin ella, esto no habría sido posible. A mi hijo Iker por llenar mi vida de alegría.

AGRADECIMIENTOS

A mi profesor guía Leonardo Massone por su continuo apoyo y visión crítica. A Francisco Jiménez por su apoyo inicial y gratas conversaciones. A los estudiantes de la Universidad de Chile que conocí durante los 3 años de Magíster y que jamás olvidaré, en especial a Diego Díaz y Luis Loyola, a los que considero grandes amigos.

TABLA DE CONTENIDO

I.	CAPITULO 1 - INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	Motivación	1
1.2	Revisión bibliográfica.....	3
1.3	Concepto general de amplificación.....	7
1.3.1	Concepto general de amplificación dinámica de corte para muros en voladizo.....	7
1.3.2	Concepto general de amplificación dinámica de corte para muros acoplados y conectados	8
1.4	Objetivos.....	10
1.4.1	Objetivos principales	10
1.4.2	Objetivos secundarios.....	11
1.5	Metodología.....	12
1.6	Organización del informe	13
II.	CAPITULO II - DESCRIPCIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL.....	15
2.1	Descripción general y modelo base	15
2.2	Carga axial y Numero de pisos	16
2.3	CUantías de refuerzo	18
2.4	Análisis tiempo historia	18
2.4.1	Análisis tiempo historia lineal equivalente.....	18
2.4.2	Análisis tiempo historia no lineal	19
2.5	Amortiguamiento del sistema	19
2.6	Curvas esfuerzo-deformación de materiales.....	19
2.6.1	Curva esfuerzo deformación del hormigón no confinado	20
2.6.2	Curva esfuerzo-deformación del hormigón confinado	21
2.6.3	Curva esfuerzo-deformación del acero	23
2.7	Modelo de rótulas de fibras en muros.....	23
2.7.1	Curvas esqueleto y de comportamiento cíclico	24
2.8	Modelo de rótulas de plasticidad concentrada en losas	27
2.8.1	Curvas esqueleto de las rotulas de plasticidad concentrada	27
2.8.2	Modelo de comportamiento cíclico de las rotulas de plasticidad concentrada.....	28
2.9	Matriz de analisis.....	28
2.10	Propiedades dinámicas y frecuencia media de los modelos 2D	31
2.11	Frecuencia media del registro de aceleraciones.....	33
III.	CAPITULO 3 - VALIDACIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL.....	35
3.1	Descripción del ensayo de Jiménez (2016).....	35
3.1.1	Resultados del modelo computacional	36
3.2	Descripción del ensayo de Massone et al. (2017).....	40
3.2.1	Resultados del modelo computacional	43
IV.	CAPITULO 4 - ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	45
4.1	Definiciones	45
4.1.1	Factor de modificación de respuesta equivalente (R_{eq}):	45

4.1.2	Factor de modificación de respuesta clásico (R_c)	45
4.1.3	Factor de modificación de respuesta efectivo (R_{ef}).....	45
4.1.4	Factor de modificación de respuesta equivalente del sistema (R_{es}).....	46
4.1.5	Factor de resistencia flexural (F_{rf})	46
4.1.6	Razón de frecuencias (r_f).....	46
4.1.7	Factor de amplificación dinámico de corte (ω_v^*).....	46
4.1.8	Razón de corte máximo (r_{cm}):.....	48
4.1.9	Razón de momento flector máximo (r_{bm}):	48
4.1.10	Razón de corte en la base (r_{cb}):.....	48
4.1.11	Razón de momento en la base (r_{mb}):	49
4.2	Análisis modal espectral de los casos analizados	49
4.2.1	Análisis modal espectral para los casos con acoplamiento	50
4.2.2	Análisis modal espectral para los casos conectados	51
4.3	Análisis de los modelos 2D mediante curvas de capacidad.....	54
4.4	Razón de frecuencias y resonancia del sistema	56
4.5	Correlación entre el factor de modificación de respuesta equivalente y la amplificación dinámica de corte	62
4.5.1	Efectos de la carga axial (P) sobre los máximos valores de amplificación (ω_v^*) 65	
4.5.2	Reducción de la altura resultante de fuerzas inerciales ($H_{r[L]}$ y $H_{r[NL]}$).....	73
4.5.3	Comportamiento de corte (V_{NL}) para la amplificación máxima (ω_v^*).....	82
4.5.4	Comportamiento del momento flector (M_f) para la amplificación máxima (ω_v^*) 87	
4.5.5	Normalización de los valores de corte V_{NL} para M1 y M2 de acuerdo a los requisitos de resistencia a corte del ACI318-19.....	92
4.5.6	Propuesta del ACI318-19 para el factor de amplificación dinámico de corte.	95
4.5.7	Correlación entre los factores de modificación de respuesta equivalente de los muros M1 y M2 para el estudio paramétrico	98
V.	CAPITULO 5: ECUACIÓN PROPUESTA PARA EL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICO DE CORTE.....	100
5.1	Expresiones para el factor de amplificación dinámico de corte DE ACUERDO CON diferentes agrupaciones de datos	100
5.1.1	Modelos de regresión lineal dependientes de las cuantías de losas de acople 104	
5.1.2	Modelos de regresión dependientes del número de pisos.....	107
5.2	Comparación de la expresión de amplificación dinámica de corte con el ACI318-19 120	
VI.	CAPITULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	125
VII.	CAPITULO 7: BIBLIOGRAFÍA	128

ÍNDICE DE TABLAS

CAPITULO II:

Tabla 2.1: Matriz de análisis utilizada (72 casos distintos por registro)	29
Tabla 2.2: Periodos fundamentales de los modelos 2D.....	32
Tabla 2.3: Características y frecuencias medias de los registros de aceleraciones	34

CAPITULO IV:

Tabla 4.1: Porcentajes de carga axial por muro (M1 y M2) para el caso acoplado AME.....	50
Tabla 4.2: Porcentajes de corte por muro (M1 y M2) para el caso acoplado AME	50
Tabla 4.3: Porcentajes de momento flector por muro (M1 y M2) para el caso acoplado AME	50
Tabla 4.4: Porcentajes de carga axial por muro (M1 y M2) para el caso conectado AME.....	51
Tabla 4.5: Porcentajes de corte por muro (M1 y M2) para el caso conectado AME	52
Tabla 4.6: Porcentajes de carga por muro (M1 y M2) para el caso conectado AME.....	52
Tabla 4.7: valores promedio P/A_g , f'_c y F_{rf}	72

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

CAPITULO I:

Figura 1.1: Deformaciones modales, fuerzas modales y métodos de combinación modal.....	1
Figura 1.2: Factores de amplificación dinámicos de corte versus periodo fundamental agrupados de acuerdo con distintos valores de ductilidad rotacional, Derecho et al. (1980).	4
Figura 1.3: Factores de amplificación dinámicos de corte versus periodo fundamental agrupados de acuerdo con distintos valores del factor de modificación de respuesta, Rutenberg y Nsieri (2006).	6
Figura 1.4: (a) Distribución de fuerzas inerciales en altura en rango lineal – AME ($hef=2/3 \cdot H_w$). (b) Distribución de fuerzas en altura en rango no lineal – THNL ($hef=1/2 \cdot H_w$) – (en la base se muestra la representación de la deformación unitaria no lineal en el refuerzo longitudinal de borde – Gris sombrío).....	8
Figura 1.5: Representación de los efectos del acoplamiento en sistemas de muro acoplados por losas de hormigón armado. En gris se representan las zonas en donde la armadura sobrepasa la deformación unitaria de fluencia ϵ_y	9
Figura 1.6: Gráfico que representa la rigidez flexural equivalente de un muro de hormigón armado y su cambio de pendiente en relación con los niveles de carga axial.....	10

CAPITULO II:

Figura 2.1: Modelo de viga-columna equivalente utilizado en la modelación 2D del estudio paramétrico	15
Figura 2.2: Altura de entrepiso y losa de acoplamiento.	15
Figura 2.3: Modelos base para edificio de 10 pisos ($h_x=2.5$ m – $H_w=25$ m), niveles de carga axial de 7.5% Agf^c para los muros de la base, Longitudes variables para el Muro M1 de $L_{w1}=2$ m, $L_{w1}=4$ m y $L_{w1}=6$ m. Longitud del Muro M2 constante, $L_{w2}=2$ m.	16
Figura 2.4: Modelos base para edificio de 20 pisos ($h_x=2.5$ m – $H_w=50$ m), niveles de carga axial de 10% Agf^c para los muros de la base, Longitudes variables para el Muro M1 de $L_{w1}=2$ m, $L_{w1}=4$ m y $L_{w1}=6$ m. Longitud del Muro M2 constante, $L_{w2}=2$ m.	17
Figura 2.5: Modelos base para edificio de 20 pisos ($h_x=2.5$ m – $H_w=75$ m), niveles de carga axial de 10% Agf^c para los muros de la base, Longitudes variables para el Muro M1 de $L_{w1}=4$ m y $L_{w1}=6$ m. Longitud del Muro M2 constante, $L_{w2}=2$ m.....	17
Figura 2.6: Modelo de hormigón no confinado Hognestad (1951).....	20
Figura 2.7: Fundamento del modelo de confinamiento del hormigón. Saatcioglu&Razvi (1999)	21
Figura 2.8: Modelo de hormigón confinado Saatcioglu&Razvi (1999) para las distintas longitudes de muro utilizadas en el estudio, 2 m, 4 m y 6 m.	22
Figura 2.9: Modelo de acero de refuerzo Park&Sampson (1972).....	23
Figura 2.10: Representación de las fibras axiales para longitudes de (a) $L_w=2$ m, (b) $L_w=4$ m y (c) $L_w=6$ m. En gris se muestran los elementos de confinamiento (hormigón confinado) y en blanco el elemento central (hormigón no confinado). Los puntos rojos representan el centro geométrico de las fibras.....	24
Figura 2.11: Modelo de comportamiento cíclico utilizado para el hormigón (C-NC).....	25
Figura 2.12: Modelo de histéresis utilizado para el acero de refuerzo (cinemático).....	26
Figura 2.13: Modelo de rótula flexural de plasticidad concentrada.....	27
Figura 2.14: Índice de rigidez para una base de datos de 2622 edificios chilenos (Guendelman et al., 2010)	32
Figura 2.15: Frecuencia media para el registro de Lolloleo ($f_m=2.73$ Hz)	33

CAPITULO III:

Figura 3.1: Representación gráfica del ensayo de la probeta M1 (Jiménez, 2016).....	35
Figura 3.2: Resultados de desplazamiento de techo de la probeta M1 (Jiménez, 2016).....	37
Figura 3.3: Resultados de desplazamiento de techo de la probeta M1, valores máximos (Jiménez, 2016).37	

Figura 3.4: Resultados de corte basal de la probeta M1 (Jiménez, 2016).....	38
Figura 3.5: Resultados de corte basal de la probeta M1, valores máximos (Jiménez, 2016).....	38
Figura 3.6: Resultados de momento volcante de la probeta M1 (Jiménez, 2016).....	39
Figura 3.7: Resultados de momento volcante de la probeta M1, valores máximos (Jiménez, 2016).....	39
Figura 3.8: Resultados de corte basal vs desplazamiento de techo de la probeta M1 (Jiménez, 2016)	40
Figura 3.9 : Ensayo espécimen W1 (Massone et Al., 2017)	40
Figura 3.10: Configuración de armaduras espécimen W1 (Massone et Al., 2017).....	41
Figura 3.11: Patrón de desplazamientos ensayos (Massone et Al., 2017)	42
Figura 3.12: Estado espécimen W1 para deriva de 4.5% (Massone et Al., 2017)	42
Figura 3.13: Contraste entre resultado experimental y SAP2000 (Massone et Al., 2017).....	43

CAPITULO VI:

Figura 4.1: Porcentajes de corte y momento c/r al corte y momento basal para M1 y M2.....	53
Figura 4.2: Espectro de diseño vs Espectros de respuesta para registros utilizados en el estudio	53
Figura 4.3: Deformadas modales de los modos 1 y 2 (modos con participación de masa influyente).....	54
Figura 4.4: Curvas de capacidad para modelos en donde $L_{w1}=2$ m y $L_{w2}=2$ m de 10 pisos de altura.....	55
Figura 4.5: Curvas de capacidad para modelos en donde $L_{w1}=2$ m y $L_{w2}=2$ m de 20 pisos de altura.....	55
Figura 4.6: Curvas de capacidad para modelos en donde $L_{w1}=4$ m y $L_{w2}=2$ m de 30 pisos de altura.....	56
Figura 4.7: Razón de frecuencias (r_f) vs Factor de modificación de respuesta equivalente (R_{eq}) estudio paramétrico	57
Figura 4.8: Razón de frecuencias (r_f) vs Factor de amplificación dinámica de corte (ω_v^*) estudio paramétrico	58
Figura 4.9: Razón de frecuencias para el modo fundamental (r_{f-1}) vs Factor de amplificación dinámica de corte (ω_v^*) estudio paramétrico.....	59
Figura 4.10: Razón de frecuencias para el modo fundamental (r_{f-1}) vs Factor de amplificación dinámica de corte (ω_v^*) estudio paramétrico.....	60
Figura 4.11: Deformadas no lineales para la máxima amplificación del muro M1 y su vínculo con los modos naturales.....	61
Figura 4.12: Factor de modificación de respuesta equivalente R_{eq} vs ω_v^* (432 casos de estudio)	62
Figura 4.13: Factor de modificación de respuesta equivalente (R_{eq}) vs ω_v^* (c/r a la Dirección de la deformación).....	63
Figura 4.14: Factor de modificación de respuesta equivalente R_{eq} vs ω_v^* para casos resonantes.....	64
Figura 4.15: Factor de modificación de respuesta equivalente R_{eq} vs ω_v^* (casos no resonantes).....	64
Figura 4.16: Factor de amplificación dinámica de corte versus periodo fundamental ordenados de acuerdo con el factor de modificación de respuesta equivalente	65
Figura 4.17: Contraste entre el factor de amplificación dinámica de corte (ω_v^*) y la carga axial (P). Muro M1	67
Figura 4.18: Paralelo entre la Carga axial (P) con el factor de resistencia flexural (F_{rf}). Muro M1	69
Figura 4.19: Gráfico de factor de amplificación dinámica de corte (ω_v^*) y Carga axial (P) vs R_{eq} . Muro M1	70
Figura 4.20: Paralelo entre la Carga axial (P) con el factor de resistencia flexural (F_{rf}) para el muro M2..	71
Figura 4.21: Razón de carga axial vs cuantía de losa de acople. Muros M1 y M2.	72
Figura 4.22: Posición de la altura resultante de fuerzas inerciales para el análisis lineal del caso conectado $L_{w1}=4$ m, $L_{w2}=2$ m. Registro Concepción Centro. Análisis THL.....	74
Figura 4.23: Posición de la altura resultante de fuerzas inerciales para el análisis no lineal del caso conectado $L_{w1}=4$ m, $L_{w2}=2$ m. Registro Concepción Centro. Análisis THNL.....	75
Figura 4.24: Diagrama de momento rotación de los muros M1 y M2 para el caso $L_{w1}=4$ m, $L_{w2}=2$ m, $\rho_{acop}=0.0\%$, para el registro de Concepción centro.	75
Figura 4.25: Disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales para los casos conectados. $\rho=0.0\%$	77
Figura 4.26: Amplificación dinámica de corte vs Disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales para los casos conectados. $\rho=0.0\%$. Notar que se sigue necesariamente la forma de la Ec.4.16.	77

Figura 4.27: Posición de la altura resultante de fuerzas inerciales para el análisis lineal del caso acoplado $L_{w1}=6$ m, $L_{w2}=2$ m, $\rho_{acop}=0.6\%$. Registro Constitución.	78
Figura 4.28: Posición de la altura resultante de fuerzas inerciales para el análisis no lineal del caso acoplado $L_{w1}=6$ m, $L_{w2}=2$ m, $\rho_{acop}=0.6\%$, registro Constitución.	79
Figura 4.29: Comportamiento histerético muros M1 y M2 para el caso acoplado.	79
Figura 4.30: Disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales para los casos conectados. $\rho=0.3\%$	80
Figura 4.31: Amplificación dinámica de corte vs Disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales para los casos conectados. $\rho=0.3\%$	81
Figura 4.32: Disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales para los casos conectados. $\rho=0.6\%$	81
Figura 4.33: Amplificación dinámica de corte vs Disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales para los casos conectados. $\rho=0.6\%$	82
Figura 4.34: Paralelo entre el factor de amplificación dinámico de corte (ω_v^*) y el porcentaje de corte que absorbe el muro M1. Deformación positiva y negativa. Todos los casos de análisis.....	83
Figura 4.35: Razón entre el corte en el muro M1 dividido por el máximo corte para M1 del análisis THNL.	84
Figura 4.36: Paralelo entre el factor de amplificación dinámico de corte (ω_v^*) y el porcentaje de corte que absorbe el muro M2. Deformación positiva y negativa. Todos los casos de análisis.....	85
Figura 4.37: Razón entre el corte en el muro M2 dividido por el máximo corte para M2 del análisis THNL.	87
Figura 4.38: Razón entre el momento flector de M1 para la máxima amplificación y el momento de volcane. Contraste con el factor de amplificación dinámico de corte.	88
Figura 4.39: Razón entre el momento flector en el muro M1 dividido por el máximo momento para M1 del análisis THNL.	89
Figura 4.40: Razón entre el momento flector de M2 para la máxima amplificación y el momento de volcane. Contraste con el factor de amplificación dinámico de corte.	90
Figura 4.41: Razón entre el momento flector en el muro M2 dividido por el máximo momento para M2 del análisis THNL.	92
Figura 4.42: Normalización del corte sobre M1 por V_c y cota máxima para V_n ($5 \cdot V_c$).....	93
Figura 4.43: Normalización del corte sobre M2 por V_c y cota máxima para $V_{n,máx}$ ($5 \cdot V_c$).....	94
Figura 4.44: Factor de amplificación dinámico de corte expresión ACI318-19.	95
Figura 4.45: Comparación del factor de amplificación dinámico de corte obtenido de la expresión ACI318-19 con los resultados del estudio paramétrico para edificios de 10, 20 y 30 pisos muro M1.	96
Figura 4.46: Comparación del factor de amplificación dinámico de corte obtenido de la expresión ACI318-19 con los resultados del estudio paramétrico para edificios de 10, 20 y 30 pisos muro M2.	97
Figura 4.47: Comparación del factor de amplificación dinámico de corte obtenido de la expresión ACI318-19 con los resultados del estudio paramétrico para edificios de 10, 20 y 30 pisos muro M2.	98
Figura 4.48: Comparación del factor de amplificación dinámico de corte obtenido de la expresión ACI318-19 con los resultados del estudio paramétrico para edificios de 10, 20 y 30 pisos muro M2.	99

CAPITULO V:

Figura 5.1: Factor de amplificación dinámico de corte vs Factor de modificación de respuesta equivalente para modelos de 10 pisos separados de acuerdo con la cuantía de refuerzo de las losas de acople. .	101
Figura 5.2: Factor de amplificación dinámico de corte vs Factor de modificación de respuesta equivalente para modelos de 20 pisos separados de acuerdo con la cuantía de refuerzo de las losas de acople. .	102
Figura 5.3: Factor de amplificación dinámico de corte vs Factor de modificación de respuesta equivalente para modelos de 30 pisos separados de acuerdo con la cuantía de refuerzo de las losas de acople. .	103

Figura 5.4: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para los casos en que no existe acoplamiento (muros conectados – 144 casos).....	104
Figura 5.5: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para los casos con cuantía de las losas de acoplamiento de 0.3% (144 casos).	105
Figura 5.6: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para los casos con cuantía de las losas de acoplamiento de 0.6% (144 casos).	105
Figura 5.7: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para casos acoplados (288 casos)	106
Figura 5.8: Expresiones para el factor de amplificación dinámico de corte para los casos con cuantías de las losas de acoplamiento de 0.0%, 0.3% y 0.6% (todos los casos).	106
Figura 5.9: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para los casos de 10 Pisos (162 casos).	107
Figura 5.10: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para los casos de 20 Pisos (162 casos).	108
Figura 5.11: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para los casos de 30 Pisos (108 casos).	108
Figura 5.12: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para los casos con cuantía de las losas de acoplamiento de 0.6% (144 casos).	109
Figura 5.13: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para el muro M1 (432 casos).	110
Figura 5.14: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para los muros M2 (432 casos).	110
Figura 5.15: Rectas de regresión para el factor de amplificación dinámico de corte para muros M1 y M2 (432 casos).....	111
Figura 5.16: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para los casos resonantes (196 casos).	111
Figura 5.17: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para los casos que no resonaron con el registro (236 casos).	112
Figura 5.18: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para los casos que presentaron y no presentaron resonancia (todos los casos).	112
Figura 5.19: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para muros de largo $L_w=2$ m (270 casos).	113
Figura 5.20: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para muros de largo $L_w=4$ m (81 casos).	114
Figura 5.21: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para los casos de largo $L_w=6$ m (81 casos).	114
Figura 5.22: Expresiones para el factor de amplificación dinámico de corte dependientes del largo del muro.....	115
Figura 5.23: Modelo de regresión lineal para la amplificación dinámica de corte del sistema global.....	116
Figura 5.24: Razones de cambio (β_i) para los 16 modelos de regresión lineal.....	116
Figura 5.25: Valores base de amplificación para los 16 modelos de regresión lineal.....	117
Figura 5.26: Modelos de regresión lineal de acuerdo con distintos criterios de selección de casos analizados.	118
Figura 5.27: Correlación entre el factor de modificación de respuesta equivalente del sistema y el factor de modificación de respuesta equivalente de los muros M1 y M2.....	119
Figura 5.28: Índices de rigidez para edificios con base a estructuración de muros de hormigón armado (Lagos, 2012). En rojo límites para el índice de rigidez utilizados para la comparación del factor de amplificación propuesto por el ACI318-19.	121
Figura 5.29: Comparación entre la propuesta promedio de amplificación dinámica de corte dependiente del factor de modificación de respuesta efectivo de la Nch433 Of.1996 – Mod2012 y la ecuación del ACI318-19 para edificios de rigidez normal y suelo tipo C.....	123

Figura 5.30: Comparación entre la propuesta promedio de amplificación dinámica de corte dependiente del factor de modificación de respuesta efectivo de la Nch433 Of.1996 – Mod2012 y la ecuación del ACI318-19 para edificios de rigidez normal y suelo tipo C.....	123
Figura 5.31: Contraste entre el factor de modificación de respuesta equivalente del sistema para el estudio paramétrico y el factor de modificación de respuesta efectivo de la norma chilena Nch433Of.1996-Mod2012.....	124

I. CAPITULO 1 - INTRODUCCIÓN

En este capítulo se abordan las motivaciones y objetivos de este trabajo, se realiza una revisión bibliográfica de los trabajos más importante realizados respecto al fenómeno de amplificación dinámica de corte y se detalla la metodología seguida para la obtención de resultados.

1.1 MOTIVACIÓN

Una de las herramientas más utilizada en Chile para el diseño sísmico de edificios es el análisis modal espectral (en adelante AME), el cual, es un método estadístico que utiliza las propiedades lineales de los materiales para estimar la respuesta de desplazamientos y de fuerzas inerciales que una estructura experimenta. Para estructuras convencionales (p.ej. sistemas de muros) en las cuales puede suponerse una distribución homogénea de los mecanismos de amortiguamiento a lo largo del sistema, realiza estimaciones precisas para la práctica del diseño estructural, ya que, es capaz de entregar la respuesta global a través de la resolución de N sistemas de 1 grado de libertad. Cada una de estas soluciones son combinadas mediante algún método de superposición (CQC, SRSS, ABS, etc.) entregando la información necesaria para el diseño estructural en términos de desplazamientos y esfuerzos internos. La siguiente figura resume lo expuesto:

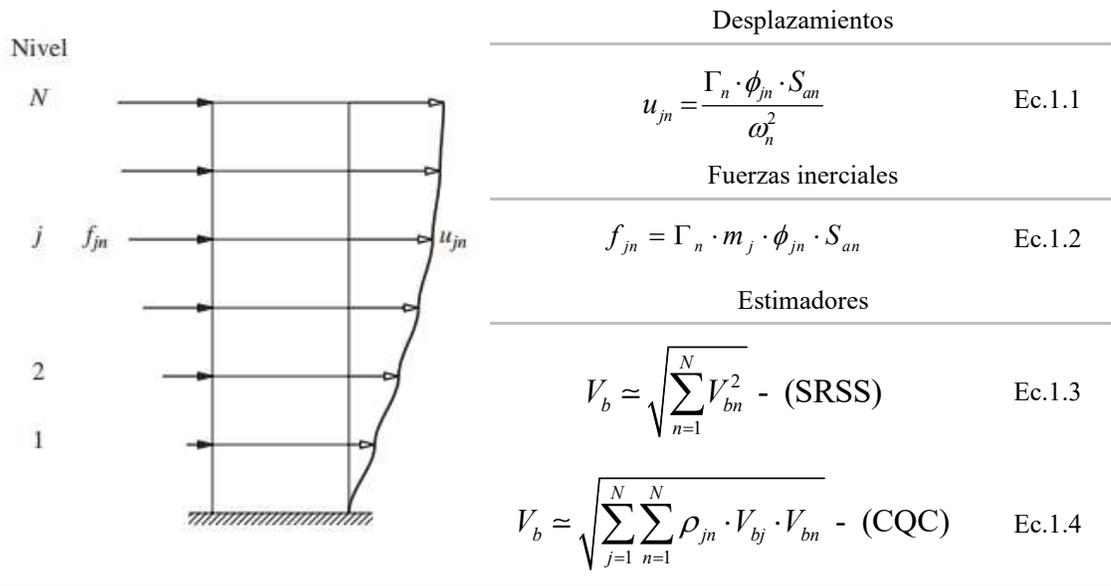


Figura 1.1: Deformaciones modales, fuerzas modales y métodos de combinación modal.

La Figura 1.1 muestra un esquema general de cómo opera el AME, las ecuaciones Ec.1.1 y 1.2 muestran el cálculo de las deformaciones y fuerzas laterales respectivamente, por otro lado las ecuaciones Ec.1.3 y Ec.1.4 muestran los métodos de combinación modal comúnmente adoptados en la práctica de diseño. Importante dentro de las variables de las ecuaciones mostradas es S_{an} , que corresponde a la pseudoaceleración del espectro de diseño (dependiente del código de diseño sismorresistente adoptado).

El AME es un análisis de tipo dinámico, sin embargo, se debe destacar que es un conjunto de análisis estáticos que posteriormente son combinados. Lo anterior, no quiere decir que no sea dinámico, ya que, utiliza las propiedades dinámicas de la estructura, modos y frecuencias naturales, así como también, las características dinámicas del suelo, representado por un espectro de pseudoaceleraciones. A grandes rasgos la ventaja que posee es que no es necesario realizar análisis de tipo dinámico tiempo historia, ya que, esta tarea ya se realizó con anterioridad, dado que para la evaluación de la respuesta modal se cuenta con un espectro de diseño de aceleraciones, el cual se construyó en parte a partir de una serie de análisis THL.

A pesar de su eficiencia el AME posee ciertas limitaciones, conocidos son los inconvenientes que se presentan en el cálculo de las deformaciones de entrepiso, ya que, sobreestima estos valores, esto se debe a que no discrimina entre valores positivos y negativos. Otro inconveniente es que considera que el factor de modificación de respuesta aplica de igual forma para todos los modos de vibrar, lo cual no representa un supuesto certero, ya que, la no linealidad está concentrada en el modo fundamental. Por otro lado, se trata de un análisis lineal elástico, es decir, fundamenta todos sus supuestos en un comportamiento lineal de los elementos que componen el sistema estructural, situación que se sabe en sismos severos no ocurre, por lo tanto, no puede considerar los cambios de rigidez que ocurren en los elementos del sistema resistente a fuerzas laterales producto de la no linealidad.

Aunque posee limitaciones, los resultados de un AME son una buena representación de la respuesta que experimenta una estructura sometida a fuerzas sísmicas (considerando que existe una calibración adecuada de la razón de amortiguamiento ξ), sin embargo, cuando los elementos del SSR dejan de comportarse linealmente la respuesta global deja de ser algo fácil de predecir y el método se vuelve impreciso, ya que, los modos naturales de vibración son válidos dentro del rango lineal y fuera de estos límites estas deformadas dejan de ser del todo ciertas. Es por estas imprecisiones, que la respuesta estructural se debe revisar de manera exhaustiva a través de técnicas de modelación no lineales que permitan visualizar de manera confiable las fuerzas asociadas a fallas de tipo repentinas (corte en el caso de muros), ya que, la distribución de fuerzas inerciales dentro de la no linealidad adquiere configuraciones distintas a las entregadas para el caso lineal.

Lo expresado en el párrafo anterior representa la principal motivación de este trabajo, que es investigar y cuantificar para un mismo sistema dinámico las diferencias existentes entre el corte que se presenta en la sección crítica en un edificio cuando se comporta de manera lineal contra su homónima cuando se le asignan propiedades no lineales. A esta diferencia en la respuesta de corte se llama amplificación dinámica de corte, fenómeno que para el caso de muros de hormigón armado en voladizo se tienen nociones bastante precisas con respecto a la distribución de fuerzas inerciales que presentan estos sistemas cuando incursionan en el rango no lineal (variadas investigaciones al respecto), sin embargo, algunas de las ecuaciones utilizadas en la actualidad para representar el factor de amplificación dinámica tienden a sobreestimar los valores de amplificación, entregando en algunos casos resultados poco realistas.

1.2 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

Existe bastante literatura que trata los efectos de amplificación dinámicos de corte, sin embargo, este estudio se centra en los trabajos que han sido la base de las expresiones de amplificación de corte para las normas de diseño sismo resistente mundialmente reconocidas. Los principales estudios revisados en este trabajo son:

Blakeley et al. (1975)

Este trabajo publicado en 1975 para muros de hormigón armado en voladizo demostró la importancia de los modos superiores (modos distintos al fundamental) en la respuesta de corte una vez que el muro alcanzaba la plastificación en la base. Este estudio se realizó con 3 modelos de edificios en voladizo de 6, 15 y 20 pisos, para 5 registros de aceleraciones de los cuales 2 se construyeron de manera artificial. Significó un cambio en las disposiciones de diseño sismorresistente de Nueva Zelanda reconociendo en el año 1982 los efectos de amplificación dinámicos para el diseño de muros de hormigón armado (factor que seguiría en las ediciones de 1995 y 2006). Lo mismo ocurrió con el comité europeo-internacional del concreto (CEB – siglas en francés) en sus ediciones de 1980, 1983 y 1985.

$$\omega_v = \begin{cases} 0.9 + \frac{n}{10} & \text{si } n \leq 6 \\ 1.3 + \frac{n}{30} \leq 1.8 & \text{si } n > 6 \end{cases}$$

Ec.1.5

$$\omega_v = \begin{cases} 0.9 + \frac{n}{10} & \text{si } n \leq 5 \\ 1.2 + \frac{n}{25} \leq 1.8 & \text{si } n > 5 \end{cases}$$

Ec.1.6

Donde:

n: Número de pisos del edificio

La Ec.1.5 y Ec.1.6 muestran las expresiones de amplificación propuestas en la norma neozelandesa NZS (1982, 1995 y 2006) y en el comité europeo del hormigón (CEB) respectivamente, dependientes del número de pisos (n), esta expresión por tramos lineales fue la primera aproximación realizada para los efectos de amplificación dinámicos de corte. Ambas expresiones son similares, siendo más conservadora la expresión planteada por la norma NZS.

Derecho et. al. (1980)

En este trabajo publicado en 1980 se propone diagramas de diseño para representar la amplificación dinámica de corte a través de la ductilidad rotacional μ_r . En este estudio Derecho realiza un estudio paramétrico para edificios de 10 y 40 pisos para 6 registros de aceleraciones usando el modelo de Takeda modificado para representar la no linealidad de los muros en sus análisis tiempo historia no lineales. La amplificación dinámica de corte se obtuvo en base a la razón entre el corte proveniente del análisis tiempo historia no lineal y el corte basal dispuesto en el código uniformado de construcción (UBC – siglas en inglés) utilizado para el diseño sismo resistente de ese entonces. Una de las dificultades en aplicar esta aproximación es la dependencia del factor de amplificación dinámico con la ductilidad rotacional, lo que obliga a realizar una relación de la ductilidad rotacional con el factor de modificación de respuesta para su correcta utilización en diseño. Los resultados obtenidos en este estudio se muestran en la Figura 1.2.

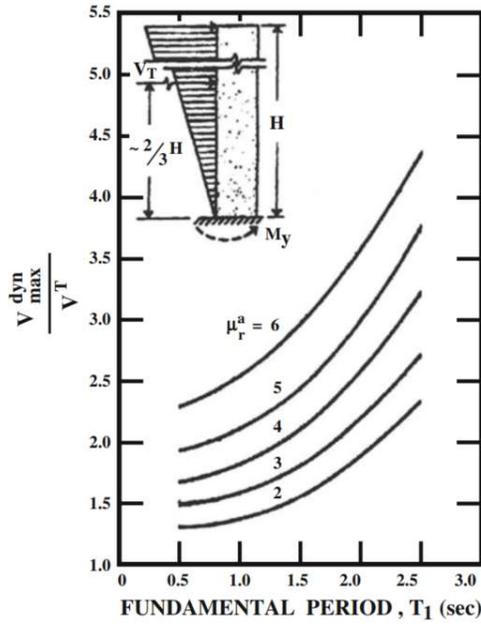


Figura 1.2: Factores de amplificación dinámicos de corte versus periodo fundamental agrupados de acuerdo con distintos valores de ductilidad rotacional, Derecho et al. (1980).

Un aspecto importante que se debe destacar al observar el gráfico de la Figura 1.2 son los altos valores de amplificación y ductilidad rotacional alcanzados en estructuras de alto periodo, el supuesto de que estructuras flexibles lleguen a presentar factores de modificación de respuesta altos sugiere la existencia de registros de aceleraciones con alto contenido de frecuencias y de baja frecuencia media (un ejemplo de esto en Chile es el registro de Concepción Centro, Maule 2010).

Eibl y Kentzel (1988)

En este trabajo publicado en 1988 se propone una expresión para cuantificar la amplificación dinámica de corte, el supuesto de esta formulación es que el modo fundamental está limitado por la plastificación de la base del muro considerando el comportamiento de los modos superiores puramente lineales, la fórmula propuesta corresponde a la que adopta el Eurocódigo 8 Parte 1 (BS EN 1998-1:2004), esta expresión se muestra en la Ec.1.7.

$$\omega_v = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{q \cdot M_{Ed}}\right)^2 + 0.1 \cdot \left(\frac{S_a(T_c)}{S_a(T_1)}\right)^2} \leq q \quad \text{Ec.1.7}$$

Donde:

- q : Factor de modificación de respuesta
- γ_{Rd} : Factor de sobrerresistencia por endurecimiento
- M_{Rd} : Resistencia flexural del muro en la base
- M_{Ed} : Momento flector de diseño en la base del muro
- S_a : Pseudoaceleración espectral
- T_1 : Periodo fundamental
- T_c : Periodo mayor en la esquina de la meseta de Pseudoaceleración.

La fórmula de la Ec.1.7 considera gran parte de los parámetros que intervienen en la amplificación dinámica de corte, es dependiente del factor de modificación de respuesta y contienen a las 2 fuentes de sobrerresistencia comúnmente encontradas en diseño (γ_{Rd} , M_{Rd}/M_{Ed}), sin embargo, la expresión es muy conservadora, ya que, considera los efectos de modos superiores en un espectro de diseño, cuando se sabe que el primer y segundo modo no serán excitados en un máximo de aceleración de manera simultánea. Dado que el Eurocódigo 8 es utilizado en muchos países de Europa y bastantes proyectos de infraestructura incluso fuera de Europa, es necesario contar con respaldo técnico respecto a la realidad sísmica del País en donde se está utilizando el factor de amplificación, se debe recordar que la sismicidad local es un factor importante en la determinación de los factores de amplificación, ya que, condiciona el comportamiento del factor de modificación de respuesta, es por esto que es conveniente realizar algún estudio paramétrico de tal manera de adaptar el factor de amplificación a la realidad local.

Eberhard & Sozen (1993)

En este trabajo publicado en 1993 se realizaron ensayos dinámicos a pequeña escala con sistemas duales de muro y marcos de momento de 9 y 10 pisos en mesa vibratoria para visualizar el efecto de amplificación de corte en sistemas de muros de H.A. En sus investigaciones pudieron visualizar la forma de la respuesta para el máximo corte registrado, notando que a medida que el sistema se iba plastificando, la forma de la respuesta global iba variando respecto a lo observado en el rango lineal, generándose aumentos significativos de las fuerzas de corte en los elementos cercanos a la base. Ambos investigadores, observaron que, durante la plastificación del muro, ocurren 2 fenómenos cruciales dentro de la amplificación dinámica de corte, el primero es cuando el muro alcanza el momento de fluencia en la base (M_y), el cual, desde este momento, hasta alcanzar su máximo probable, experimenta variaciones debido al endurecimiento que experimenta el acero de refuerzo. El segundo factor importante; y que es consecuencia de la plastificación de la sección; es la distribución de fuerzas inerciales, las cuales, se comportan de manera distinta una vez que se alcanza la fluencia en la base. La propuesta para estimar el corte máximo se muestra en la Ec.1.8.

$$V_k = V_n + D_m \cdot W \cdot A_e \quad \text{Ec.1.8}$$

Donde:

- V_n : Capacidad del muro a corte en la base
- D_m : Coeficiente que varía entre 0.27 y 0.3
- W : Peso de la estructura
- A_e : Aceleración máxima del suelo

Si se observa la Ec.1.8 desarrollada por Eberhard&Sozen (1993) se puede notar que existe una dependencia del corte máximo con el nivel de aceleración del suelo, dejando de lado factores importantes como la plastificación de la base y la influencia de modos superiores, por lo tanto, se trata de un estudio poco representativo, dada, la limitada inclusión de variables asociadas al comportamiento no lineal de los muros y la no consideración de las características de rigidez de las estructuras analizadas limitando bastante su uso en la práctica de diseño.

Rutenberg & Nsieri (2006)

En este estudio publicado el año 2006 ambos autores estudiaron la demanda de corte para muros en voladizo a través del software Ruaumoko 2-D (Carr 2000) para la realización de los análisis tiempo historia no lineales. Se asumió una respuesta flexural elástica-perfectamente

plástica para estudiar la distribución de fuerzas inerciales de los muros en voladizo. En este trabajo se consideró un comportamiento lineal del corte y las únicas fuentes de no linealidad existentes fueron flexurales, se utilizó un amortiguamiento clásico de 5% para los modos 1 y 5. Se muestra en la Ec.1.9 la expresión propuesta.

$$V_a = [0.75 + 0.22 \cdot (T + q + T \cdot q)] \cdot V_d \quad \text{Ec.1.9}$$

$$V_d = \left(\frac{M_y}{\frac{2}{3} \cdot H \cdot \left(1 + \frac{1}{2 \cdot n}\right)} \right)$$

Donde:

V_a : Corte sobre el muro amplificado

M_y : Momento de fluencia del muro

H : Altura del edificio

n : Número de pisos

T : Periodo fundamental

q : Factor de modificación de respuesta

La Ec.1.9 planteada por Rutenberg & Nsieri (2006) es dependiente del corte en la base del muro cuando se ha alcanzado el momento de plastificación, el termino que contiene al número de pisos $(1+1/2 \cdot n)$ da cuenta de la disminución que presenta el corte basal dada la flexibilidad de la estructura. El coeficiente $2/3$ refleja una distribución de fuerzas inerciales clásica de triangulo invertido. La representación gráfica de la expresión de la Ec.1.9 en función del factor de modificación de respuesta se muestra en la Figura 1.3.

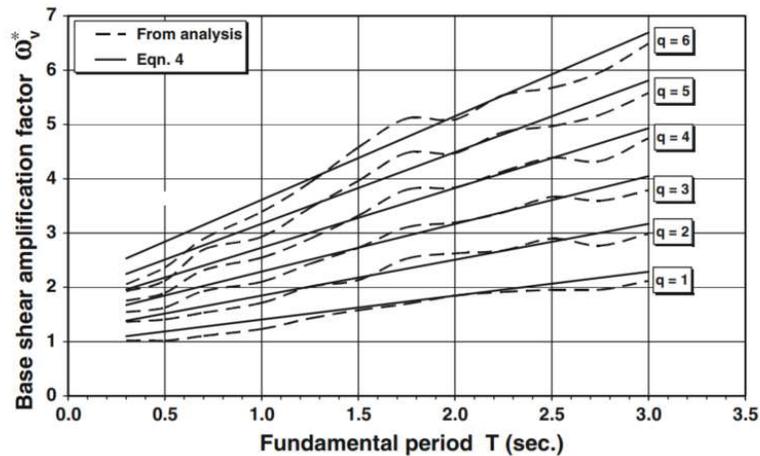


Figura 1.3: Factores de amplificación dinámicos de corte versus periodo fundamental agrupados de acuerdo con distintos valores del factor de modificación de respuesta, Rutenberg y Nsieri (2006).

Un aspecto importante que se debe destacar al observar el gráfico de la Figura 1.3 para la expresión de la Ec.1.9 son los altos valores de amplificación alcanzados en estructuras de alto periodo, el supuesto de que estructuras flexibles lleguen a presentar factores de modificación de respuesta altos sugiere la existencia de registros de aceleraciones con un alto contenido de frecuencias (que presenten frecuencias medias bajísimas) que sean capaces de excitar hasta la plastificación de la base a edificios de alto periodo. Otro aspecto discutible utilizado en esta investigación es la conocida reducción del amortiguamiento, considerándose el valor de 5% excesivo para estructuras altamente flexibles.

1.3 CONCEPTO GENERAL DE AMPLIFICACIÓN

Ya revisados algunos de los trabajos más representativos de los efectos de amplificación dinámica de corte se pueden tener nociones básicas respecto a los factores influyentes dentro de los efectos de amplificación dinámica de corte, dentro de los trabajos revisados en esta investigación, se puede desprender que la plastificación de la base a través del momento de fluencia que experimenta el muro, la capacidad de disipación de energía por comportamiento histerético a través del factor de modificación de respuesta y el periodo de la estructura, son parámetros que se deben revisar con atención. A continuación, se explica a grandes rasgos los casos analizados en este trabajo y las consideraciones previas realizadas para la obtención de resultados de amplificación dinámica de corte.

1.3.1 Concepto general de amplificación dinámica de corte para muros en voladizo

Se analiza de manera simplificada el caso más sencillo y explicativo para visualizar la amplificación dinámica de corte que corresponde al caso de un muro en voladizo. La distribución de fuerzas inerciales para el caso lineal es triangular invertida (modo fundamental) y se tienen que la altura resultante de fuerzas inerciales se encuentra a una altura efectiva de $h_{eff}=2/3 \cdot H_w$. En el supuesto de alcanzar el momento probable ($M_{pr} \approx 1.25 \cdot M_y$) en la sección crítica, el corte en la base utilizando conceptos de diseño por capacidad es:

$$V_{b[AME]} = \frac{M_{pr}}{h_{eff}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_{pr}}{H_w} = 1.5 \cdot \frac{1.25 \cdot M_y}{H_w} = 1.875 \cdot \frac{M_y}{H_w}$$

Si se considera que el refuerzo en la base ya ha sobrepasado el límite de fluencia y que la deformada del muro en ese instante se asemeja a una distribución más o menos pareja en altura como se muestra en la Figura 1.4(b) producto de la plastificación de la base (efecto de modos superiores), significa que $h_{eff}=H_w/2$, dadas estas condiciones, se puede establecer que el corte producto de un análisis tiempo historia no lineal está bien representado por:

$$V_{b[THNL]} = \frac{M_{pr}}{h_{eff}} = 2 \cdot \frac{M_{pr}}{H_w} = 2 \cdot \frac{1.25 \cdot M_y}{H_w} = 2.5 \cdot \frac{M_y}{H_w}$$

La amplificación de corte para este caso puede definirse como la razón entre el corte producto de un análisis THNL (considerando la no linealidad del material) y el corte que se obtendría de un análisis convencional (utilizando AME y diseño por capacidad):

$$\omega = \frac{V_{b[THNL]}}{V_{b[AME]}} = \frac{2.5 \cdot \frac{M_y}{H_w}}{1.88 \cdot \frac{M_y}{H_w}} \approx 1.33$$

El concepto general de amplificación se debe entender como el cambio en la distribución de fuerzas inerciales dada la disminución de rigidez en la base producto de la plastificación del

muro en esta zona. Se debe pensar que para el caso de muros en voladizo la única fuente de no linealidad es la plastificación de la base, por lo que, una vez ocurrido este fenómeno los efectos de amplificación son inminentes al inmediatamente presentarse los efectos de modos superiores. La representación gráfica de lo expuesto en párrafos anteriores es:

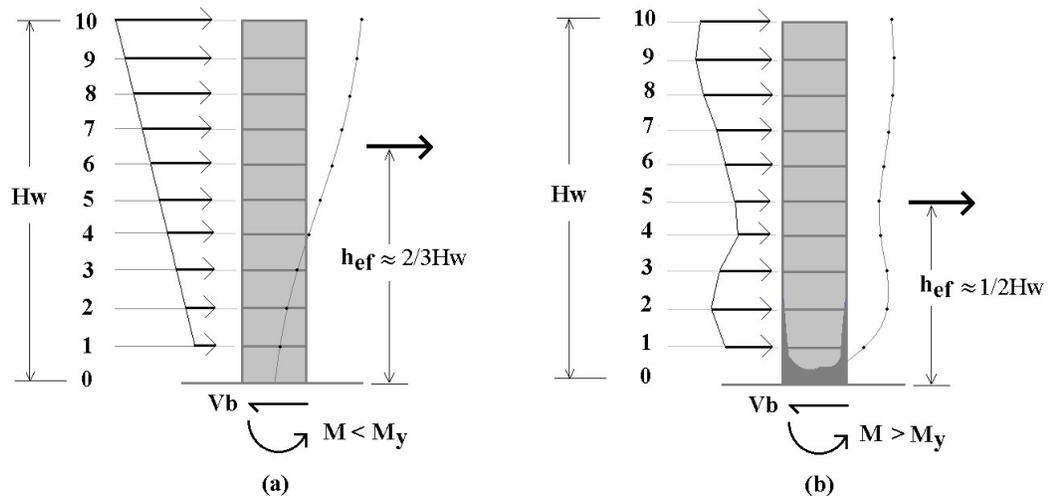


Figura 1.4: (a) Distribución de fuerzas inerciales en altura en rango lineal – AME ($h_{ef}=2/3 \cdot H_w$). (b) Distribución de fuerzas en altura en rango no lineal – THNL ($h_{ef}=1/2 \cdot H_w$) – (en la base se muestra la representación de la deformación unitaria no lineal en el refuerzo longitudinal de borde – Gris sombrío).

La Figura 1.4 explica en que consiste a grandes rasgos el efecto de amplificación dinámica en muros de hormigón armado en voladizo, una vez que la base se plastifica se modifica la forma de la deformada en ese instante de tiempo. Como en la base el momento de plastificación no sufre alteraciones (prácticamente se sostiene una vez alcanzado M_y) y la altura resultante de fuerzas inerciales disminuye el corte se ve obligado a aumentar para mantener el equilibrio del sistema.

1.3.2 Concepto general de amplificación dinámica de corte para muros acoplados y conectados

Se ha expuesto el problema de amplificación para el caso de muros en voladizo, sin embargo, este caso puntual corresponde a un elemento aislado y no involucra la interacción con otros muros ni efectos de acoplamiento con muros contiguos. Es por esta razón que en este trabajo se aborda el efecto de la conexión y acoplamiento entre 2 muros, de tal manera, de investigar que ocurre con la amplificación para estos casos. Para esto, se debe imaginar el caso de 2 muros de iguales propiedades geométricas acoplados por losas de hormigón armado (Figura 1.5 - Notar que no es el caso de vigas de acople). Si se realiza un análisis lineal de respuesta en el tiempo, y sólo se consideran esfuerzos internos provenientes de los efectos del sismo, se obtienen como resultados valores similares para el corte y el momento para cada uno de los pisos del edificio en cada uno de los muros.

Sin embargo, se sabe que los elementos de acoplamiento poseen cortes que incrementan la carga axial para un muro extremo y disminuyen la carga axial del muro opuesto. Es conocido también que el comportamiento flexural de un elemento, es absolutamente dependiente del nivel de carga axial que posee (fenómeno que se puede observar en la curva $P-M$ o en el diagrama de $M-\phi$), fenómeno que también ocurre con el corte, ecuaciones simples del ACI318 para el cálculo de la resistencia a corte de elementos sometidos a compresión dan cuenta de este efecto.

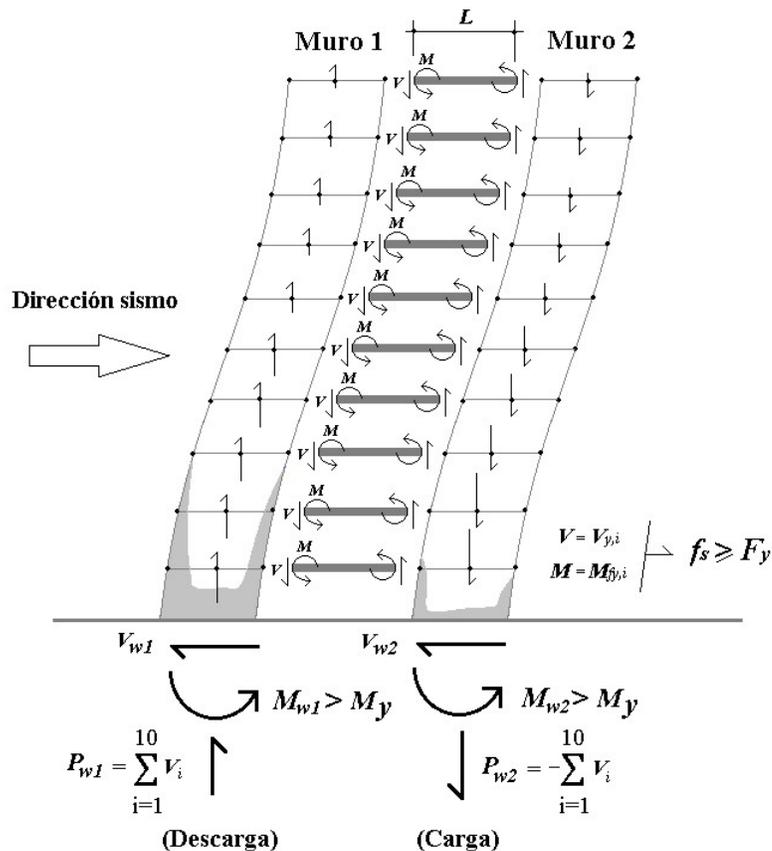


Figura 1.5: Representación de los efectos del acoplamiento en sistemas de muro acoplados por losas de hormigón armado. En gris se representan las zonas en donde la armadura sobrepasa la deformación unitaria de fluencia ϵ_y .

La Figura 1.5 muestra un instante de tiempo en el cual los elementos de acople se han plastificado desde el primer al último piso, se puede apreciar que para este instante el muro 1 tendrá un nivel de carga axial mucho menor que el muro 2, esta disminución de la carga axial en el muro 1 (dada por la sumatoria de los cortes probables de la losa de acople) genera una “fluencia anticipada” del muro, se dice fluencia anticipada porque es un nivel de momento flector menor al encontrado en condiciones gravitacionales (notar que hacer fluir las losas de acople es una tarea fácil).

El aumento (o disminución) de la resistencia flexural de un elemento sometido a carga axial es determinante en la distribución en altura de fuerzas de corte y momento en el sistema, el hecho de que uno de los muros tenga un alto nivel de carga axial de compresión significa que es mucho más resistente que su opuesto, lo que genera una migración de esfuerzos internos

desde un extremo al otro (dependiendo del sentido del sismo), efecto que en caso de un análisis lineal es imposible de visualizar a menos que se modificaran las propiedades inerciales del elemento para un caso crítico específico. La Figura 1.6 muestra lo expresado anteriormente.

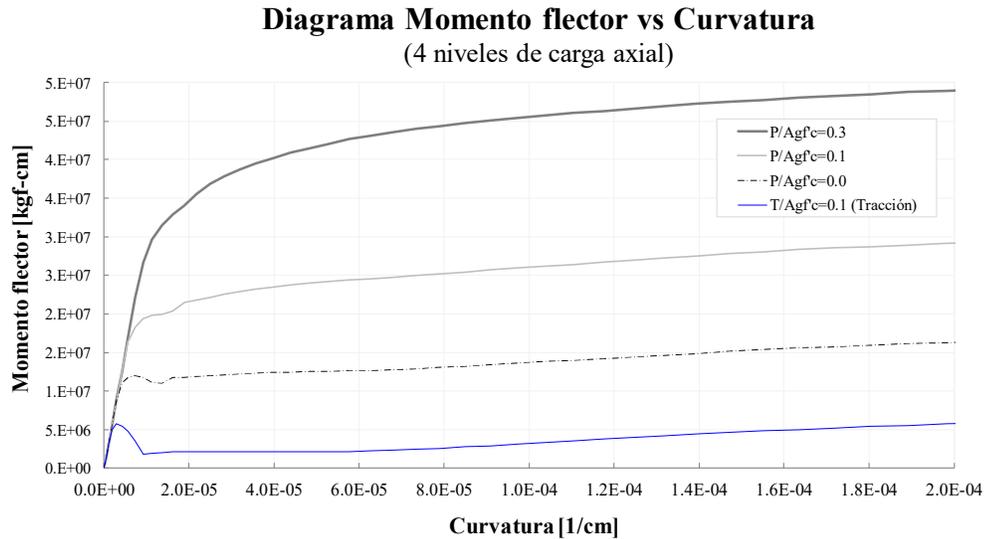


Figura 1.6: Gráfico que representa la rigidez flexural equivalente de un muro de hormigón armado y su cambio de pendiente en relación con los niveles de carga axial.

El gráfico de la Figura 1.6 muestra como a medida que aumenta la carga axial (variaciones entre -0.1 y $0.3 \cdot Ag \cdot f'c$), lo hace la resistencia flexural del elemento, este aumento de resistencia flexural, trae consigo un aumento del corte, sin embargo, este fenómeno en un análisis lineal es imposible de capturar, ya que, la resistencia flexural no es dependiente de la carga axial. Notar también como la resistencia flexural cae a niveles muy bajos para cargas axiales de tracción, dejando al elemento en cuestión con nula capacidad para resistir cargas de corte y momento flector.

1.4 OBJETIVOS

Los objetivos de este trabajo son investigar los factores de amplificación dinámicos de corte en muros de hormigón armado acoplados y conectados mediante losas. Para tales propósitos, es necesario analizar en profundidad el comportamiento no lineal de los componentes del sistema (muros y losas). Se exploran técnicas de modelación que incorporen la no linealidad del material, para el caso de los muros, esto se logra a través de rótulas de fibras distribuidas en toda la altura del muro, las cuales, capturan las incursiones en rango no lineal. De manera similar, se utilizan rótulas de plasticidad concentrada para representar la no linealidad en las losas de acoplamiento.

1.4.1 Objetivos principales

El objetivo principal de esta investigación es establecer un factor de amplificación dinámico de corte que sea aplicable al diseño estructural de muros especiales de hormigón

armado. A través de dicho factor se busca incrementar las solicitaciones de corte, las cuales, se tienden a subestimar con los métodos de análisis convencionales (análisis modal espectral o de fuerzas horizontales equivalentes), ya que, dichas técnicas no pueden considerar la incursión inelástica de los componentes del sistema sismorresistente (muros y losas), lo que genera, que una fracción no menor de solicitaciones de corte permanezca invisible dentro de los procesos de análisis y diseño dada la diferencia en la distribución de fuerzas inerciales. Adicionalmente se revisan casos en donde los muros están conectados por losas, con el objetivo de visualizar los escenarios en los cuales los niveles de acoplamiento son bajos.

En resumen, el objetivo de este trabajo es:

1. Establecer factores de amplificación dinámica para edificios en Chile estructurados con base a muros de H.A acoplados y conectados.
2. Analizar la dependencia del factor de amplificación dinámico de corte con las fuentes de no linealidad que presenta el sistema.
3. Comprender las variables que afectan la amplificación en la respuesta de corte de muros de hormigón armado acoplados y conectados, dimensiones, razones de aspecto, niveles de carga axial, cuantías de armadura, elementos de acoplamiento, etc.
4. Investigar la influencia del muro de mayores dimensiones (M1) sobre el muro de menores dimensiones (M2) cuando se presentan incursiones no lineales (en los casos que esto ocurre).

1.4.2 Objetivos secundarios

Los objetivos secundarios son variados, dentro de los más importantes, se encuentran:

1. Exploración de técnicas de análisis no lineal de estructuras a través de modelos en 2D. Análisis tiempo historia no lineal y análisis no lineal estático incremental (Pushover).
2. Validación de las técnicas de modelación no lineal a través de los ensayos realizados por Jiménez (2016) y Massone et al. (2017). Se replican numéricamente los ensayos mediante el software de análisis estructural y diseño SAP2000. Se busca una base numérica sólida que respalde los resultados obtenidos de la batería de modelos propuestos.
3. Comprender en profundidad el factor de modificación de respuesta (R), su uso dentro de las normas de diseño sismorresistente y su rol protagónico dentro del factor de amplificación dinámico de corte.

1.5 METODOLOGÍA

La metodología utilizada se resume en los siguientes puntos:

1. Revisión del fenómeno para el caso específico de muros en voladizo. Para esto, se estudian diversas publicaciones de variados autores, entre las más destacadas Blakeley (1975), Eibl y Keintzel (1988) y Rutenberg y Nsieri (2006). Adicionalmente, se revisan investigaciones de años anteriores elaboradas por Jiménez (2016) y Macaya (2017), las cuales son complementarias a la línea investigativa de este trabajo.
2. Establecer terremotos que posean frecuencias medias (Rathje, 1998) similares a las frecuencias fundamentales de los modelos matemáticos bidimensionales propuestos en este estudio. Esto se realiza con la ayuda de una base de datos de registros representativos chilenos elaborada por Jorquera (2014).
3. Establecer los modelos de comportamiento para el hormigón confinado, hormigón no confinado y acero de refuerzo. Para el hormigón no confinado se utiliza el modelo de Hognestad (1951), para el hormigón confinado el modelo de Saatcioglu&Razvi (1999) y para el acero de refuerzo el de Park&Sampson (1972).
4. Realizar modelos computacionales en SAP2000 de ensayos realizados de muros en voladizo para profundizar el entendimiento del fenómeno y comprender como funcionan las herramientas de análisis no lineal de SAP2000 (curvas esqueleto, modelos de comportamiento cíclico y análisis tiempo historia no lineal entre otros). contrastar con ensayos y evaluar la fiabilidad de los modelos matemáticos.
5. Construir una batería de modelos numéricos planos (432 modelos 2D) de 2 muros (M1 y M2) considerando variaciones para el número de pisos, nivel de carga axial, cuantías de refuerzo de muros, cuantías de refuerzo de losas de acople y registros de aceleraciones.
6. Analizar los periodos fundamentales de los modelos computacionales a utilizar, de tal manera que sean representativos de la realidad chilena, para eso se utiliza la publicación de Guendelman et al. (1997) y Lagos (2010).
7. Analizar que ocurre con los factores de amplificación dinámica de corte y todas las variables involucradas en el cálculo. Realizar modelos de regresión lineal que permitan establecer una ecuación para la amplificación dinámica de corte que sea consistente con la estructuración y sismicidad típica chilena.

1.6 ORGANIZACIÓN DEL INFORME

La organización del informe se resume en los siguientes puntos

Capítulo 1: Introducción

Se definen las motivaciones y objetivos de la presente investigación (factores de amplificación dinámica en muros con acoplamiento y conectados), breve revisión de los factores de amplificación dinámica para muros en voladizo y su importancia en la base teórica de este trabajo. Se describe la metodología utilizada para la obtención de resultados. Se debe destacar que la mayoría de las investigaciones en el campo de los factores de amplificación dinámica están enfocadas en el problema de muros en voladizo (caso más simple). Con el desarrollo de las computadoras y las técnicas de análisis numérico, hoy en día se pueden realizar análisis con un alto grado de detalle y en tiempos más acotados. Lo anterior, permite realizar análisis de muros con rótulas de fibras capaces de capturar la distribución de no linealidad de los muros en altura e incluir los efectos del acoplamiento de las losas a través de rótulas de plasticidad concentrada.

Capítulo 2: Descripción del modelo computacional

Se describen cada uno de los pasos realizados para la construcción de los modelos computacionales con los cuales se basa esta investigación, se explica la forma de operar del software SAP2000 y su manera de integrar todos los datos ingresados. Se explica el funcionamiento de los modelos de rótulas de fibras y rótulas de plasticidad concentrada. Se detallan los parámetros involucrados en el funcionamiento de ambos tipos de rótula, curvas esqueleto utilizadas, modelos de comportamiento cíclico, métodos de análisis tiempo historia (lineal y no lineal), amortiguamiento y otras características de interés.

Capítulo 3: Validación del modelo computacional

Se realiza un contraste entre los resultados obtenidos en los trabajos de Jiménez (2017) y Massone et. Al (2018) con sus respectivos modelos computacionales en SAP2000. Se busca establecer que tan confiable resulta ser la modelación numérica en SAP2000 para ambos casos y el porcentaje de error con el cual se está trabajando. Este ejercicio es un buen contraste para visualizar la forma en que se realizan las modelaciones de la realidad y como se manejan las distintas variables involucradas en la solución de un problema estructural. Son muchas las variables que se encuentran en la modelación matemática de un problema estructural, por lo que, es importante visualizar la influencia de cada una de ellas al momento de comprender ciertos fenómenos físicos que ocurren en el comportamiento real de estructuras.

Capítulo 4: Análisis e interpretación de resultados

Se agrupan los factores de amplificación dinámica obtenidos de los 432 análisis efectuados y se correlacionan con el factor de modificación de respuesta equivalente calculado. Adicionalmente se analiza de qué manera influyen en los valores obtenidos parámetros como la

carga axial, el contenido de frecuencias del registro y los efectos de modos superiores por plastificación de la base.

Capítulo 5: Expresiones para el factor de amplificación dinámico de corte para diferentes agrupaciones de datos.

Se agrupan los factores de amplificación dinámica obtenidos de los 432 análisis efectuados en 4 grupos representativos que involucran 1.- Cuantías de refuerzo de elementos de acopla, número de pisos, tipo de muro (M1 y M2) y resonancia con el registro de aceleraciones. Se propone un parámetro representativo para el diseño estructural de muros típicamente encontrados en estructuración chilena.

Capítulo 6: Conclusiones

De acuerdo con los resultados obtenidos, se establecen recomendaciones que permitan efectuar diseños que eviten fallas de tipo frágil en muros de hormigón armado (corte y flexo compresión) cuando están acoplados por losas y presentan características resistentes diferentes ($M1 \neq M2$). A través del factor de amplificación dinámico de corte se está dando un paso más en lo que respecta a la seguridad estructural y correcto desempeño de los elementos del sistema sismorresistente (muros), ya que, se está garantizando el comportamiento dúctil de la sección mediante un elemento gobernado por flexión. Lo anterior permite el desarrollo de ciclos de histéresis estables y con alta capacidad de disipación de energía (comportamiento deseado).

II. CAPITULO II - DESCRIPCIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL

Se describen en este capítulo las principales características del modelo matemático utilizado en la obtención de resultados, las consideraciones aquí planteadas son también parte de las consideraciones realizadas para la validación de los ensayos realizados por Jiménez (2016) y Massone (2017).

2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL Y MODELO BASE

La modelación para representar el sistema estructural se realiza mediante elementos de marco (modelo de viga-columna equivalente) comúnmente utilizados en la modelación de muros esbeltos ($H_w/L_w \geq 3$) donde la conexión de muros con elementos de acople se realiza a través elementos infinitamente rígidos de longitud variable dependiendo del largo del muro (Orakcal&Wallace, 2006). La orientación global de los modelos tiene al eje Z en la dirección de la gravedad y a X en la dirección horizontal (2D: Plano Z-X). Para las condiciones de apoyo en la base se utilizan restricciones de giro alrededor del eje Y global y restricciones de desplazamiento en la dirección X y Z globales. El esquema general de modelación utilizado en el estudio se muestra a continuación:

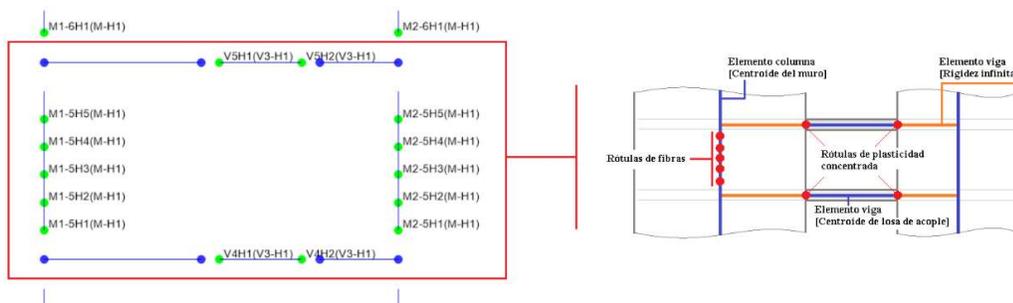


Figura 2.1: Modelo de viga-columna equivalente utilizado en la modelación 2D del estudio paramétrico

La Figura 2.1 muestra el esquema general de asignación de rótulas de fibras y de plasticidad concentrada para un modelo típico, se tienen rótulas de fibras cada 0.5 m y rótulas de plasticidad concentrada en los extremos de las losas de acople (0: Nodo inicial y 1: Nodo final). Los muros están conectados mediante una losa de espesor 200 mm y ancho efectivo de 2000 mm, con separación libre de 1.5 m entre muros. El detalle se muestra en la Figura 2.2.

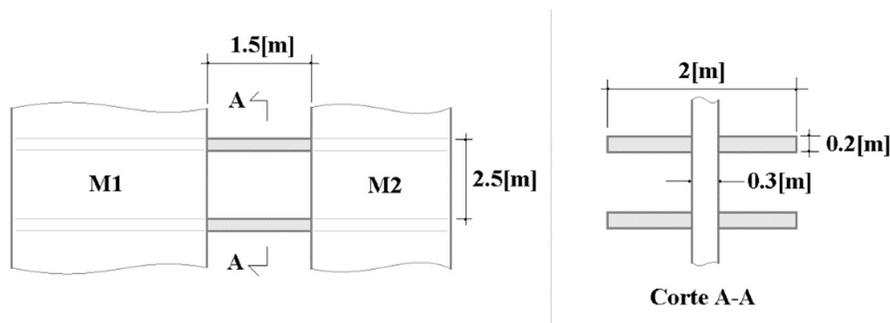


Figura 2.2: Altura de entrespezo y losa de acoplamiento.

La Figura 2.2 muestra de manera esquemática la altura de entrepiso y separación libre entre muros típicamente encontrada en edificios chilenos. Los modelos bidimensionales tienen características en común, es por esto, que se crean algunos modelos base (9 modelos), a los cuales se les modificará luego algunas propiedades, como es la cuantía de los elementos de borde, la cuantía del elemento de acople y el registro para el análisis THL y THNL.

2.2 CARGA AXIAL Y NUMERO DE PISOS

El nivel de carga axial de los modelos tiene directa relación con el número de pisos, así para los modelos de 10, 20 y 30 pisos se utiliza un nivel de carga axial para los muros de la base de $7.5\%Ag \cdot f'c$, $10\%Ag \cdot f'c$ y $12.5\%Ag \cdot f'c$ respectivamente. Se debe destacar que, para los casos de análisis de los edificios de 30 pisos, no se consideran los casos en los cuales $L_{w1}=L_{w2}=2$ m, ya que, estos modelos presentaron altos periodos fundamentales de vibración, que se alejaban de las características de rigidez del típico edificio chileno. Luego la modelación 2D utilizada se muestra en las figuras 2.3 a la 2.5.

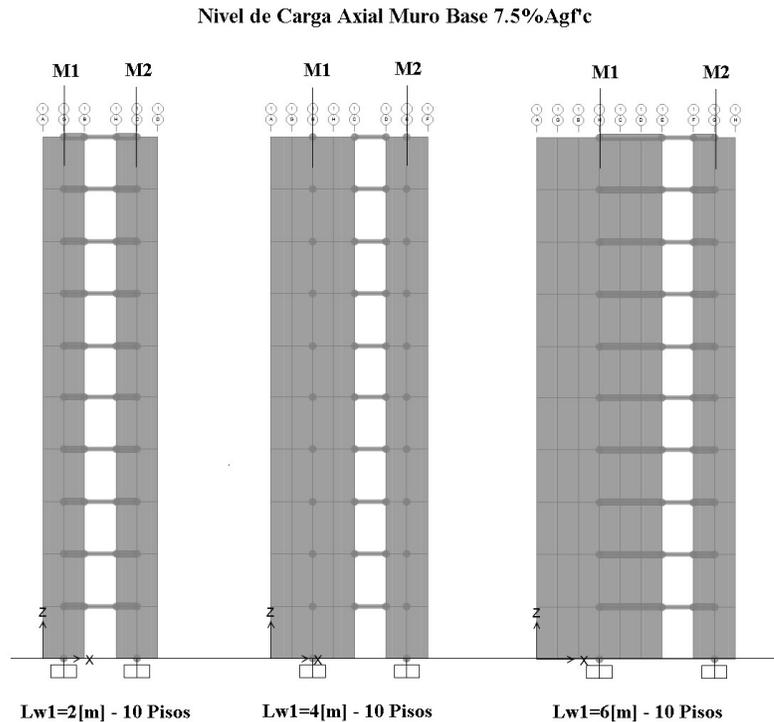


Figura 2.3: Modelos base para edificio de 10 pisos ($h_x=2.5$ m – $H_w=25$ m), niveles de carga axial de $7.5\%Ag \cdot f'c$ para los muros de la base, Longitudes variables para el Muro M1 de $L_{w1}=2$ m, $L_{w1}=4$ m y $L_{w1}=6$ m. Longitud del Muro M2 constante, $L_{w2}=2$ m.

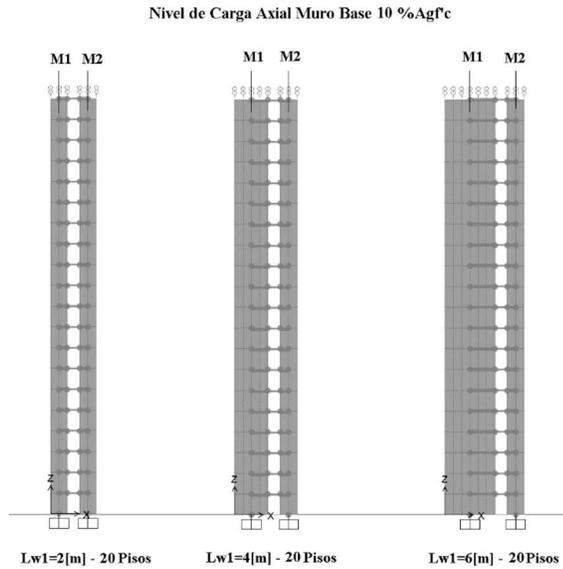


Figura 2.4: Modelos base para edificio de 20 pisos ($h_x=2.5$ m – $H_w=50$ m), niveles de carga axial de 10%Agf'c para los muros de la base, Longitudes variables para el Muro M1 de $L_{wl}=2$ m, $L_{wl}=4$ m y $L_{wl}=6$ m. Longitud del Muro M2 constante, $L_{w2}=2$ m.

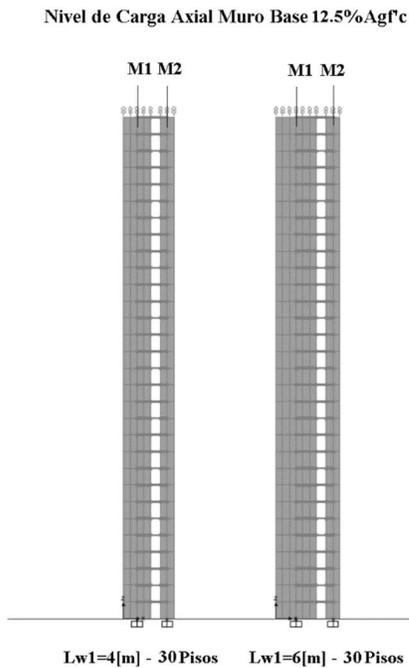


Figura 2.5: Modelos base para edificio de 30 pisos ($h_x=2.5$ m – $H_w=75$ m), niveles de carga axial de 12.5%Agf'c para los muros de la base, Longitudes variables para el Muro M1 de $L_{wl}=4$ m y $L_{wl}=6$ m. Longitud del Muro M2 constante, $L_{w2}=2$ m.

Las figuras 2.2 a la 2.5 muestran los modelos 2D utilizados en el estudio (vista extruida), se muestran los casos de 10, 20 y 30 pisos utilizados, se debe notar que, para el caso de 30 pisos no se consideraron los casos en los cuales ambos muros tienen las mismas dimensiones ($L_{w1}=L_{w2}=2$ m), ya que, presentaban períodos fundamentales alejados de lo comúnmente observado en edificios chilenos (explicado más adelante).

2.3 CUANTÍAS DE REFUERZO

Los muros presentan un espesor de 300 mm, luego, la cuantía de refuerzo de los muros se divide en cuantía de armadura de elementos de borde y cuantía de armadura de reparto. Para la armadura de elementos de borde, se establece en función del área del elemento de borde, correspondiendo a 1%, 3% y 5% del área del elemento de borde. Por otro lado, el área del elemento de borde depende de la longitud del muro, se establece la profundidad del elemento de borde como 15% de la longitud del muro. Para la cuantía de la armadura de reparto se utiliza lo comúnmente encontrado en muros chilenos, que es $\phi 12$ espaciado a 200 mm, lo que equivale a una cuantía de 0.38%. Para los elementos de acople se utiliza una cuantía de 0.0% (muros conectados), 0.3% y 0.6% (muros acoplados).

2.4 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

Se utilizan 2 análisis tiempo historia no lineales, el primero busca rescatar las propiedades lineales del sistema, por lo que, se reduce la aceleración de la gravedad utilizada en el análisis (análisis tiempo historia lineal equivalente). El segundo opera de manera normal, ya que, es el utilizado para obtener la respuesta no lineal del sistema. Para ambos se utiliza el método de integración en el tiempo de Hiber-Hughes-Taylor- α (Hilbert et al., 1977), con un valor de Alfa igual a 0 (con alfa igual a 0, el método HHT es igual al método de la aceleración promedio de Newmark).

2.4.1 Analisis tiempo historia lineal equivalente

El concepto de análisis tiempo historia lineal equivalente se utiliza para asegurar consistencia con el análisis tiempo historia no lineal y así tener parámetros de comparación que permitan establecer de manera confiable la capacidad de disipación de energía de la estructura. Para el análisis tiempo historia lineal equivalente, se ejecuta un análisis tiempo historia no lineal con un registro reducido 100 veces en su aceleración de gravedad ($g=9.81$ cm/s²). Se realiza esta importante reducción para captar la respuesta puramente lineal del sistema original, no dando lugar siquiera a fisuración por parte de los elementos del SSR. Con la reducción propuesta, las propiedades del hormigón incorporadas en las rótulas de fibras y de plasticidad concentrada en los elementos no alcanzan el momento de fisuración (M_{cr}). Se podría realizar un modelo de propiedades lineales, sin embargo, lo más realista es captar el comportamiento elástico del sistema con las definiciones de materiales propuestas donde se incluyen las constitutivas de los materiales, en este sentido un modelo elástico podría presentar una eventual concentración de esfuerzos elásticos de corte y momento teóricamente inexistentes (sobre todo en los elementos de acople).

2.4.2 Análisis tiempo historia no lineal

Para el análisis tiempo historia no lineal, se utiliza integración en el tiempo mediante el método de Hiber-Hughes-Taylor- α (HHT), La razón de la elección de este método de integración es que agrega un factor alfa, el cual, presenta un amortiguamiento numérico controlado, el cual, mantiene estable la convergencia cuadrática, esto hace al método altamente confiable en la resolución de la ecuación de movimiento de sistemas que presentan altas incursiones no lineales. Se comienza la integración en el tiempo a partir de la resolución del caso de peso muerto no lineal para posteriormente resolver la ecuación de movimiento de rigidez variable en el tiempo.

2.5 AMORTIGUAMIENTO DEL SISTEMA

Para representar los mecanismos de amortiguamiento del sistema se utiliza una matriz de amortiguamiento clásico, específicamente el amortiguamiento de Rayleigh, el cual, es una manera de representar el amortiguamiento que posee el sistema a partir de las matrices de masa y rigidez. Es sabido que es difícil conocer el amortiguamiento de la estructura, dado que, medir en cuanto contribuyen cada una de las fuentes de amortiguamiento es prácticamente imposible, por lo que, una buena aproximación de este efecto, es cuantificarlo a partir de la matriz de rigidez y de masa, ya que, son valores conocidos que aproximan de buena forma las propiedades dinámicas de la estructura. La razón de amortiguamiento utilizada en esta investigación es de 5% y corresponde a los valores comúnmente encontrados para estructuras de hormigón en la mayoría de las normas de diseño sísmico y que es consistente con el decaimiento en la respuesta medido en estructuras de hormigón reales.

2.6 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE MATERIALES

Se especifican las curvas esfuerzo-deformación utilizadas en esta investigación, estas curvas son la base de la construcción de las curvas esqueleto que utiliza el software para la integración numérica de las rótulas de fibras. Para la construcción de las curvas esfuerzo-deformación del hormigón y del acero, se destacan las propiedades de resistencia relevantes para ambos materiales utilizadas en este estudio, estas son:

1. Hormigón calidad H30, $f'_c=25$ Mpa.
2. Acero de refuerzo A630-420H, $F_y=420$ Mpa.

El muro de hormigón se compone de materiales de diferente resistencia, se debe destacar que si bien la calidad del hormigón es común para todo el muro el efecto del confinamiento de los elementos de borde incrementa la capacidad resistente del hormigón en estas zonas elevando de manera considerable el valor base para f'_c . en la zona central no se consideran efectos de confinamiento, el acero de refuerzo utilizado posee una calidad comúnmente especificada en los proyectos de edificación en Chile y no se consideran modificaciones en sus propiedades mecánicas producto de su comportamiento en compresión.

2.6.1 Curva esfuerzo deformación del hormigón no confinado

La curva de esfuerzo-deformación para hormigón no confinado es propia de la parte central del muro (zona distinta de los elementos de borde). Para la construcción de la curva esfuerzo-deformación del hormigón no confinado, se utiliza el modelo de Hognestad (1951), la definición del modelo se rige por la Ec. 2.1.

$$f_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} f_c' \cdot \left[\frac{2 \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] & \text{for } 0 < \varepsilon_c < \varepsilon_o = \frac{2 \cdot f_c'}{E_c} \\ f_c' - 0.15 \cdot f_c' \cdot \frac{(\varepsilon_c - \varepsilon_o)}{(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_o)} & \text{for } \varepsilon_o < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu} = 0.0038 \\ 0 & \text{for } \varepsilon_{cu} > 0.0038 \end{cases} \quad \text{Ec. 2.1}$$

De acuerdo con las propiedades de resistencia establecidas para el hormigón ($f_c' = 25$ Mpa), se muestra en la Figura 2.6 el modelo de comportamiento del hormigón no confinado de acuerdo con el modelo de Hognestad (1951).

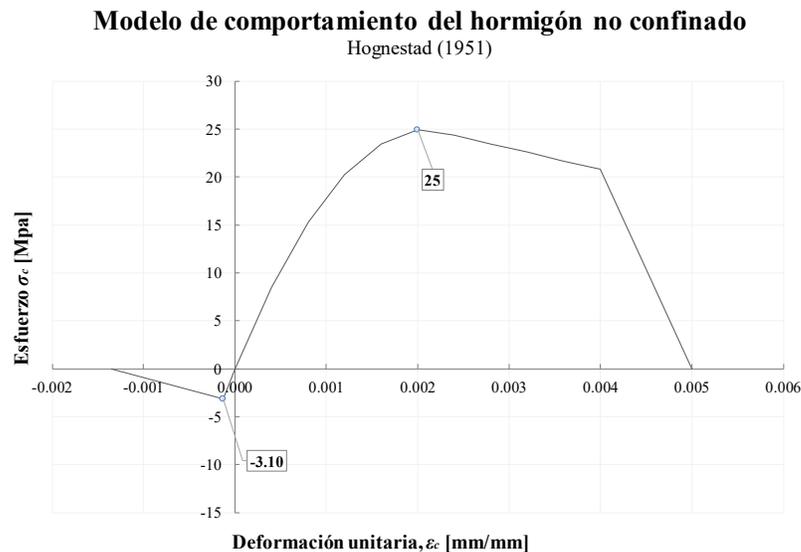


Figura 2.6: Modelo de hormigón no confinado Hognestad (1951)

La Figura 2.6 muestra la curva esfuerzo-deformación del hormigón no confinado, el máximo esfuerzo alcanzado para este material es de 25 Mpa y ocurre a una deformación unitaria de 0.002 mm/mm, por otra parte, para la resistencia a tracción, se tiene un valor máximo de 3.1 Mpa y ocurre a una deformación unitaria de 0.00013 mm/mm. La deformación unitaria máxima considerada para este material es de 0.0038 mm/mm, luego se otorga una rama descendiente hasta una deformación unitaria de 0.005 mm/mm para evitar problemas de inestabilidad numérica en el software.

2.6.2 Curva esfuerzo-deformación del hormigón confinado

La curva de esfuerzo-deformación para hormigón confinado es propia de los elementos de borde de los muros. Para la construcción de la misma se utiliza el modelo de Saatcioglu&Razvi (1999), este modelo considera una presión de confinamiento lateral equivalente (f_{le}), que se obtiene aplicando una serie de factores que dependen del ordenamiento que posee la armadura transversal (dependiente a su vez de la disposición de la armadura longitudinal), se debe destacar que el modelo contempla la existencia de armadura de confinamiento en 2 direcciones perpendiculares, siendo f_{le} un promedio ponderado de la contribución de la armadura de confinamiento en ambas direcciones (x e y). Como se tienen 3 longitudes de muro, se tendrán 3 curvas de hormigón confinado debido a que los 3 elementos de borde tendrán diferente resistencia para el concreto confinado debido a las diferencias en la armadura de confinamiento distribuida en la dirección x del muro. La Figura 2.7 muestra lo descrito.

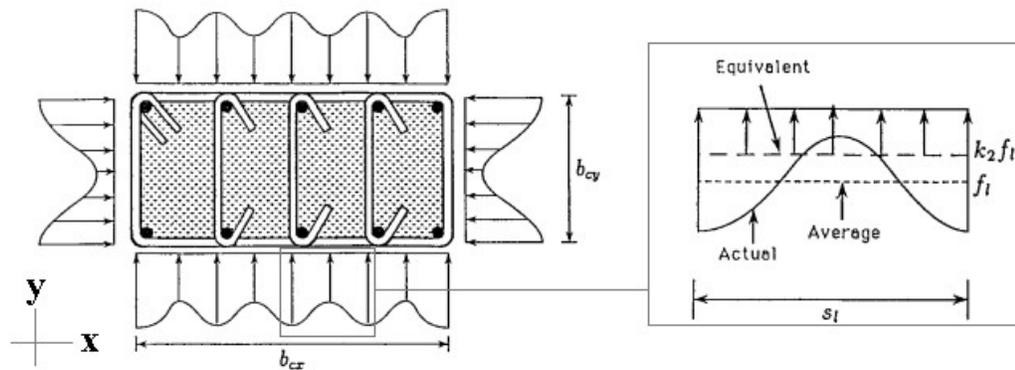


Figura 2.7: Fundamento del modelo de confinamiento del hormigón. Saatcioglu&Razvi (1999)

La Figura 2.7 muestra las consideraciones básicas del modelo de Saatcioglu&Razvi, que establece un núcleo confinado, en donde se tienen fuerzas de confinamiento promedio dadas por la reacción del refuerzo transversal a la expansión del hormigón. Con respecto al confinamiento de los elementos de borde, es necesario realizar algunas consideraciones respecto a la obtención de las curvas de hormigón confinado para estos elementos, los supuestos se rigen de acuerdo con requisitos de detallado establecidos por el DS60.

Para el confinamiento de los elementos de borde en este estudio, se asume:

1. No se considera pandeo por parte de las barras de refuerzo longitudinales.
2. Cada barra longitudinal de borde está amarrada por un gancho de confinamiento. Lo que equivale a tener una cuantía de refuerzo transversal de $\rho_c=1\%$.
3. Se tiene un largo de elemento de borde 15% del largo del muro, es decir, se tiene para $L_w=2\text{m}$ un largo de elemento de borde 300mm, para $L_w=4\text{m}$ un largo de 600mm y para $L_w=6\text{m}$ un largo de 900mm.
4. La separación entre barras longitudinales en el plano para ambos sentidos es $s_l=120\text{mm}$.
5. La separación de la armadura de confinamiento de borde en el sentido longitudinal de las barras de flexión (a lo alto del muro) es de $s=100\text{ mm}$.
6. El diámetro de la armadura transversal de confinamiento es $\phi=12\text{ mm}$.

La construcción de la curva tensión-deformación se rige por las ecuaciones entregadas en el artículo de Saatcioglu&Razvi (1999), se debe notar el aumento en los niveles de deformación unitaria en el hormigón producto del confinamiento y su papel fundamental en el incremento de ductilidad de la sección. El resultado del planteamiento de las ecuaciones para las distintas profundidades de los elementos de borde se muestra en la Figura 2.8.

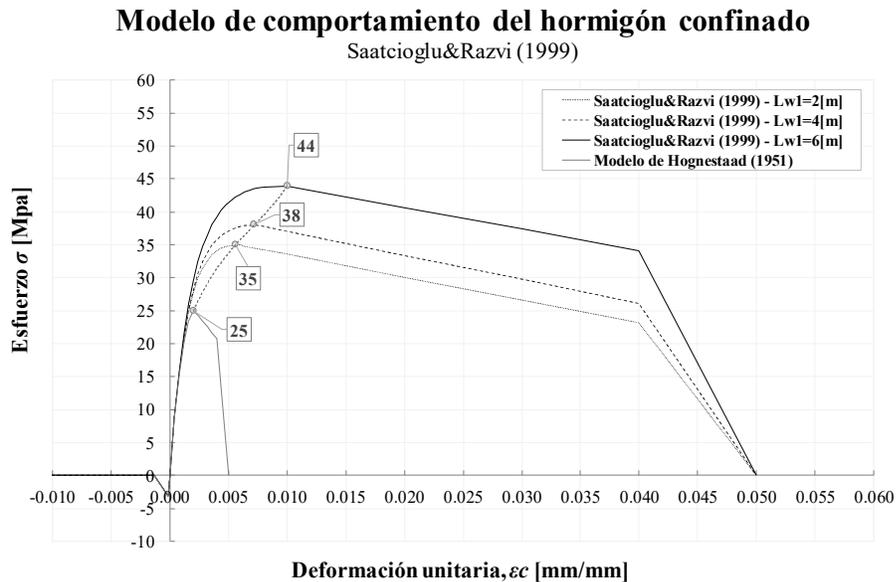


Figura 2.8: Modelo de hormigón confinado Saatcioglu&Razvi (1999) para las distintas longitudes de muro utilizadas en el estudio, 2 m, 4 m y 6 m.

La Figura 2.8 muestra el contraste de los 3 modelos de hormigón confinado y su comparación con la curva de hormigón no confinado, notar que no existen grandes diferencias entre los modelos de hormigón confinado para las distintas profundidades de elemento de borde, sin embargo, esta consideración se realiza para entregar mayor exactitud en la obtención de resultados. Adicionalmente, notar el importante incremento de resistencia y el notable aumento en los niveles de deformación unitaria para el caso del hormigón confinado en comparación con el caso de hormigón sin confinar. La deformación unitaria última se establece en $\epsilon_{20}=0.04$ mm/mm, se establece luego una rama descendente hasta 0.005 mm/mm para evitar problemas de convergencia en el modelo computacional.

2.6.3 Curva esfuerzo-deformación del acero

Para la construcción de la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo, se utiliza em modelo de Park y Sampson (1972), la Figura 2.9 muestra gráficamente lo expresado por las ecuaciones 2.2 a 2.5.

$$f_s(\varepsilon_s) = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_s & \text{for } 0 < \varepsilon_s < \varepsilon_y = \frac{F_y}{E_s} \\ F_y & \text{for } \varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh} = 0.01 \\ F_y \cdot \left(\frac{m \cdot u + 2}{60 \cdot u + 2} + \frac{u \cdot (60 - m)}{2 \cdot (30 \cdot r + 1)^2} \right) & \text{for } \varepsilon_s > \varepsilon_{sh} \end{cases} \quad \text{Ec. 2.2}$$

Donde:

$$m = \frac{\left(\frac{F_u}{F_y} \right) \cdot (30 \cdot r + 1)^2 - 60 \cdot r - 1}{15 \cdot r^2} \quad \text{Ec. 2.3}$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad \text{Ec. 2.4}$$

$$u = \varepsilon_s - \varepsilon_{sh} \quad \text{Ec. 2.5}$$

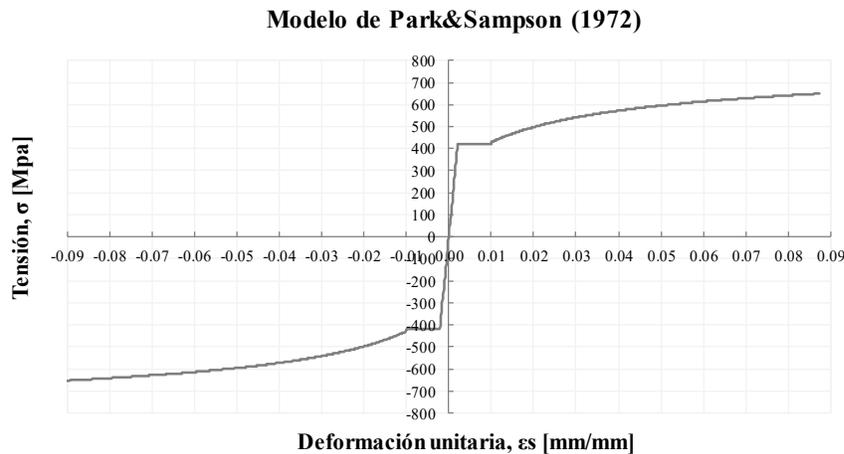


Figura 2.9: Modelo de acero de refuerzo Park&Sampson (1972)

En la Figura 2.9 se identifican 3 zonas en la relación tensión-deformación de las barras de refuerzo, la primera corresponde al rango de comportamiento lineal ($m=E_s$) hasta alcanzar la deformación unitaria de fluencia $\varepsilon_y=0.0021$ (F_y/E_s). Luego se encuentra la meseta de fluencia hasta alcanzar una deformación unitaria igual a $\varepsilon_{sh}=0.01$, en este punto comienza la zona de endurecimiento por deformación ($f_s=F_y$). Finalmente se encuentra la zona de endurecimiento por deformación que alcanza una deformación unitaria última de $\varepsilon_u=0.09$.

2.7 MODELO DE RÓTULAS DE FIBRAS EN MUROS

Para cada caso se registra la no linealidad de los muros a través de rótulas de fibras discretizadas cada 0.5 m. Cada una de las rótulas de fibras utilizadas posee una partición de la sección transversal que depende de la longitud del elemento, para $L_w=2$ m se tienen 33 fibras (24 fibras de hormigón y 9 fibras de acero), para $L_w=4$ m se tienen 40 fibras (24 fibras de hormigón y 16 fibras de acero) y para $L_w=6$ m se tienen 46 fibras (24 fibras de hormigón y 22 fibras de acero). Lo anterior se muestra en la Figura 2.10.

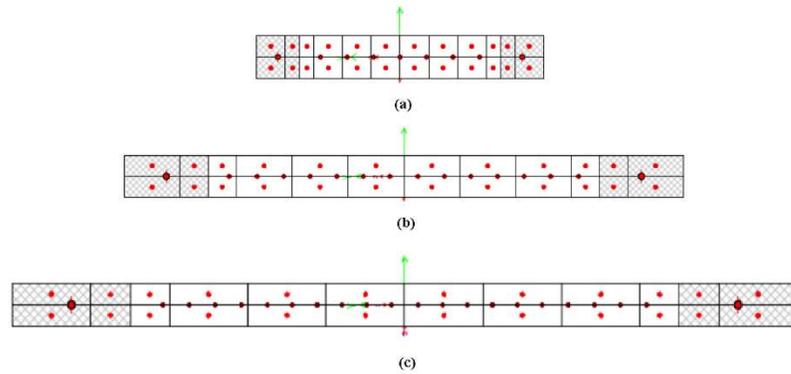


Figura 2.10: Representación de las fibras axiales para longitudes de (a) $L_w=2$ m, (b) $L_w=4$ m y (c) $L_w=6$ m. En gris se muestran los elementos de confinamiento (hormigón confinado) y en blanco el elemento central (hormigón no confinado). Los puntos rojos representan el centro geométrico de las fibras.

La Figura 2.10 muestra la disposición de fibras para las 3 longitudes de muro propuestas, cada una de estas fibras está gobernada por su constitutiva tensión-deformación correspondiente. La integración del comportamiento sobre la sección transversal, y luego la multiplicación por la longitud de la rótula plástica, proporciona una relación de fuerza axial-deformación axial y rotación-momento biaxial (que en este caso es sólo en M3) que para cada instante de tiempo da forma a la curva de histéresis de la rótula.

En el caso de muros esbeltos, importante es poder establecer modelos que nos permitan representar la interacción entre el momento flector y la carga axial que se producen dentro de la sección y como se distribuye la no linealidad de la sección en los diferentes segmentos a lo largo de la altura del muro. El modelo de rótulas de fibras representa de manera confiable la interacción entre cargas axiales y momento flector, esto debido a que, la sección transversal del muro está discretizada internamente en un número finito de fibras en donde ciertas fibras representan al hormigón y otras al acero de refuerzo. Otro punto importante, es que se realiza una discretización en altura, lo que, permite visualizar como se va concentrando la no linealidad a través de la altura del elemento.

2.7.1 Curvas esqueleto y de comportamiento cíclico

Una rótula de fibras posee en esencia 2 componentes clave, una curva esqueleto (curva tensión deformación) y un modelo de comportamiento cíclico (histéresis). Un modelo de comportamiento cíclico debe tener una guía, es decir, una relación tensión deformación que le muestre el camino que debe seguir, sin esto, la rótula de fibras no tendría un rumbo definido.

2.7.1.1 Curva esqueleto de comportamiento del Hormigón

La curva esqueleto para el hormigón no confinado utilizada en este estudio se establece de acuerdo con el modelo de Hognestad (1951), mostrado en la Figura 2.6. Para la curva esqueleto de hormigón confinado se utiliza una construcción de características similares utilizando el modelo de Saatcioglu&Razvi (1999) mostrado en la Figura 2.8. Notar que se considera la resistencia a tracción del hormigón en la representación del material para ambos casos.

2.7.1.2 Modelo de comportamiento cíclico del hormigón

El modelo de comportamiento cíclico utilizado para el hormigón es el modelo *Concrete* del SAP2000. El comportamiento de tracción y compresión para el modelo propuesto es independiente y se comporta de manera diferente para cada estado de carga. La curva esqueleto se utiliza para determinar el signo de compresión que puede ser positivo o negativo. El punto que tiene el mayor valor absoluto de esfuerzo o fuerza se considera que está en compresión, por lo que, el signo de compresión puede ser positivo o negativo.

El comportamiento de compresión se modela de la siguiente manera:

1. La carga inicial se encuentra a lo largo de la curva esqueleto.
2. La descarga a cero ocurre a lo largo de una línea casi paralela a la línea elástica de compresión. La línea se dirige en realidad a un punto de pivote en la extensión de la línea elástica de compresión, situada de modo que la pendiente de carga a la fuerza de compresión máxima en el nuevo ciclo tiene la mitad de la rigidez de la línea de carga elástica.
3. A fuerza cero, se produce la carga inversa hacia la tracción.
4. La carga subsiguiente en compresión ocurre a lo largo de la línea de descarga previa si el factor de degradación de energía es $f=0.0$. Para el caso de esta investigación se considera $f=0.0$, es decir, no existe degradación del material al no alcanzarse niveles de deformación lateral que inicien un rompimiento importante del hormigón de los extremos del muro.

El comportamiento de la tracción en el hormigón se modela de la siguiente manera:

2. La carga inicial se encuentra a lo largo de la curva de la curva esqueleto.
3. La descarga ocurre a lo largo de una línea secante al origen.
4. La carga posterior ocurre a lo largo de la secante de descarga desde el origen hasta el punto de máxima deformación por tracción previa. La representación esquemática del comportamiento cíclico del hormigón se muestra en la Figura 2.11.

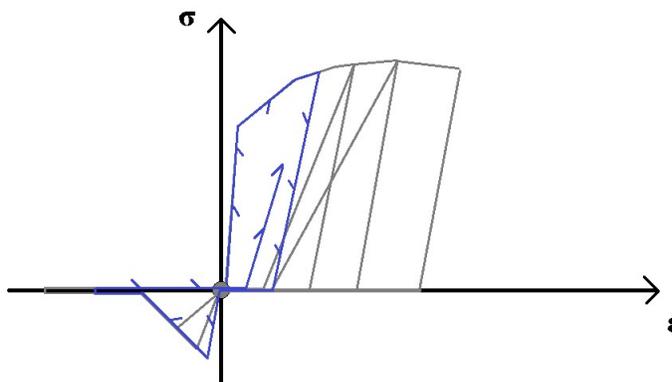


Figura 2.11: Modelo de comportamiento cíclico utilizado para el hormigón (C-NC)

La Figura 2.11 muestra de manera esquemática el comportamiento cíclico del hormigón confinado y no confinado (en azul se muestra un ciclo de carga y descarga) se debe destacar que existe una degradación base que presenta el modelo, ya que, se trata de un modelo de pivote el

cual disminuye la rigidez a la mitad en cada ciclo que el hormigón incursiona en rango no lineal, esto quiere decir, que si el hormigón sufre altas deformaciones descargará degradando su rigidez a la mitad de la rigidez elástica inicial, y al próximo ciclo de carga de compresión la carga seguirá la rigidez que se presentó en el ciclo anterior de descarga (desplazamiento del punto pivote), no se presenta una degradación adicional de rigidez a medida que el software detecta incrementos en los niveles de deformación unitaria, ya que, se asume a priori, que no se alcanzarán valores de deformación unitaria lo suficientemente altos como para generar un deterioro acelerado del hormigón en la sección.

2.7.1.3 Curva esqueleto de comportamiento del Acero

La curva tensión deformación utilizada para el acero corresponde al modelo de Park&Sampson (1972), la forma de la curva en este caso posee el mismo comportamiento tanto en compresión como en tracción (Figura 2.9), notar que no se utilizan modelos que consideren pandeo de las barras de refuerzo, pérdidas de recubrimientos ni ningún otro efecto que disminuya la resistencia del refuerzo por efectos de inestabilidad lateral.

2.7.1.4 Modelo de Comportamiento cíclico del acero

Para el modelo de comportamiento cíclico de las barras de refuerzo, se utiliza un modelo llamado Cinemático. Este modelo se basa en el comportamiento de endurecimiento cinemático que se observa comúnmente en los metales. Este modelo disipa una cantidad significativa de energía y es apropiado para materiales que exhiben comportamiento dúctil. Tras la descarga y la carga inversa, la curva sigue un camino formado por segmentos paralelos y de la misma longitud que los segmentos previamente cargados y sus homólogos de dirección opuesta hasta que vuelve a unirse a la curva esqueleto al cargar en la dirección opuesta. La representación gráfica del modelo de comportamiento cíclico del acero se muestra en la Figura 2.12.

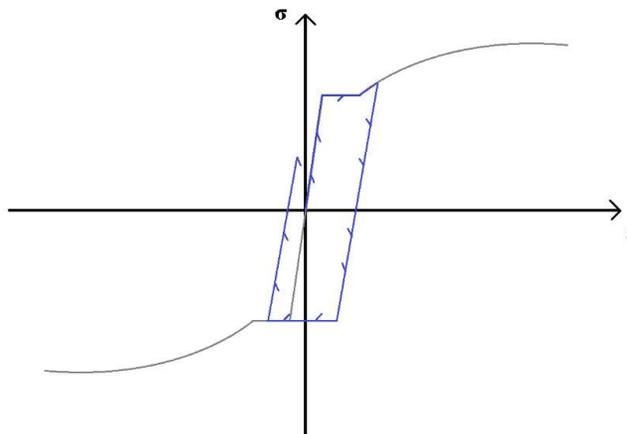


Figura 2.12: Modelo de histéresis utilizado para el acero de refuerzo (cinemático).

La Figura 2.12 muestra el modelo de comportamiento cíclico para el acero de refuerzo, se debe tener presente que en estricto rigor, el comportamiento del acero de refuerzo durante los ciclos de carga en que el refuerzo se encuentra en compresión no sigue necesariamente la forma

de la curva esqueleto propuesta, ya que, el comportamiento esfuerzo-deformación cuando la armadura experimenta fuerzas de compresión deja de ser lineal, este efecto, es conocido como efecto Bauschinger y no se considera dentro del comportamiento cíclico del acero de refuerzo (recordar que el comportamiento del acero para tracción y compresión es el mismo).

2.8 MODELO DE RÓTULAS DE PLASTICIDAD CONCENTRADA EN LOSAS

Los elementos de acople (losas de hormigón armado en este caso), son elementos de comportamiento axial, corte y flexión, sin embargo, la no linealidad de estos elementos está definida exclusivamente por su comportamiento flexural, es decir, las propiedades axiales y de corte permanecen lineales y los 3 esfuerzos están desacoplados, es decir, no existe interacción de ningún tipo entre compresión, corte y flexión. Es por esta razón, que es posible simplificar su comportamiento y utilizar un modelo de plasticidad concentrada en los extremos del elemento para representar su no linealidad estrictamente flexural.

2.8.1 Curvas esqueleto de las rótulas de plasticidad concentrada

La curva esqueleto que presentan los elementos de plasticidad concentrada es bastante simple, ya que, no es más que una representación bilineal del comportamiento no lineal de la acción que se pretende representar, en este caso la relación de momento-rotación ($M-\theta$). La Figura 2.13 explica la forma de la curva esqueleto de las rótulas de plasticidad concentrada.

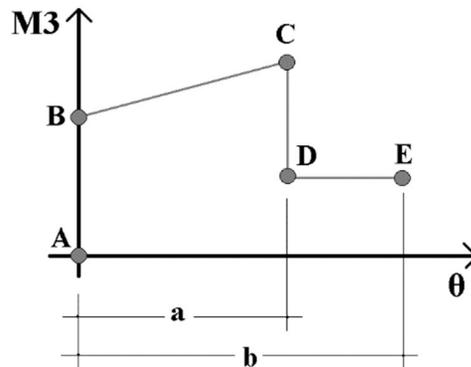


Figura 2.13: Modelo de rótula flexural de plasticidad concentrada.

La Figura 2.13 muestra el comportamiento de la curva esqueleto de rótula de plasticidad concentrada utilizada en losas. Desde el punto A hasta el punto B el software ignora la existencia de la rótula de flexión y sólo considera las propiedades elásticas establecidas para la sección, una vez alcanzado el punto B, el comportamiento plástico de la rótula comienza a operar, este comportamiento está entregado por las rectas B-C y D-E. Por otra parte, todas las rotaciones elásticas se calculan a partir del punto B, los valores de los parámetros B-C-D y E se establecen de acuerdo con una combinación entre las propiedades mecánicas de la sección para los valores de momento junto con la ASCE41-13 para los valores límite de las rotaciones inelásticas. El comportamiento elástico de la sección ($P, V2$) está determinado por las propiedades geométricas de la sección y los materiales definidos para la misma.

2.8.2 Modelo de comportamiento cíclico de las rótulas de plasticidad concentrada

El modelo de comportamiento cíclico de las rótulas de plasticidad concentrada corresponde a un modelo de tipo Cinemático y es el mismo que utilizan las barras de refuerzo de acero para las rótulas de fibras definido en 2.7.1.4. Este modelo no presenta degradación de ningún tipo con los ciclos de carga y descarga, lo que, en estricto rigor no ocurre en la realidad, ya que, siempre existirá algo de degradación en el caso que exista pérdida de recubrimientos en las losas, o pandeo de barras en las zonas flexocomprimidas, sin embargo, se realiza la simplificación para estos casos considerando que las rotaciones inelásticas para estos elementos no son excesivas.

2.9 MATRIZ DE ANALISIS

Los modelos presentan una serie de parámetros fijos (parámetros base, propios de los 432 modelos), los cuales, buscan adaptarse a las características comúnmente encontradas en edificios chilenos, entre estas características se encuentran:

1. Espesor de muro $t_w=300(\text{mm})$.
2. Altura de entepiso de $h_x=2.5\text{ m}$.
3. Profundidad del elemento de borde de $d_{,eb}=0.15\cdot L_w - (A_{,eb}=t_w\cdot 0.15\cdot L_w)$.
4. Armadura de reparto para muros de doble malla $\phi 12@200(\text{mm})$.
5. 2 muros (M1 y M2) unidos mediante elementos de acople de sección transversal constante de dimensiones 2000X200 mm (losas). El muro M1 varía en su longitud, mientras que el muro M2 permanece con longitud fija de 2 m. Una particularidad del estudio es visualizar de qué manera se ve afectado el muro de menor longitud dada la incursión en rango no lineal del muro mayor.

Dentro del estudio se realiza una variación de las siguientes características que definen este estudio paramétrico:

1. Variaciones de longitud del muro M1 con 3 valores distintos, 2 m, 4 m y 6 m, solo aplicable a los casos de 10 y 20 pisos. Casos de 30 pisos sólo tienen 2 valores distintos, 4 m y 6 m. (esto conduce también a una variación de la profundidad del elemento de borde – $d_{,eb}=300, 600$ y 900 mm).
2. Variaciones en el número de pisos de 10, 20 y 30 pisos (común para los muros M1 y M2).
3. Variaciones de carga axial proporcionales al número de pisos de $0.075\cdot A_g\cdot f'_c$, $0.1\cdot A_g\cdot f'_c$ y $0.125\cdot A_g\cdot f'_c$. (10, 20 y 30 pisos respectivamente).
4. Variaciones en las cuantías de refuerzo longitudinal para los elementos de borde de muros de 1%, 3% y 5%.
5. Variaciones en las cuantías de refuerzo longitudinal para los elementos de acople de 0.0%, 0.3% y 0.6%. La cuantía de 0.0% corresponde al caso de muros conectados, es decir, el elemento de acople sólo transmite cargas axiales y de corte, el momento flector en los extremos es 0.
6. Se tienen 6 registros de aceleraciones, los cuales, llevados al dominio de las frecuencias mediante la transformada de Fourier, presentan máximos de amplitud en un rango de frecuencias similar al rango de frecuencias de los modelos propuestos.

Respecto a la variación de parámetros se puede establecer que las características geométricas de los muros utilizados en este estudio son las que comúnmente se observan en los edificios en Chile. En un estudio de características de muros de hormigón armado chilenos realizado por Estay (2008) ordena una serie de parámetros relevantes en el comportamiento de muros de hormigón armado como son espesor, largo, cuantías de refuerzo, resistencia de materiales utilizados, porcentajes de carga, entre otras, analizando un total de 51 edificios que presentaron un total de 204 muros.

Del estudio de Estay (2008) se rescatan algunos datos interesantes y que se encuentran dentro de los lineamientos de esta investigación. Se establece que en aproximadamente el 60% de los muros analizados se encontraron espesores de muro de 200 mm, en un 18% espesores de 250 mm y sólo el 6% de los muros presentó un espesor de 300 mm. Respecto al largo de muro, el 14% presentó largos entre 1500 mm-2000 mm, el 12.5% presentó largos entre 3500 mm-4000 mm y el 3.5% presentó largos entre 5500 mm-600 mm (el 60% restante corresponde a valores intermedios entre los antes mencionados). Respecto a la armadura de borde, un 0.5% de los muros presentó cuantías entre 0.5%-1%, un 1% de los casos presentó armadura de borde entre 2.5%-3% y un 12.5% de los casos presentó cuantías entre 4.5%-5%. Respecto a la armadura vertical de reparto, un 11% de los casos presentó valores entre 0.35%-0.4%. El 72% de los edificios estudiados presentó hormigón de calidad H30. Sólo el 31% de los elementos de borde presentó armadura de confinamiento.

Se muestra a continuación la matriz de análisis utilizada en este estudio, se muestra el caso particular del registro de Constitución. Las definiciones anteriores generan la siguiente matriz de análisis:

Tabla 2.1: Matriz de análisis utilizada (72 casos distintos por registro)

#	Evento	Lw -M1	Nº de pisos	ρ -Elem. de Borde	ρ -Losas de acople	Tag
		m	Un	%	%	
1	CONSTITUCION	2	10	1%	0‰	CTL2n10b1a0
2	CONSTITUCION	2	10	1%	3‰	CTL2n10b1a3
3	CONSTITUCION	2	10	1%	6‰	CTL2n10b1a6
4	CONSTITUCION	2	10	3%	0‰	CTL2n10b3a0
5	CONSTITUCION	2	10	3%	3‰	CTL2n10b3a3
6	CONSTITUCION	2	10	3%	6‰	CTL2n10b3a6
7	CONSTITUCION	2	10	5%	0‰	CTL2n10b5a0
8	CONSTITUCION	2	10	5%	3‰	CTL2n10b5a3
9	CONSTITUCION	2	10	5%	6‰	CTL2n10b5a6
10	CONSTITUCION	2	20	1%	0‰	CTL2n20b1a0
11	CONSTITUCION	2	20	1%	3‰	CTL2n20b1a3
12	CONSTITUCION	2	20	1%	6‰	CTL2n20b1a6
13	CONSTITUCION	2	20	3%	0‰	CTL2n20b3a0
14	CONSTITUCION	2	20	3%	3‰	CTL2n20b3a3
15	CONSTITUCION	2	20	3%	6‰	CTL2n20b3a6
16	CONSTITUCION	2	20	5%	0‰	CTL2n20b5a0
17	CONSTITUCION	2	20	5%	3‰	CTL2n20b5a3

18	CONSTITUCION	2	20	5%	6%	CTL2n20b5a6
19	CONSTITUCION	4	10	1%	0%	CTL4n10b1a0
20	CONSTITUCION	4	10	1%	3%	CTL4n10b1a3
21	CONSTITUCION	4	10	1%	6%	CTL4n10b1a6
22	CONSTITUCION	4	10	3%	0%	CTL4n10b3a0
23	CONSTITUCION	4	10	3%	3%	CTL4n10b3a3
24	CONSTITUCION	4	10	3%	6%	CTL4n10b3a6
25	CONSTITUCION	4	10	5%	0%	CTL4n10b5a0
26	CONSTITUCION	4	10	5%	3%	CTL4n10b5a3
27	CONSTITUCION	4	10	5%	6%	CTL4n10b5a6
28	CONSTITUCION	4	20	1%	0%	CTL4n20b1a0
29	CONSTITUCION	4	20	1%	3%	CTL4n20b1a3
30	CONSTITUCION	4	20	1%	6%	CTL4n20b1a6
31	CONSTITUCION	4	20	3%	0%	CTL4n20b3a0
32	CONSTITUCION	4	20	3%	3%	CTL4n20b3a3
33	CONSTITUCION	4	20	3%	6%	CTL4n20b3a6
34	CONSTITUCION	4	20	5%	0%	CTL4n20b5a0
35	CONSTITUCION	4	20	5%	3%	CTL4n20b5a3
36	CONSTITUCION	4	20	5%	6%	CTL4n20b5a6
37	CONSTITUCION	4	30	1%	0%	CTL4n30b1a0
38	CONSTITUCION	4	30	1%	3%	CTL4n30b1a3
39	CONSTITUCION	4	30	1%	6%	CTL4n30b1a6
40	CONSTITUCION	4	30	3%	0%	CTL4n30b3a0
41	CONSTITUCION	4	30	3%	3%	CTL4n30b3a3
42	CONSTITUCION	4	30	3%	6%	CTL4n30b3a6
43	CONSTITUCION	4	30	5%	0%	CTL4n30b5a0
44	CONSTITUCION	4	30	5%	3%	CTL4n30b5a3
45	CONSTITUCION	4	30	5%	6%	CTL4n30b5a6
46	CONSTITUCION	6	10	1%	0%	CTL6n10b1a0
47	CONSTITUCION	6	10	1%	3%	CTL6n10b1a3
48	CONSTITUCION	6	10	1%	6%	CTL6n10b1a6
49	CONSTITUCION	6	10	3%	0%	CTL6n10b3a0
50	CONSTITUCION	6	10	3%	3%	CTL6n10b3a3
51	CONSTITUCION	6	10	3%	6%	CTL6n10b3a6
52	CONSTITUCION	6	10	5%	0%	CTL6n10b5a0
53	CONSTITUCION	6	10	5%	3%	CTL6n10b5a3
54	CONSTITUCION	6	10	5%	6%	CTL6n10b5a6
55	CONSTITUCION	6	20	1%	0%	CTL6n20b1a0
56	CONSTITUCION	6	20	1%	3%	CTL6n20b1a3
57	CONSTITUCION	6	20	1%	6%	CTL6n20b1a6
58	CONSTITUCION	6	20	3%	0%	CTL6n20b3a0
59	CONSTITUCION	6	20	3%	3%	CTL6n20b3a3
60	CONSTITUCION	6	20	3%	6%	CTL6n20b3a6
61	CONSTITUCION	6	20	5%	0%	CTL6n20b5a0
62	CONSTITUCION	6	20	5%	3%	CTL6n20b5a3
63	CONSTITUCION	6	20	5%	6%	CTL6n20b5a6

64	CONSTITUCION	6	30	1%	0‰	CTL6n30b1a0
65	CONSTITUCION	6	30	1%	3‰	CTL6n30b1a3
66	CONSTITUCION	6	30	1%	6‰	CTL6n30b1a6
67	CONSTITUCION	6	30	3%	0‰	CTL6n30b3a0
68	CONSTITUCION	6	30	3%	3‰	CTL6n30b3a3
69	CONSTITUCION	6	30	3%	6‰	CTL6n30b3a6
70	CONSTITUCION	6	30	5%	0‰	CTL6n30b5a0
71	CONSTITUCION	6	30	5%	3‰	CTL6n30b5a3
72	CONSTITUCION	6	30	5%	6‰	CTL6n30b5a6

La Tabla 2.1 muestra la matriz de análisis utilizada en el estudio, en ella se muestra la combinación de casos utilizados para la obtención de resultados, notar que el caso de 30 pisos en el cual, $L_{w-M1}=2$ m no se considera dentro del matriz de análisis, ya que, el periodo fundamental que presentan estos casos es muy alto y no representa la realidad de lo encontrado en los edificios chilenos de 30 pisos, por lo que, se decidió no evaluar estos casos.

2.10 PROPIEDADES DINÁMICAS Y FRECUENCIA MEDIA DE LOS MODELOS 2D

Una vez establecida la matriz de análisis se calculan las propiedades dinámicas de cada uno de los modelos propuestos (72 casos), esto es, periodos naturales (T_n), frecuencias naturales (f_n), factores de participación modal (f_{pm}) y frecuencia media del sistema (f_e), estos valores son de gran utilidad para estudiar la relación que existe entre las frecuencias medias de los modelos propuestos y la frecuencia media de los registros de aceleraciones.

Se define la frecuencia media del sistema como la multiplicación de frecuencias que concentran el 90% de la masa del sistema por sus respectivos factores de participación modal, este parámetro entregará una idea aproximada de los modos de vibración que tienen mayor incidencia en la respuesta no lineal del sistema. La frecuencia media de los modelos propuestos se calcula de acuerdo con la Ec.2.6.

$$f_e = \sum_{i=1}^3 f_i \cdot f_{pmi} = f_1 \cdot f_{pm1} + f_2 \cdot f_{pm2} + f_3 \cdot f_{pm3} \quad \text{Ec.2.6}$$

La Ec.2.6 muestra la ecuación utilizada para el cálculo de la frecuencia media de los modelos estructurales propuestos en el estudio. Es evidente que en la respuesta no lineal del sistema no es claro qué modo en particular está siendo excitado, ya que, como cambian las propiedades mecánicas de la sección cuando esta se plastifica, la respuesta comienza a adoptar formas distintas a los modos naturales, pero que en cualquier caso se pueden representar como una combinación de éstos. De esta forma si la respuesta no lineal del sistema puede explicarse como una combinación de los modos naturales en proporciones similares a los factores de participación modal que presenta el sistema en el caso lineal, entonces existiría una concentración alta de valores de R_{eq} en la vecindad de f_e .

El parámetro f_e es una buena manera de visualizar si es que en la deformada no lineal las proporciones de participación de cada uno de los modos naturales se asemeja a los factores de

participación modal del caso lineal, de no ocurrir esta situación, significa que la influencia de los modos superiores dentro de la respuesta comienza a ser relevante, aumentando el valor de f_e . Si se considera un caso hipotético en que los primeros 3 modos de un edificio concentran el 100% de la masa, y que las frecuencias naturales $f_1=1$ Hz, $f_2=4$ Hz y $f_3=14$ Hz tienen participaciones modales de $f_{pm1}=60\%$, $f_{pm2}=30\%$ y $f_{pm3}=10\%$, entonces se puede afirmar que el valor de f_e sería igual a 3.2 Hz. Si es que en la respuesta no lineal estos valores de participación modal se modificaran, siendo más predominante el modo 2 y su factor de participación aumentara a 45% (en decremento del factor de participación del modo 1), se tendría un valor para f_e de 3.8 Hz (incremento de 19%). Los periodos fundamentales de los modelos utilizados en este estudio se muestran en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2: Periodos fundamentales de los modelos 2D

Período fundamental (T_1)										
Tag	10P	20P	Tag	10P	20P	30P	Tag	10P	20P	30P
	[s]	[s]		[s]	[s]	[s]		[s]	[s]	[s]
2-1-0.0	1.25	3.85	4-1-0.0	0.73	2.23	4.47	6-1-0.0	0.48	1.46	2.94
2-1-0.3	0.53	1.36	4-1-0.3	0.42	1.08	2.05	6-1-0.3	0.34	0.89	1.70
2-1-0.6	0.53	1.36	4-1-0.6	0.42	1.08	2.05	6-1-0.6	0.34	0.89	1.70
2-3-0.0	1.22	3.75	4-3-0.0	0.70	2.13	4.28	6-3-0.0	0.46	1.40	2.80
2-3-0.3	0.53	1.34	4-3-0.3	0.41	1.06	2.02	6-3-0.3	0.34	0.87	1.67
2-3-0.6	0.53	1.34	4-3-0.6	0.41	1.06	2.02	6-3-0.6	0.34	0.87	1.67
2-5-0.0	1.19	3.67	4-5-0.0	0.67	2.05	4.12	6-5-0.0	0.44	1.34	2.69
2-5-0.3	0.52	1.33	4-5-0.3	0.41	1.05	1.99	6-5-0.3	0.33	0.86	1.64
2-5-0.6	0.52	1.33	4-5-0.6	0.41	1.05	1.99	6-5-0.6	0.33	0.86	1.64

La Tabla 2.2 muestra los períodos fundamentales de los modelos 2D utilizados en el estudio, se puede observar que el rango de períodos va desde 0.33 s hasta 2.05 s para edificios con acoplamiento y de 0.44 s hasta 4.47 s para edificios de muros conectados. La idea en la elección del rango de períodos utilizados para muros acoplados es adecuarse a lo observado en edificios comúnmente encontrados en Chile para así poder establecer expresiones para la amplificación dinámica de corte coherentes con la estructuración local. Guendelman (1997) construye una base de datos en la que se muestran los índices de rigidez para 2622 edificios chilenos, estos datos se muestran en la Figura 2.14.

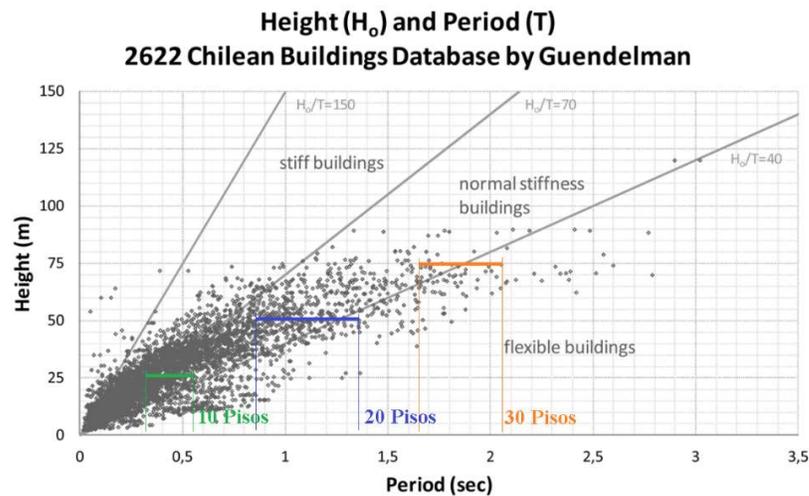


Figura 2.14: Índice de rigidez para una base de datos de 2622 edificios chilenos (Guendelman et al., 2010)

La Figura 2.14 muestra los índices de rigidez (H_o/T_l) obtenidos para 2622 edificios chilenos, los rangos de períodos del estudio elaborado por Guendelman (1997) van desde 0.06 s hasta 3 s, como se establece en párrafos anteriores, este estudio paramétrico tiene un rango de períodos entre 0.33 s y 2.05 s para edificios con acoplamiento, lo que se acomoda a la realidad de lo observado en nuestro país, los edificios que no presentan acoplamiento no se incluyen en los rangos de períodos ya que, no son representativos, ya que, son casos de estructuraciones de muros conectados por vigas, que buscan representar de manera conservadora los casos en que el acoplamiento entre muros es muy bajo.

2.11 FRECUENCIA MEDIA DEL REGISTRO DE ACELERACIONES

La frecuencia media del registro es un parámetro importante en este estudio, ya que, permite visualizar los efectos de resonancia que puedan existir entre los modelos 2D propuestos y el registro de aceleraciones, esta frecuencia media se puede calcular de acuerdo con la ecuación Ec.2.7 planteada por Rathje et Al. (1998).

$$f_m = \frac{\sum_{i=1}^n C_i^2}{\sum_{i=1}^n C_i^2 / f_i} \quad | \quad \Delta f \leq 0.05 \text{ Hz} \quad \text{Ec.2.7}$$

La Ec.2.7 muestra la expresión planteada por Rathje (1998) para el cálculo de la frecuencia media, en esta ecuación, C_i corresponde a las amplitudes y f_i a las frecuencias de la transformada rápida de Fourier que abarcan un rango de frecuencias entre 0.25 y 20 Hz , lo que, representa un rango de frecuencias para el cálculo de la frecuencia media bastante representativo para los sismos que se presentan en este estudio. Para lograr un cálculo estable de la frecuencia media, los intervalos de frecuencias utilizados en el cálculo deben ser menores a 0.05 Hz . Se muestra a continuación, un ejemplo del método propuesto por Rathje (1998), este ejemplo corresponde para el registro de Llolleo (Maule 2010).

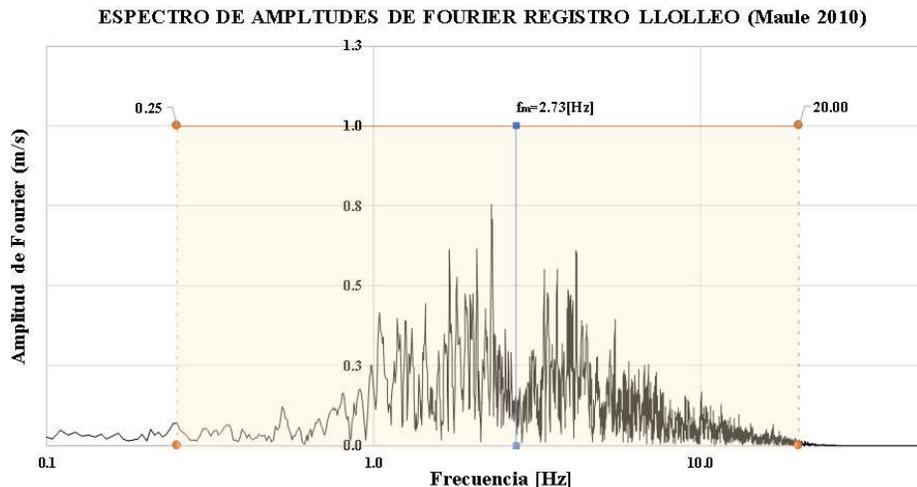


Figura 2.15: Frecuencia media para el registro de Llolleo ($f_m=2.73 \text{ Hz}$)

La Figura 2.15 muestra como el método propuesto por Rathje (1998) entrega un valor representativo de la frecuencia media del registro (f_m), este valor luego sentará las bases para el cálculo de la razón de frecuencias (r_f) y posterior construcción de los gráficos r_f vs R_{eq} y r_f vs ω_v^* . Las frecuencias medias de los registros utilizados en esta investigación se muestran en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3: Características y frecuencias medias de los registros de aceleraciones

Estación	Evento	PGA[/g]	IA[m/s]	f_m [Hz]
CONCEPCION CENTRO	Maule 2010	0.41	9.09	0.92
CONCEPCION SAN PEDRO	Maule 2010	0.61	14.75	4.61
CONSTITUCION	Maule 2010	0.65	27.22	2.01
LLOLLEO	Maule 2010	0.56	10.55	2.73
MATANZAS	Maule 2010	0.34	7.10	1.67
SAN ISIDRO	Valparaiso 1985	0.72	19.81	3.06

La Tabla 2.3 muestra los valores de máxima aceleración del suelo (PGA), intensidad de Arias (Arias, 1970) y frecuencia media de los registros de aceleraciones utilizados en este estudio (Rathje, 1998). Las frecuencias medias de los registros se encuentran dentro de un rango entre 0.92 Hz y 4.61 Hz, para la mayoría de los registros utilizados las amplitudes máximas de la transformada rápida de Fourier se encuentran entre 1 Hz y 10 Hz (a excepción de Concepción centro), lo que, resulta muy ventajoso para los propósitos de este trabajo, ya que, las frecuencias fundamentales de los modelos 2D propuestos se encuentran dentro de un rango entre 0.49 Hz y 3.05 Hz.

III. CAPITULO 3 - VALIDACIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL

Para la validación de los modelos utilizados, se reproducen en el software SAP2000 ensayos de laboratorio elaborados en la FCFM de la Universidad de Chile. El primero de los ensayos es el realizado por Jiménez (2016), en este trabajo se realiza un estudio experimental de 5 probetas de diferentes características de discontinuidad (que no se profundizan en este trabajo). Para el contraste de resultados, se elige en este trabajo la probeta M1, que corresponde al caso de un muro rectangular sin discontinuidades ni aberturas.

3.1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO DE JIMÉNEZ (2016)

Jiménez (2016) realiza una serie de ensayos de muros con discontinuidades, el presente trabajo sólo se centra en la probeta M1, la cual, tiene sección rectangular de dimensiones 40 mmx150 m y una altura de 2.15 m sin discontinuidades. El peso total del sistema corresponde al peso propio de la probeta, más una carga muerta adicional distribuida en 5 niveles de 203 kgf. Las características del ensayo de la probeta M1, se muestran en la Figura 3.1.

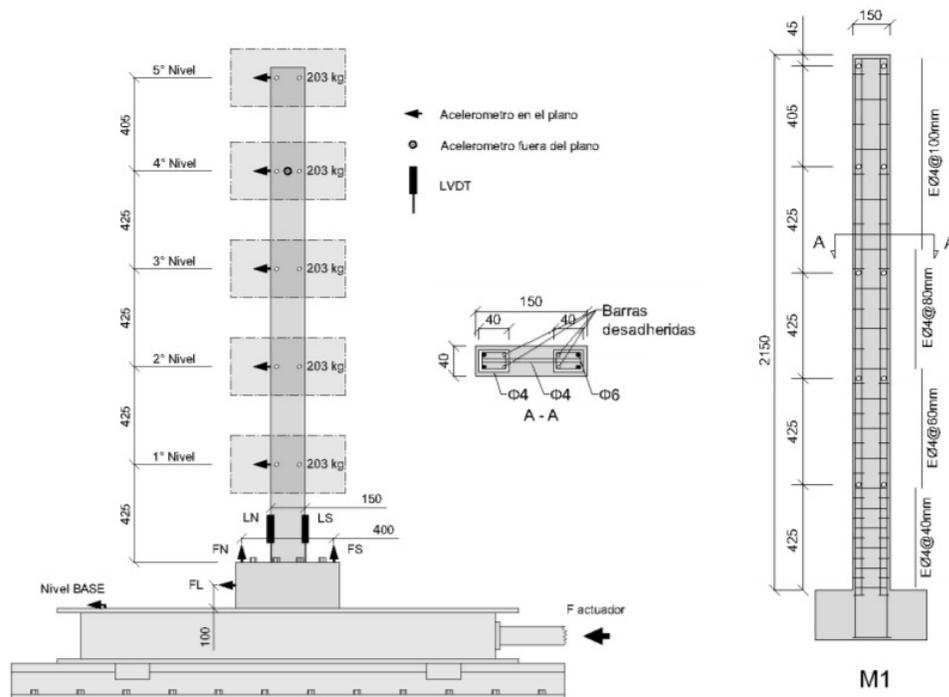


Figura 3.1: Representación gráfica del ensayo de la probeta M1 (Jiménez, 2016)

Se puede observar de la Figura 3.1, que existe una distancia entre masas de 425 mm, exceptuando la masa del último piso que tiene una distancia de 405 mm. La sección transversal de la probeta tiene como armadura longitudinal 8 barras de acero liso A440-280H de 6 mm de diámetro (4 por elemento de borde), de las cuales 4 de ellas se encuentran inhabilitadas para

resistir fuerzas de tracción (no adheridas al hormigón). La armadura de confinamiento no se considera un parámetro relevante para la elaboración del modelo computacional por lo que no se diferencia hormigón confinado de hormigón no confinado. Las características de los materiales utilizados en el ensayo se resumen a continuación:

1. Hormigón: $f'_c=39$ Mpa
2. Acero de refuerzo: A440-280H – $F_y=387$ Mpa
(barras de acero liso de 6 mm de diámetro)

El registro de aceleraciones utilizado para realizar la validación corresponde al obtenido por un acelerómetro instalado en la mesa vibratoria del ensayo cuando esta fue cargada con el sismo de Constitución 2010, se modifica la frecuencia de muestreo a 2000 Hz. Para el amortiguamiento inherente del sistema, se utiliza la ecuación que establece la razón de amortiguamiento derivada del decaimiento entre j ciclos sucesivos de deformación en un sistema, dado por la siguiente ecuación (Chopra, A. K., 1995):

$$\xi = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot j} \cdot \ln \left| \frac{u_i}{u_{i+1}} \right| \quad \text{Ec.3.1}$$

La Ec.3.1 muestra una forma aproximada de calcular el amortiguamiento inherente de un sistema en vibración libre amortiguada. Se obtienen los desplazamientos de la probeta para 3 ciclos sucesivos de desplazamiento lateral, en donde $u_i=1.915$ y $u_{i+1}=1.067$, utilizando la Ec.3.1 se calcula la razón de amortiguamiento inherente del sistema, esta es:

$$\xi = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot j} \cdot \ln \left| \frac{u_i}{u_{i+1}} \right| = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot 3} \cdot \ln \left| \frac{1.915}{1.067} \right| = 3.1\%$$

Se obtienen que el amortiguamiento del sistema se puede establecer como $\xi=3.1\%$, se debe destacar que las deformaciones utilizadas para este cálculo se obtienen del ensayo en su fase final, cuando la aceleración sobre la mesa es prácticamente nula y, por lo tanto, la probeta se encuentra en vibración libre amortiguada.

3.1.1 Resultados del modelo computacional

La construcción del modelo computacional se realiza de acuerdo con las pautas de modelación establecidas en el capítulo II del presente trabajo, es decir, se utiliza un análisis tiempo historia no lineal y un modelo de fibras para representar las propiedades no lineales de los materiales, el amortiguamiento clásico de Rayleigh dependiente de las frecuencias 1 y 3 es de 3.1%. Los resultados del análisis numérico y su correspondiente contraste con el ensayo experimental se muestran en las Figuras 3.2 a la 3.8. Los resultados para el desplazamiento de techo de la probeta se muestran en la Figura 3.2.

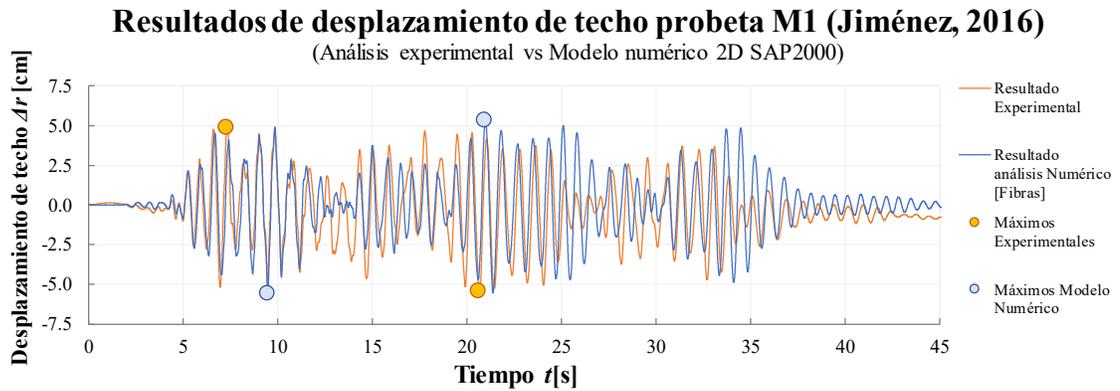


Figura 3.2: Resultados de desplazamiento de techo de la probeta M1 (Jiménez, 2016)

Se muestra en la Figura 3.2 la historia de desplazamiento de techo, se puede notar que los máximos no concuerdan con exactitud en los mismos instantes de tiempo, sin embargo, los valores máximos de respuesta se encuentran con diferencias para el valor máximo de 9% y para el valor mínimo de 1% lo que representa un margen de error relativamente bajo. Se realiza un acercamiento para los niveles máximos de desplazamiento:

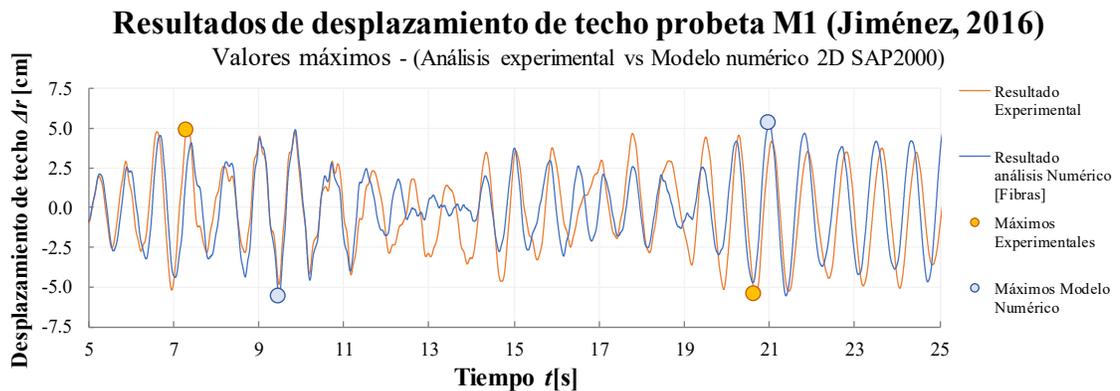


Figura 3.3: Resultados de desplazamiento de techo de la probeta M1, valores máximos (Jiménez, 2016)

Se muestra en la Figura 3.3, un acercamiento para los instantes de máxima deformación de techo (entre 5 s y 25 s), se puede observar que las respuestas para la deformación de techo entre el ensayo experimental y el modelo numérico son similares (diferencias máximas de 9%). Los resultados de corte basal se muestran en la Figura 3.4.

Resultados de Corte Basal Probeta M1 (Jiménez, 2018)

(Análisis experimental vs Modelo numérico 2D SAP2000)

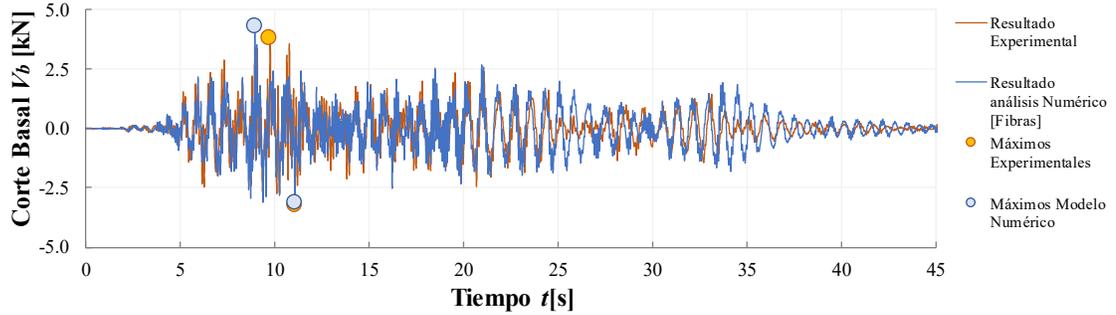


Figura 3.4: Resultados de corte basal de la probeta M1 (Jiménez, 2016)

Se muestra en la Figura 3.4, la historia de corte basal para la probeta M1, se puede notar que los máximos no concuerdan con exactitud en los mismos instantes de tiempo, sin embargo, los valores máximos de respuesta se encuentran con diferencias para el valor máximo de 5% y para el valor mínimo de 15% lo que representa un margen de error aceptable. El acercamiento para la historia de corte basal en los máximos obtenidos se muestra en la Figura 3.5.

Resultados de Corte Basal Probeta M1 (Jiménez, 2018)

Valores máximos - (Análisis experimental vs Modelo numérico 2D SAP2000)

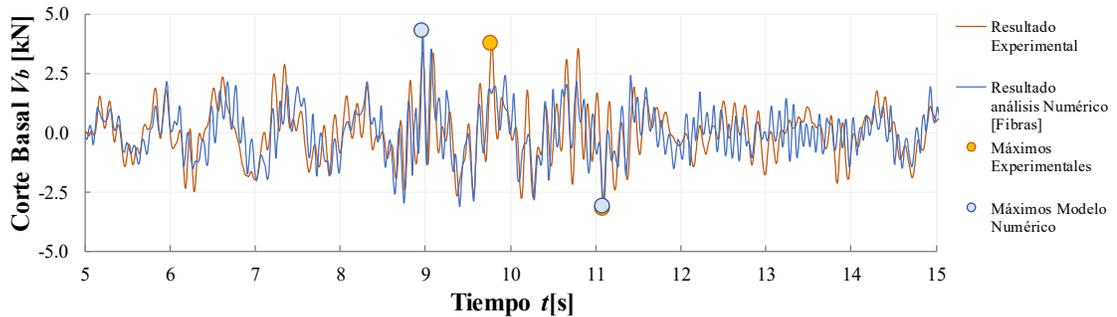


Figura 3.5: Resultados de corte basal de la probeta M1, valores máximos (Jiménez, 2016)

Se muestra en la Figura 3.5, un acercamiento para los instantes de máximo corte basal (entre 5 s y 15 s), se puede observar que las respuestas para el corte entre el ensayo experimental y el modelo numérico son similares. Para el momento basal los resultados se muestran en la Figura 3.6.

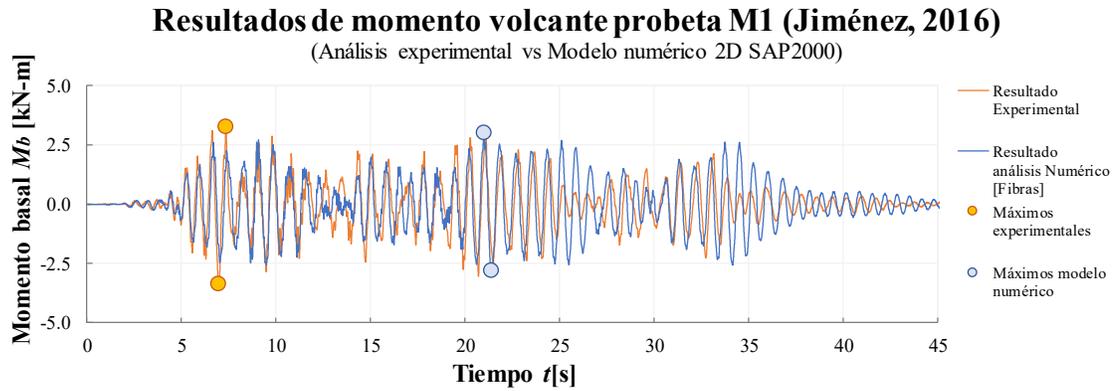


Figura 3.6: Resultados de momento volcante de la probeta M1 (Jiménez, 2016)

Se muestra en la Figura 3.6 la historia de momento basal para la probeta M1, se puede notar que los máximos no concuerdan con exactitud en los mismos instantes de tiempo, sin embargo, los valores máximos de respuesta se encuentran con diferencias para el valor máximo de 9% y para el valor mínimo de 1% lo que representa un margen de error aceptable. El acercamiento para la historia de momento basal en los máximos obtenidos se muestra en la Figura 3.7.

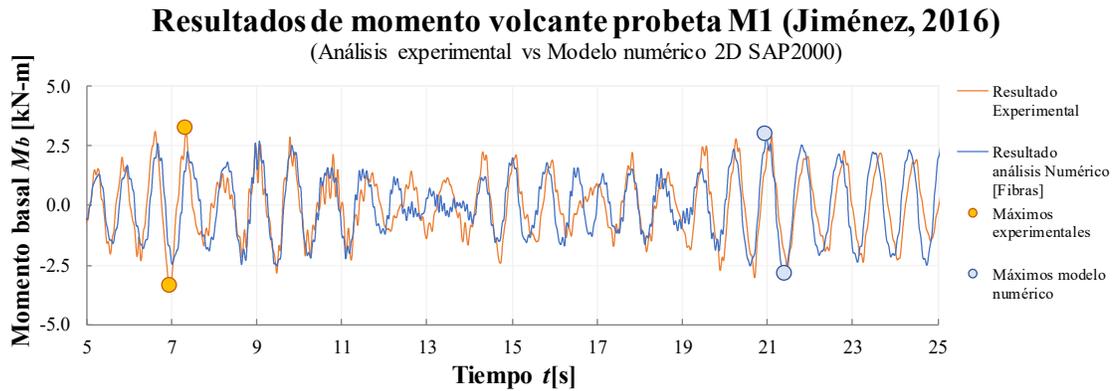


Figura 3.7: Resultados de momento volcante de la probeta M1, valores máximos (Jiménez, 2016)

Se muestra en la Figura 3.7, un acercamiento para los instantes de máximo momento flector en la base (entre 5 s y 25 s), se puede observar que las respuestas para el momento en la base entre el ensayo experimental y el modelo numérico son similares. El gráfico de desplazamiento de techo vs corte en la base se muestra en la Figura 3.8.

Resultados de Corte basal vs Desplazamiento de techo probeta M1 (Jiménez, 2016)

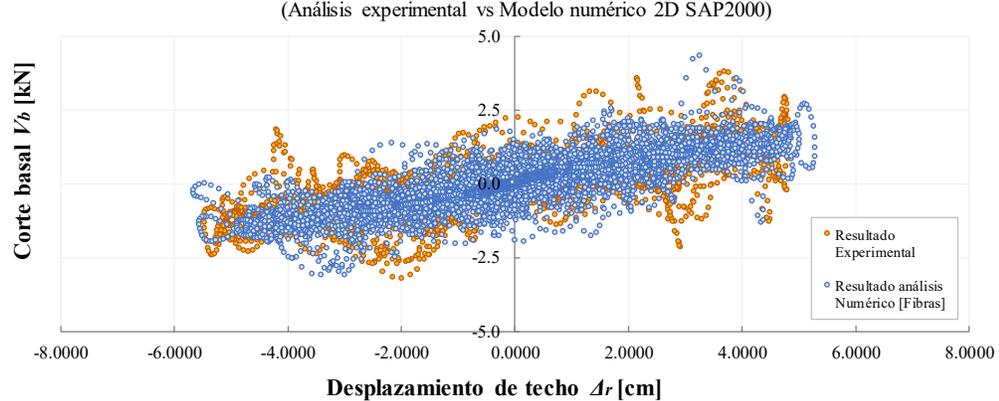


Figura 3.8: Resultados de corte basal vs desplazamiento de techo de la probeta M1 (Jiménez, 2016)

A modo de complemento se muestra en la Figura 3.8 el gráfico V_b vs Δ_r (corte basal vs deformación de techo), se puede observar del contraste que el contorno de la nube de puntos obtenidos entre el ensayo real y la modelación numérica es similar.

3.2 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO DE MASSONE ET AL. (2017)

Massone et al. (2017) realiza una serie de ensayos a deformación controlada de muros con discontinuidades. Como en esta tesis sólo se evalúa el comportamiento de muros de sección rectangular sin discontinuidades ni aberturas, sólo se revisan los resultados de la probeta W1, la cual, tiene sección rectangular de dimensiones 150X900 mm y una altura de 2.65 m. Al espécimen se le aplicó una carga axial de $0.081 \cdot A_g \cdot f'_c$ a través de gatos hidráulicos para simular las condiciones de carga axial comúnmente encontradas en muros chilenos. Las características del ensayo de la probeta W1 se muestran en la Figura 3.9.

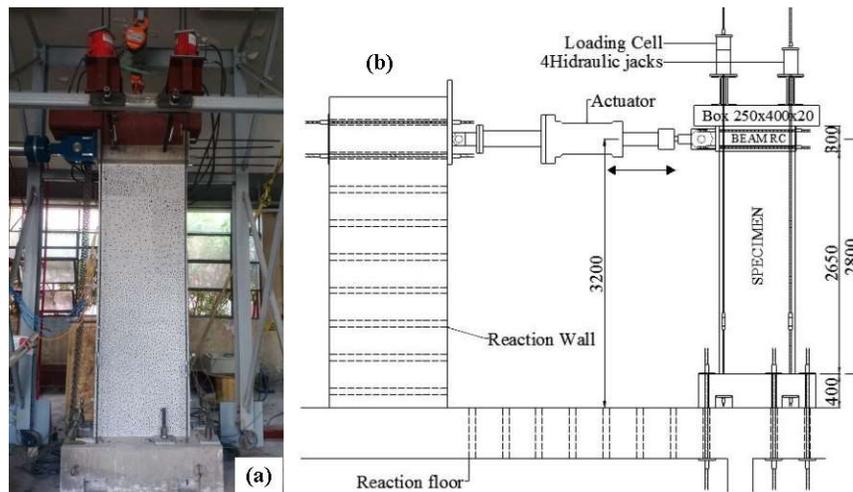


Figura 3.9 : Ensayo espécimen W1 (Massone et Al., 2017)

La Figura 3.9 muestra el esquema general del ensayo a carga monotónica, los gatos hidráulicos imprimen la carga axial necesaria para simular las condiciones reales de carga axial a las que está sometido un muro en la realidad ($0.081 \cdot A_g \cdot f'_c$), las vigas de acero en la parte superior se encargan de repartir de manera uniforme la carga de compresión sobre el espécimen, una viga de hormigón (300X400 mm) y un cajón de acero estructural actúan como rigidizadores en el coronamiento del muro para generar condiciones que se asemejen a una situación real, para simular la fundación, se utiliza una viga de dimensiones 400X700 mm.

Respecto a la armadura utilizada en el ensayo, se utilizan cuantías de refuerzo comúnmente encontradas en muros, para los elementos de borde tienen una longitud de aproximadamente $0.15 \cdot L_w$, con una cuantía de refuerzo para el elemento de borde de aproximadamente 4% y refuerzo transversal de confinamiento de $\phi 6 @ 70$ mm. La configuración de la armadura de refuerzo del espécimen W1 se muestra en la Figura 3.10.

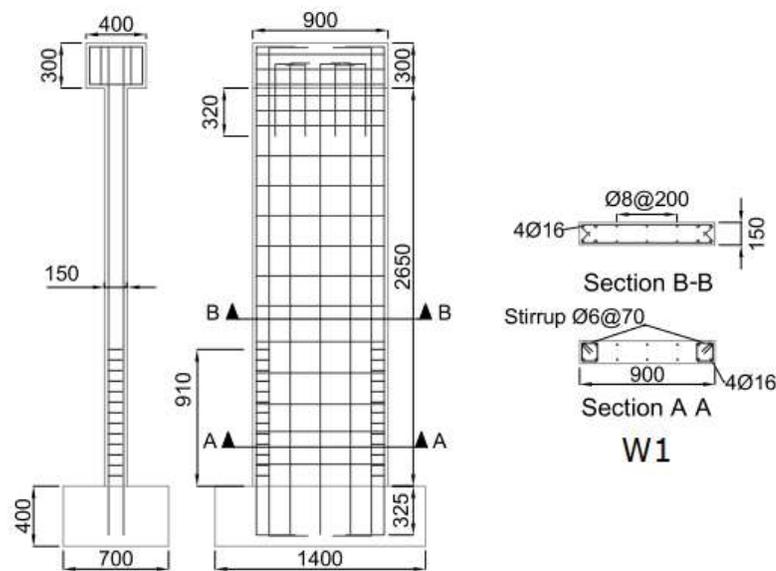


Figura 3.10: Configuración de armaduras espécimen W1 (Massone et Al., 2017)

La Figura 3.10 muestra en elevación la armadura del espécimen W1, a su vez, se muestra la sección transversal que tiene como armadura longitudinal de borde 8 barras de acero A630-420H de diámetro 16 mm (4 por elemento de borde) y 6 barras de diámetro 8 mm en la parte central del muro. El detalle es:

1. Hormigón: H30 - $f'_c=25$ Mpa (se alcanzó en los ensayos 33 Mpa)
2. Acero de refuerzo armadura longitudinal ($\phi 8/\phi 16$): A630-420H - $F_y=420$ Mpa (se alcanzó en los ensayos 496 Mpa)
3. Acero de refuerzo armadura transversal de confinamiento: A440-280H - $F_y=280$ Mpa. El patrón de desplazamiento del ensayo se muestra en la Figura 3.11.

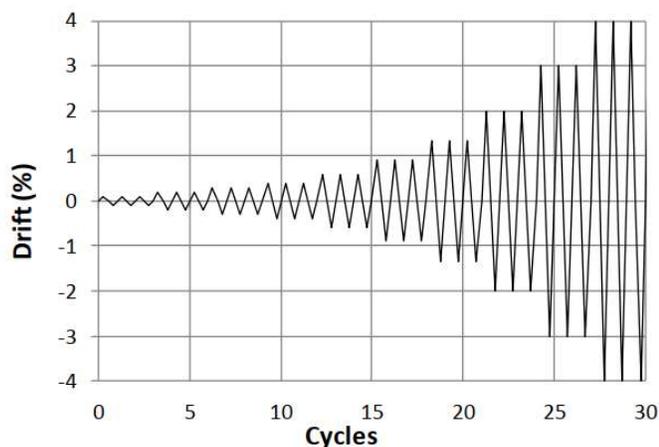


Figura 3.11: Patrón de desplazamientos ensayos (Massone et Al., 2017)

Se puede observar en la Figura 3.11 el patrón de desplazamientos del ensayo, se pueden apreciar los ciclos de desplazamiento para derivas de 1%, 1.5%, 2%, 3% y finalmente 4%. Es interesante rescatar de este ensayo los niveles de daño a los que llegó el espécimen W1, las pérdidas de recubrimientos comenzaron a presentarse a niveles de deriva de 3%. El rompimiento completo del hormigón y el pandeo de las barras de los elementos de borde se presentó a un nivel de deformación lateral de 4%. El ensayo se detuvo a un nivel de deformación de 4.5% evidenciándose una clara inestabilidad del espécimen.

Estos ensayos a deformación controlada muestran la importancia de mantener a dentro de límites controlados los niveles de deformación lateral en estructuras, la pérdida de recubrimientos aun cuando existe armadura transversal de confinamiento presenta fenómenos de inestabilidad en las barras de los elementos de borde, dando paso a posteriores patrones de falla críticos que representan el principio de una posible pérdida de integridad del elemento en su totalidad. El estado de la probeta W1 para el estado final del ensayo se muestra en la Figura 3.12.



Figura 3.12: Estado espécimen W1 para deriva de 4.5% (Massone et Al., 2017)

La Figura 3.12 muestra el nivel de daño que experimenta un muro cuando es sometido a deformaciones laterales mayores a 4%. Aun cuando, la probeta posee refuerzo longitudinal apropiado en elementos de borde (4%) y confinamiento alineado con los requisitos exigidos por el ACI318 se presentan importantes pérdidas de recubrimiento y pandeo de las barras de refuerzo longitudinales. Este ensayo muestra la importancia de los requisitos de deformación lateral en el diseño sísmico de edificios y su importante función en la limitación de daños.

3.2.1 Resultados del modelo computacional

El modelo 2D del ensayo, se realiza de acuerdo con las pautas y definiciones establecidas en el capítulo 2, es decir, análisis de carga incremental para representar las curvas corte basal vs desplazamiento de techo y rótulas de fibras distribuidas para representar la no linealidad del muro. Lo resultados del análisis numérico en SAP2000 (análisis de carga incremental encadenados) y su correspondiente contraste con el ensayo experimental se muestran en la Figura 3.13.

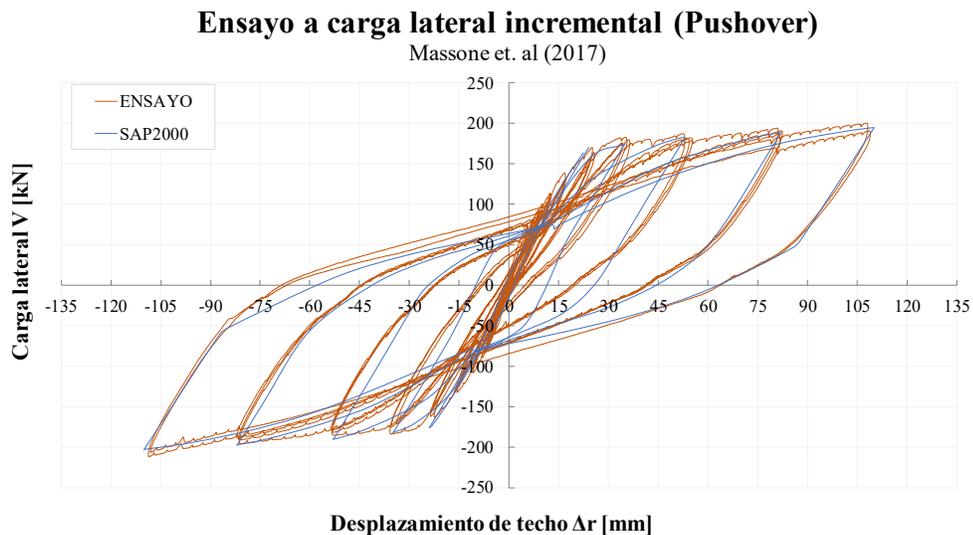


Figura 3.13: Contraste entre resultado experimental y SAP2000 (Massone et Al., 2017)

De la Figura 3.13, se puede notar que los resultados del análisis de carga incremental encadenado representan de manera aceptable el comportamiento de la probeta W1. Este tipo de análisis encadenados funciona bastante bien mientras que no se alcance la rotura del hormigón, la representación de niveles de deformación en donde la probeta comenzó a experimentar inestabilidad es algo difícil de representar, ya que, alcanzar la convergencia en este tipo de problemas es complicado, por lo tanto, el análisis numérico se realiza hasta el 3% de deformación lateral.

De los resultados de los análisis numéricos realizados para las 2 situaciones descritas anteriormente (Jiménez, 2016 y Massone, 2017) se puede desprender que la modelación de ambos casos representa de manera adecuada lo observado en los ensayos, esto, quiere decir, que las rótulas de fibras son una poderosa herramienta para representar la no linealidad de elementos verticales sujetos a carga lateral, los modelos de fibras manifiestan de buena manera la

interacción carga axial de compresión vs momento flector. A su vez, para los ensayos realizados por Jiménez (2016) los modelos de comportamiento cíclico utilizados para el hormigón (pivote) y el acero (cinemático), entregan resultados bastante adecuados y la interacción entre ambos entrega resultados confiables.

IV. CAPITULO 4 - ANÁLISIS DE RESULTADOS

Se explican en esta sección los resultados obtenidos del estudio paramétrico de 432 casos analizados en el software SAP2000 mediante una serie de análisis tiempo historia no lineales (THNL) bidimensionales (2D). Las definiciones más importantes de este trabajo se describen en las ecuaciones 4.1 a la 4.14.

4.1 DEFINICIONES

Para un mejor entendimiento de los resultados de este estudio, es necesario definir algunas variables involucradas en el cálculo de la amplificación, las cuales, permitirán vislumbrar las variables influyentes dentro de la amplificación dinámica de corte.

4.1.1 Factor de modificación de respuesta equivalente (R_{eq}):

Representa la razón entre el Momento lineal y el momento no lineal de un muro en particular (M1 o M2) para la máxima amplificación dinámica de corte. Para este caso de estudio es el único parámetro que representa las fuentes de no linealidad del sistema. La Ec. 4.1 refleja lo anterior.

$$R_{eq} = \frac{M_{L[THL]}}{M_{NL[THNL]}} \quad \text{Ec. 4.1}$$

4.1.2 Factor de modificación de respuesta clásico (R_c)

Representa la razón entre el corte lineal y el corte no lineal de un muro en particular (M1 o M2) para la máxima amplificación dinámica de corte. Representa como se traduce la no linealidad sobre el comportamiento del corte en los muros. La Ec. 4.2 refleja lo anterior.

$$R_c = \frac{V_{L[TH]}}{V_{NL[TH]}} \quad \text{Ec. 4.2}$$

4.1.3 Factor de modificación de respuesta efectivo (R_{ef})

Representa la razón entre el factor de modificación de respuesta equivalente y los factores de sobrerresistencia propios del sistema estructural, se debe recordar, que las fuentes de sobrerresistencia del sistema tienen su origen principalmente en los factores de carga y resistencia, sobrerresistencia del material y consideraciones de seguridad adicional en diseño. Se adopta un factor de 1.4 para el factor de sobrerresistencia en la obtención del factor de modificación de respuesta efectivo, este factor se muestra en la Ec. 4.3.

$$R_{ef} = \frac{R_{eq}}{\Omega_{cr} \cdot \Omega_{cs}} = \frac{R_{eq}}{1.56 \cdot 1.5} = \frac{R_{eq}}{2.34} \quad \text{Ec. 4.3}$$

4.1.4 Factor de modificación de respuesta equivalente del sistema (R_{es})

Representa la razón entre el momento volcante lineal y el momento volcante no lineal del sistema para la máxima amplificación dinámica de corte. El factor de modificación de respuesta equivalente del sistema se muestra en la Ec. 4.4.

$$R_{es} = \frac{M_{b[THL-\omega_v^*]}}{M_{b[THNL-\omega_v^*]}} \quad \text{Ec. 4.4}$$

4.1.5 Factor de resistencia flexural (F_{rf})

Representa la razón entre el momento para la deformación unitaria de fluencia M_y ($\epsilon_y=0.2\%$) que se presenta para un nivel de carga axial dependiente del número de pisos ($7.5\% \cdot Ag \cdot f'c - 10$ Pisos, $10\% \cdot Ag \cdot f'c - 20$ Pisos o $12.5\% \cdot Ag \cdot f'c - 30$ Pisos) y la magnitud de momento del análisis THNL que presenta el muro para la máxima amplificación. El factor de resistencia flexural se muestra en la Ec. 4.5.

$$F_{rf} = \frac{M_{y[\epsilon_y=0.2\%]P(NP)]]}{M_{NL[Máx \omega_v^*]}} \quad \text{Ec. 4.5}$$

4.1.6 Razón de frecuencias (r_f)

Representa la relación entre la frecuencia del modelo 2D (f_e) con la frecuencia media del registro (f_m). La finalidad en la obtención de esta razón es visualizar fenómenos de resonancia en los modelos planteados y como se relacionan ésta, con el factor de modificación de respuesta equivalente (R_{eq}) y el factor de amplificación dinámico de corte (ω_v^*). La razón de frecuencias se muestra en la Ec. 4.6.

$$r_f = \frac{f_e}{f_m} \quad \text{Ec. 4.6}$$

4.1.7 Factor de amplificación dinámico de corte (ω_v^*)

Representa la razón entre el corte proveniente de un análisis tiempo historia no lineal y el corte proveniente de un análisis tiempo historia lineal equivalente, el cual, está reducido por un factor de modificación de respuesta equivalente (que es el que representa las fuentes de no linealidad del sistema). Bajo los supuestos de comportamiento dúctil del muro (fluencia por flexión) se puede establecer que la capacidad de disipación de energía por parte del muro está representada de manera confiable por el factor de modificación de respuesta equivalente descrito en la Ec. 4.1 ($R_{eq}=M_L/M_{NL}$). El factor de amplificación dinámico de corte se muestra en la Ec. 4.7.

$$\omega_v^* = \frac{V_{NL}}{\frac{V_L}{R_{eq}}} = \frac{V_{NL}}{V_L} \cdot R_{eq} \quad \text{Ec. 4.7}$$

La Ec. 4.7 muestra el factor de amplificación dinámico de corte como una razón entre el corte no lineal y el corte lineal multiplicado por el factor de modificación de respuesta, sin embargo, se pueden entregar diferentes enfoques respecto a cómo explicar este parámetro, si se introducen las variables que componen a R_{eq} , se tiene el siguiente desglose de variables mostrado en la Ec. 4.8.

$$\omega_v^* = \frac{V_{NL}}{\left(\frac{V_L}{R_{eq}}\right)} = \left(\frac{V_{NL}}{V_L}\right) \cdot \left(\frac{M_L}{M_{NL}}\right) \quad \text{Ec. 4.8}$$

De la Ec. 4.8 se desprende que la representación de los efectos de amplificación dinámica de corte pueden explicarse como la multiplicación entre una razón de corte y una razón de momento flector, en otras palabras, el factor de amplificación dinámico de corte se puede establecer como la razón entre las fuentes de no linealidad del sistema (fuentes de naturaleza flexural) y su reflejo sobre la respuesta de corte, la ecuación que representa lo expuesto anteriormente se muestra en la Ec. 4.9.

$$\omega_v^* = \frac{V_{NL}}{\left(\frac{V_L}{R_{eq}}\right)} = \frac{R_{eq}}{\left(\frac{V_L}{V_{NL}}\right)} = \frac{R_{eq}}{R_c} \quad \text{Ec. 4.9}$$

La forma de visualizar el problema de la amplificación dinámica de corte mostrado en la Ec. 4.9 plantea la forma en que se relacionan las fuentes de no linealidad flexural del sistema y de qué manera este comportamiento no lineal de la base (y de elementos de acople) afecta a la deformación del sistema en cada instante de tiempo y, por lo tanto, a la distribución de fuerzas inerciales en altura. La realidad es que si un sistema incursiona dentro del rango no lineal es imposible que presente deformaciones similares a las encontradas en el modo fundamental (ya que el modo fundamental viene dado por las propiedades lineales del sistema). Otra forma alternativa de explicar el factor de amplificación dinámico de corte es a través de una razón entre alturas resultantes de fuerzas inerciales, explicada como la división entre el momento volcane y el corte basal, esta razón se muestra en la Ec. 4.10.

$$\omega_v^* = \frac{V_{NL}}{\frac{V_L}{R_{eq}}} = \frac{V_{NL}}{V_L} \cdot \frac{M_L}{M_{NL}} = \frac{\frac{M_L}{V_L}}{\frac{M_{NL}}{V_{NL}}} = \frac{H_{r[L]}}{H_{r[NL]}} \quad \text{Ec. 4.10}$$

El foco principal de este estudio es la obtención del factor de amplificación dinámico de corte (ω_v^*), sin embargo, este factor es altamente dependientes del factor de modificación de

respuesta equivalente, el contenido de frecuencias del registro, la participación de modos superiores y la influencia de carga axial, siendo todos estos parámetros abordados en profundidad.

4.1.8 Razón de corte máximo (r_{cm}):

Representa la razón entre el corte que presenta un muro (M1 o M2) para la máxima amplificación dinámica de corte y el corte máximo que presenta el mismo elemento para ese análisis THNL. Esta razón permite medir cuanto porcentaje del máximo corte del análisis THNL presenta el muro en la máxima amplificación, esta medición es importante, ya que, el ejercicio del diseño (AME) contempla la utilización de fuerzas máximas, por lo que se busca visualizar la proximidad del corte que presenta el muro en la amplificación con el máximo corte del análisis. La Ec. 4.11 muestra la razón de corte máximo.

$$r_{cm} = \frac{V_{1,2[\omega_v^*]}}{V_{1,2[máx-THNL]}} \quad \text{Ec. 4.11}$$

4.1.9 Razón de momento flector máximo (r_{bm}):

Representa la razón entre el momento flector que presenta un muro (M1 o M2) para la máxima amplificación dinámica de corte y el momento flector máximo que presenta el mismo elemento para ese caso (registro) particular. Esta razón permite medir cuanto porcentaje del máximo momento del análisis THNL presenta el muro en la máxima amplificación, esta medición es importante, ya que, el ejercicio del diseño (AME) contempla la utilización de fuerzas máximas. La Ec. 4.12 muestra la razón de momento máximo.

$$r_{cm} = \frac{M_{1,2[\omega_v^*]}}{M_{1,2[máx-THNL]}} \quad \text{Ec. 4.12}$$

4.1.10 Razón de corte en la base (r_{cb}):

Representa la razón entre el corte que presenta un muro (M1 o M2) para la máxima amplificación dinámica de corte y la suma del corte que absorben ambos muros en la base en el instante de máxima amplificación. Esta razón permite medir cuanto porcentaje de corte es absorbido por el muro (M1 o M2) en relación con el corte que absorben ambos elementos para la máxima amplificación. La Ec. 4.13 resume lo anterior.

$$r_{cb} = \frac{V_{i[\omega_v^*]}}{\sum_{i=1}^2 V_{i[\omega_v^*]}}, i = 1, 2 \quad \text{Ec. 4.13}$$

4.1.11 Razón de momento en la base (r_{mb}):

Representa la razón entre el momento que presenta un muro (M1 o M2) para la máxima amplificación dinámica de corte y la suma del momento que absorben ambos muros en la base en el instante de máxima amplificación. Esta razón permite medir cuanto porcentaje de momento es absorbido por el muro (M1 o M2) en relación con el momento que absorben ambos elementos para la máxima amplificación. La Ec. 4.14 muestra la razón de momento en la base.

$$r_{mb} = \frac{M_{f_i[\omega_v^*]}}{\sum_{i=1}^2 M_{f_i[\omega_v^*]}}, i = 1, 2 \quad \text{Ec. 4.14}$$

Realizadas las definiciones preliminares y para entrar de manera concreta en el análisis de resultados es necesario realizar algunas consideraciones preliminares, que permiten comprender de mejor manera los supuestos realizadas en el estudio y que complementan los resultados obtenidos, estas consideraciones son:

1. Cuando se habla de carga axial, Corte y momento en los muros, se está refiriendo al corte y momento que presenta la sección para el análisis no lineal de respuesta en el tiempo (THNL). Cada vez que se quiera referir a cortes o momentos del análisis tiempo historia lineal o esfuerzos internos de origen lineal, se realizará el alcance pertinente para evitar confusiones.
2. Se realiza un análisis modal espectral para desde el principio comprender de qué manera se comporta la rigidez lineal del sistema. De esta forma se tiene una idea de los porcentajes de carga que absorbe cada muro (M1 y M2) en términos de carga axial, corte y momento.
3. No existen fuentes de sobrerresistencia provenientes del uso de factores de carga y resistencia, tampoco por consideraciones conservadoras en el ejercicio del diseño (al no existir diseño estructural asociado al refuerzo de los muros).
4. Para el cálculo del factor de amplificación dinámico de corte, se busca dentro de un rango de momento flector para el análisis tiempo historia lineal y no lineal entre $0.72 \cdot (M_{NL,max}, M_{L,max})$ y $(M_{NL,max}, M_{L,max})$, donde M_{max} representa el máximo momento para el elemento analizado proveniente del análisis tiempo historia. La idea de establecer este criterio es tener consistencia con el análisis modal espectral, ya que, el AME entrega un único valor de corte y momento flector, la realidad es que el máximo corte y momento no se dan en el mismo instante de tiempo, sin embargo, la máxima no linealidad (que es lo que interesa) se produce para el máximo momento flector. Las razones de corte y momento máximos ayudarán a visualizar que tan cerca de los máximos presentan las acciones de corte y momento.

4.2 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL DE LOS CASOS ANALIZADOS

Para tener una idea preliminar de los porcentajes de corte y momento que absorben cada uno de los muros analizados en los modelos propuestos, se realiza un análisis modal espectral

para un espectro de diseño construido para zona 3, suelo D y factor de importancia $I=1.0$, este análisis nos entregará a grandes rasgos los niveles de corte y momento que se llevan cada uno de los muros para así tener un parámetro de comparación respecto a los resultados de los análisis no lineales. Se realiza un AME para los casos acoplados y conectados, se separan ambos casos para visualizar las diferencias en los porcentajes de corte y momento que presentan ambas condiciones (está claro que existen diferencias en los porcentajes de carga axial).

4.2.1 Analisis modal espectral para los casos con acoplamiento

Se realiza un AME para los casos que existe acople entre la losa y los muros M1 y M2 de acuerdo con las características descritas en el párrafo anterior. Se presentan en las tablas 4.1 a la 4.3 los resultados para los esfuerzos internos de carga axial, corte y momento flector.

Tabla 4.1: Porcentajes de carga axial por muro (M1 y M2) para el caso acoplado AME

N° Pisos	Lw	R*	Carga axial - P			
		[Nch433]	MURO - M1		MURO - M2	
	[m]	[A]	P1 [min]	P1 [max]	P2 [min]	P2 [max]
10 Pisos	4	4.70	2%	13%	18%	-3%
	6	4.23	5%	10%	16%	-1%
20 Pisos	4	7.23	-1%	21%	32%	-12%
	6	6.71	4%	16%	29%	-9%
30 Pisos	4	8.84	8%	17%	22%	3%
	6	8.40	8%	17%	26%	-1%
Promedio:		6.69	4%	16%	24%	-4%

Tabla 4.2: Porcentajes de corte por muro (M1 y M2) para el caso acoplado AME

N° Pisos	Lw	R*	Corte - V			
		[Nch433]	MURO - M1		MURO - M2	
	[m]	[A]	V1 [min]	V1 [max]	V2 [min]	V2 [max]
10 Pisos	4	4.70	78%	78%	22%	22%
	6	4.23	87%	87%	13%	13%
20 Pisos	4	7.23	78%	78%	22%	22%
	6	6.71	87%	87%	13%	13%
30 Pisos	4	8.84	78%	78%	22%	22%
	6	8.40	87%	87%	13%	13%
Promedio:		6.69	83%	83%	17%	17%

Tabla 4.3: Porcentajes de momento flector por muro (M1 y M2) para el caso acoplado AME

N° Pisos	Lw	R*	Momento - M			
		[Nch433]	MURO - M1		MURO - M2	
	[m]	[A]	M1 [min]	M1 [max]	M2 [min]	M2 [max]
10 Pisos	4	4.70	87%	87%	13%	13%
	6	4.23	95%	95%	5%	5%
20 Pisos	4	7.23	87%	87%	13%	13%
	6	6.71	95%	95%	5%	5%
30 Pisos	4	8.84	87%	87%	13%	13%
	6	8.40	96%	96%	4%	4%
Promedio:		6.69	91%	91%	9%	9%

Las Tabla 4.1 a la 4.3 muestran los valores porcentuales de carga axial (P), corte (V) y momento flector (M) para un AME. Estas cargas entregan una idea de los valores porcentuales dentro de los cuales se debiera esperar se encuentren estas 3 acciones (y las variaciones que se producen cuando se realiza un THNL). En general, de los 6 análisis efectuados se puede desprender que:

♦ **Observaciones Muro 1 (muro fuerte):**

Respecto a la carga axial, se espera que en promedio se alcancen cargas sólo de compresión entre un $4\% \cdot A_g \cdot f'_c$ y $16\% \cdot A_g \cdot f'_c$. Respecto al corte, se espera que en promedio el 83% del corte basal sea absorbido por el muro M1. Respecto al momento flector, se espera que en promedio el 91% del momento basal sea absorbido por el muro M1.

♦ **Observaciones Muro 2 (muro débil):**

Respecto a la carga axial, se espera que se presenten cargas de tracción y altas cargas de compresión, alcanzándose en promedio cargas de tracción de $-4\% \cdot A_g \cdot f'_c$ y de compresión de $24\% \cdot A_g \cdot f'_c$. Respecto al corte, se espera que en promedio el 17% del corte basal sea absorbido por el muro M2. Respecto al momento flector, se espera que en promedio el 9% del momento basal sea absorbido por el muro M2.

♦ **Observación global:**

De este análisis elástico simple, se puede desprender que los porcentajes de carga obtenidos para cada uno de los muros se encuentran dentro de los límites esperados, es decir, se espera que el muro de mayor rigidez absorba una cantidad de carga mayor al muro de menores dimensiones, notar que las fluctuaciones de carga axial para el muro M1 son bajas (12 puntos porcentuales). Por otra parte, las fluctuaciones de carga axial para el muro M2 son considerables, pasando de presentar $-4\% \cdot A_g \cdot f'_c$ en tracción a $24\% \cdot A_g \cdot f'_c$ en compresión (28 puntos porcentuales). Es importante tener presente lo anterior dada la alta dependencia de M_{NL} (momento no lineal) a las variaciones de la carga axial.

4.2.2 Análisis modal espectral para los casos conectados

Se realiza un AME para los casos en que no existe acople entre la losa y los muros M1 y M2. Se presentan a continuación los resultados para los esfuerzos internos de carga axial, corte y momento flector, en las tablas 4.4 a la 4.6 respectivamente para los casos conectados.

Tabla 4.4: Porcentajes de carga axial por muro (M1 y M2) para el caso conectado AME

N° Pisos	Lw	R*	Carga axial - P			
		[Nch433]	MURO - M1		MURO - M2	
	[m]	[A]	P1 [min]	P1 [max]	P1 [min]	P1 [max]
10 Pisos	4	6.15	8%	8%	8%	8%
	6	5.07	8%	8%	8%	8%
20 Pisos	4	9.02	10%	10%	10%	10%
	6	8.03	10%	10%	10%	10%
30 Pisos	4	10.29	13%	13%	13%	13%
	6	9.59	13%	13%	13%	13%
Promedio:		8.02	10%	10%	10%	10%

Tabla 4.5: Porcentajes de corte por muro (M1 y M2) para el caso conectado AME

N° Pisos	Lw	R*	Corte - V			
		[Nch433]	MURO - M1		MURO - M2	
	[m]	[A]	V1 [min]	V1 [max]	V2 [min]	V2 [max]
10 Pisos	4	6.15	82%	82%	18%	18%
	6	5.07	90%	90%	10%	10%
20 Pisos	4	9.02	82%	82%	18%	18%
	6	8.03	90%	90%	10%	10%
30 Pisos	4	10.29	82%	82%	18%	18%
	6	9.59	90%	90%	10%	10%
Promedio:		8.02	86%	86%	14%	14%

Tabla 4.6: Porcentajes de carga por muro (M1 y M2) para el caso conectado AME

N° Pisos	Lw	R*	Momento - M			
		[Nch433]	MURO - M1		MURO - M2	
	[m]	[A]	M1 [min]	M1 [max]	M2 [min]	M2 [max]
10 Pisos	4	6.15	88%	88%	12%	12%
	6	5.07	95%	95%	5%	5%
20 Pisos	4	9.02	88%	88%	12%	12%
	6	8.03	96%	96%	4%	4%
30 Pisos	4	10.29	88%	88%	12%	12%
	6	9.59	96%	96%	4%	4%
Promedio:		8.02	92%	92%	8%	8%

Las Tablas 4.4 a 4.6 muestran los valores porcentuales de carga axial (P), corte (V) y momento flector (M) para un AME. Estas cargas entregan una idea de los valores porcentuales dentro de los cuales se debiera esperar se encuentren estas 3 acciones para el caso de muros conectados. En general, de los 6 análisis efectuados se puede desprender que:

◆ **Muro 1 (muro fuerte):**

Respecto a la carga axial, no existen fluctuaciones de carga axial dada la inexistencia de acoplamiento. Respecto al corte, se espera que en promedio el 86% del corte basal sea absorbido por el muro M1. Respecto al momento flector, se espera que en promedio el 92% del momento basal sea absorbido por el muro M1.

◆ **Muro 2 (muro débil):**

Respecto a la carga axial, no existen fluctuaciones de carga axial dada la inexistencia de acoplamiento. Respecto al corte, se espera que en promedio el 14% del corte basal sea absorbido por el muro M2. Respecto al momento flector, se espera que en promedio el 8% del momento basal sea absorbido por el muro M2.

◆ **Observación global:**

Es evidente que para estos casos no existen fluctuaciones de carga axial. Por otro lado, notar que no existen grandes diferencias entre un AME para un caso acoplado y un caso conectado, sobre todo para el momento flector, los porcentajes de carga que absorben cada uno de los muros (M1 y M2) como es evidente son independientes del acoplamiento y presentan valores similares para ambos casos. La Figura 4.1 muestra de manera gráfica lo expuesto.

Factor de modificación de respuesta modal vs porcentajes de corte y momento flector con respecto a valores basales (M1 y M2)

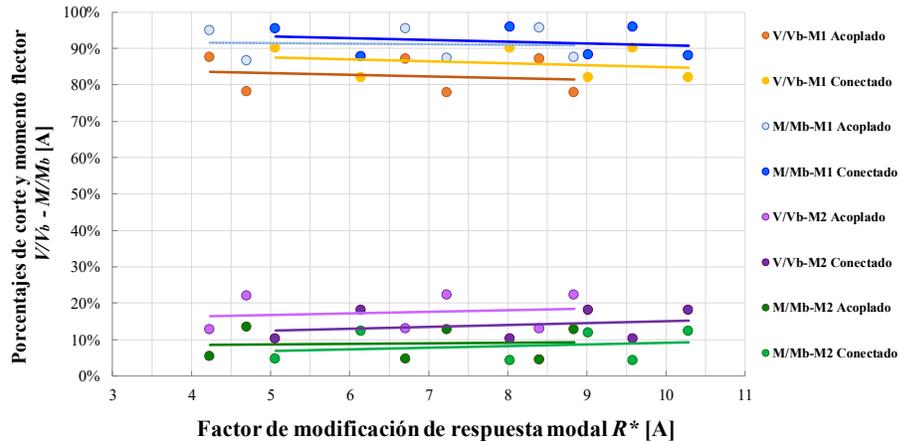


Figura 4.1: Porcentajes de corte y momento c/r al corte y momento basal para M1 y M2

La Figura 4.1 muestra los porcentajes de corte y momento que absorbe cada uno de los muros con respecto al corte y momento basal. Del gráfico se pueden notar las bajas diferencias obtenidas para los casos conectados y acoplados. Para complementar los resultados obtenidos para un AME, se presentan los espectros de los registros utilizados en este estudio. Adicionalmente, se grafica junto a los espectros de respuesta el espectro de diseño de la Nch433Of.1996 Mod.2010, la idea, es visualizar el nivel de pseudoaceleraciones a las que están expuestos los muros M1 y M2 en relación con las pseudoaceleraciones de diseño, los espectros construidos a partir de los registros utilizados en este estudio se muestran en la Figura 4.2.

Espectros de respuesta vs Espectro de diseño

[Nch433Of.1996-Mod.2012 - Zona: 3 | Suelo: D | $\xi=5\%$]

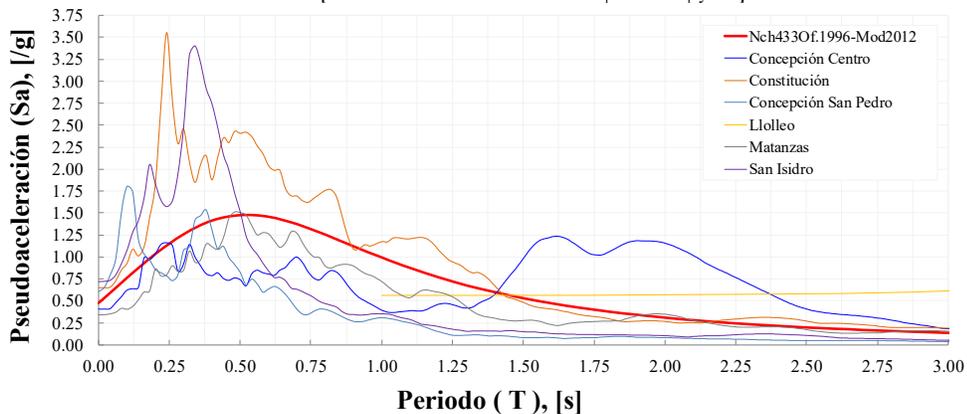


Figura 4.2: Espectro de diseño vs Espectros de respuesta para registros utilizados en el estudio

La Figura 4.2 muestra el contraste entre los espectros de respuesta de los registros utilizados en el estudio paramétrico y el espectro de diseño de la Nch433 Of.1996 Mod-2010. Se puede notar que los espectros de respuesta construidos a partir de los registros de aceleraciones presentan formas espectrales típicamente encontradas en registros chilenos con

períodos predominantes marcados, sin embargo, para el registro de Concepción centro se presenta un espectro de doble máximo de aceleraciones, el cual, se puede vislumbrar afectará a estructuras tanto rígidas como flexibles. Otro aspecto importante es mostrar las formas de los deformadas modales, conocer estas formas es de gran utilidad, ya que, nos permiten visualizar que modos son predominantes en la respuesta no lineal de los modelos para la máxima amplificación. Las formas modales para los modos 1 y 2 (modos relevantes) se muestran en la Figura 4.3.

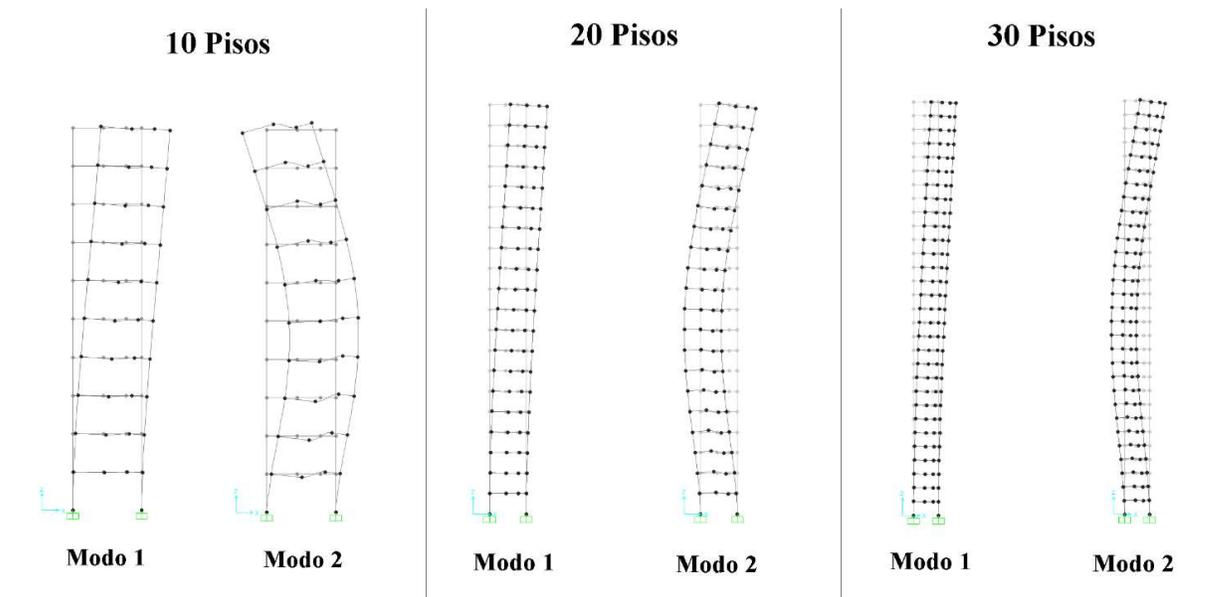


Figura 4.3: Deformadas modales de los modos 1 y 2 (modos con participación de masa influyente)

La Figura 4.3 muestra las deformadas modales que se observan en todos los modelos propuestos para los modos 1 y 2, que concentran en promedio el 85% de la masa del sistema. Estas formas modales sirven para dar cuenta de la influencia de modos superiores en la máxima amplificación de corte del sistema. Notar que la forma de la deformada del segundo modo es común para las 3 alturas de muro propuestas. La influencia de modos superiores se discute con mayor detalle en la sección 4.5.2.

4.3 ANÁLISIS DE LOS MODELOS 2D MEDIANTE CURVAS DE CAPACIDAD

Los análisis estáticos inelásticos a través de las curvas de capacidad son la primera aproximación que se tiene a las propiedades no lineales de los modelos estructurales con los que se realiza esta investigación. Estas curvas de carga incremental entregarán una idea preliminar de la capacidad resistente de la estructura y de las zonas que primeramente experimentarán incursiones inelásticas. Se busca visualizar con estas curvas la manera en que influye el acoplamiento en el comportamiento del corte basal y en la rigidez global del sistema. Otro factor importante es asegurar la correcta asignación de las propiedades no lineales de los elementos de tal manera de evitar problemas de inestabilidad en los análisis tiempo historia no lineales.

Para la obtención de las curvas de capacidad, se establece un desplazamiento objetivo derivado del desplazamiento elástico máximo permisible para fuerzas sísmicas reducidas igual

a $0.002 \cdot H_w$. De esta manera el desplazamiento inelástico puede suponerse como dependiente del factor de modificación de respuesta, esto es: $0.002 \cdot H_w \cdot R$. Fijando el valor del factor de modificación de respuesta para el caso espectral en $R=7$, se tiene que la deformación inelástica del sistema es $\Delta_{in}=0.014 \cdot H_w$ (aproximadamente $1.5\% \cdot H_w$). A continuación, se muestran las curvas de capacidad para el caso de los modelos de $L_{w1}=L_{w2}=2$ m de 10 y 20 pisos de altura ($H_w=25$ m y 50 m respectivamente), recordar que se realiza una variación de las cuantías de los elementos de borde de los muros y de las losas de acople (9 curvas de capacidad por número de pisos), las Figura 4.4 a la 4.6 muestran algunas de las curvas de capacidad de los modelos utilizados en el estudio.

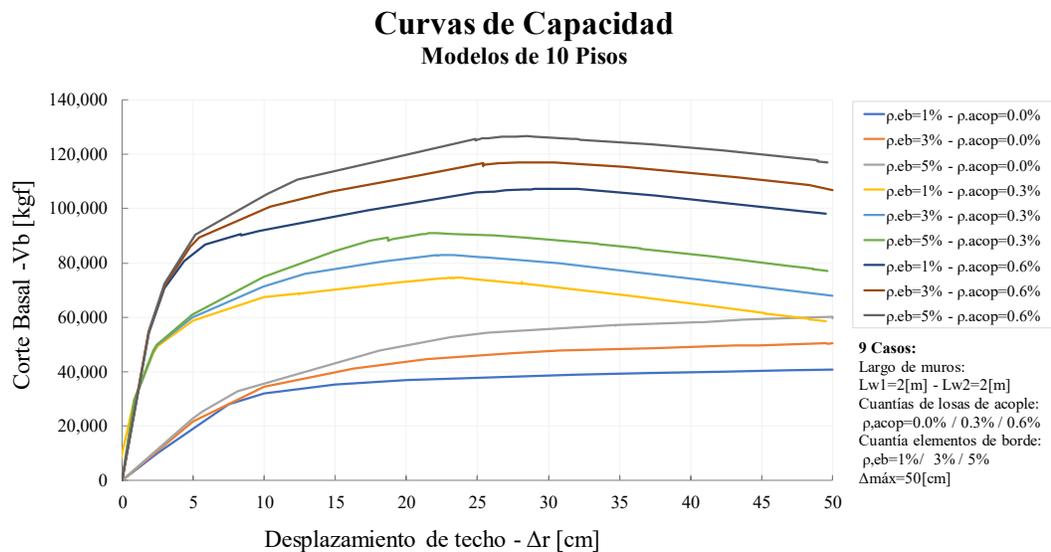


Figura 4.4: Curvas de capacidad para modelos en donde $L_{w1}=2$ m y $L_{w2}=2$ m de 10 pisos de altura.

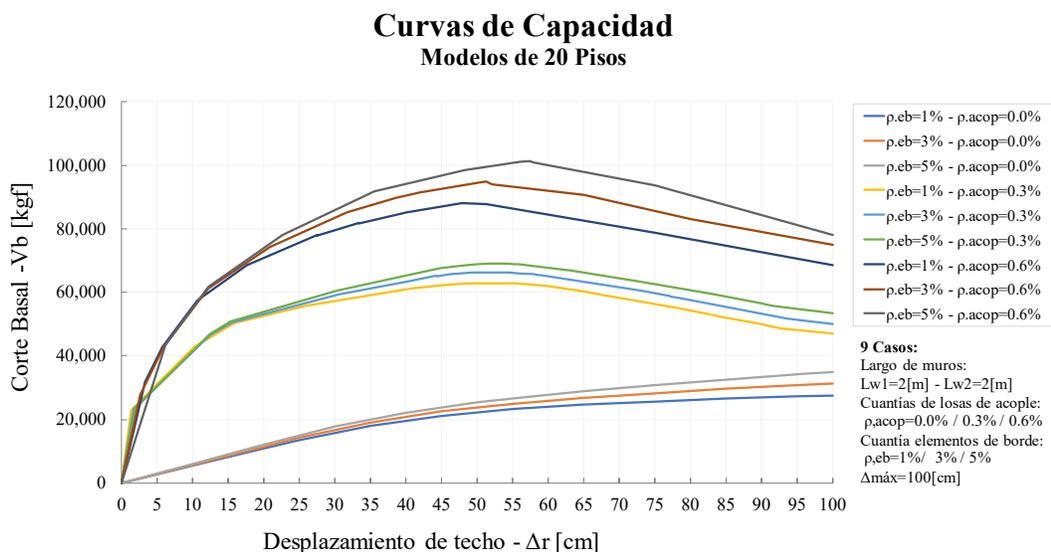


Figura 4.5: Curvas de capacidad para modelos en donde $L_{w1}=2$ m y $L_{w2}=2$ m de 20 pisos de altura

Curvas de Capacidad Modelos de 30 Pisos

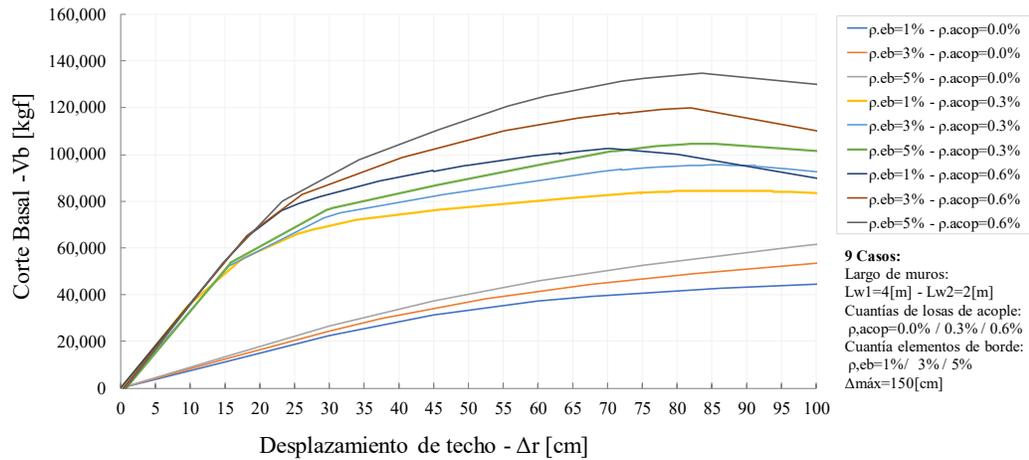


Figura 4.6: Curvas de capacidad para modelos en donde $L_{w1}=4$ m y $L_{w2}=2$ m de 30 pisos de altura

Las Figura 4.4 a la Figura 4.6 muestran las curvas de capacidad para los casos de 10, 20 y 30 pisos, se pueden apreciar claramente los efectos del acoplamiento en los incrementos de corte basal, agrupándose las curvas de a 3 de acuerdo a las cuantías de elementos de borde, encontrándose los casos conectados en la parte inferior de los gráficos, en la parte central los casos con acoplamiento de 0.3% y en la parte superior los casos de acoplamiento de 0.6%. Se puede notar también la alta linealidad de los casos de 20 y 30 pisos para los casos conectados.

4.4 RAZÓN DE FRECUENCIAS Y RESONANCIA DEL SISTEMA

Es importante comprender como interactúan las frecuencias naturales de los modelos (f_e) con el contenido de frecuencias del registro (f_m), ya que, mediante el estudio de la razón entre ambos parámetros se puede observar el real efecto de la no linealidad cuando ambas frecuencias son similares. Para las normas de diseño sismorresistente, este efecto está en gran parte cubierto por el espectro de diseño, el cual, representa de buena manera el historial sísmico del lugar, sin embargo, existen casos en que el espectro de diseño no representa de buena manera las características del sismo, siendo la capacidad de deformación inelástica fundamental para un buen desempeño estructural.

La razón de frecuencias (r_f) es una buena forma de visualizar y explicar los máximos valores de respuesta no lineal (R_{eq}) y de amplificación dinámica de corte (ω_v^*), sin embargo, se debe pensar que las frecuencias naturales son la solución matricial de un problema lineal y en ningún caso representan de manera exacta la respuesta no lineal del sistema. Por lo tanto, existirán valores para el factor de modificación de respuesta equivalente y para la amplificación dinámica de corte que necesariamente estarán desfasados de $r_f=1$, dado que, los porcentajes de participación modal existentes para el caso lineal no siempre podrán explicar de manera confiable la deformación del sistema cuando la base y los elementos de acople se han plastificado. Los resultados obtenidos en este estudio para la razón de frecuencias de los

modelos propuestos versus el factor de modificación de respuesta equivalente se muestran en la Figura 4.7.

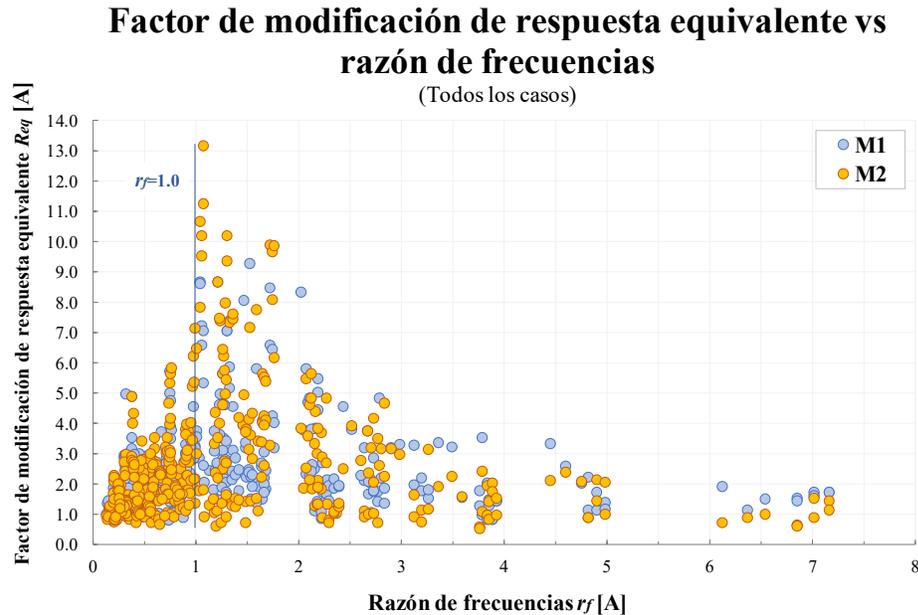


Figura 4.7: Razón de frecuencias (r_f) vs Factor de modificación de respuesta equivalente (R_{eq}) estudio paramétrico

La Figura 4.7 muestra el comportamiento de la razón de frecuencias versus el factor de modificación de respuesta equivalente. Se puede notar que existe una concentración de valores altos para R_{eq} entre $r_f=1$ y $r_f=1.75$, lo que significa, que en general, las máximas incursiones no lineales de los modelos propuestos tienen una contribución importante de los modos superiores explicada por el corrimiento de la concentración de valores máximos hacia la derecha de $r_f=1$, se debe recordar que el factor de peso del modo natural 2 aumenta, haciendo que el valor de f_e también lo haga, generando el desplazamiento de los datos hacia la derecha.

Se debe destacar que las deformadas no lineales que se presentan cuando el factor de amplificación de corte es máximo se pueden explicar de buena forma mediante una combinación lineal de las deformadas presentadas por los modos naturales, es de esperar que en muchos casos en donde se presentan importantes incursiones no lineales en la base, la participación de modos distintos al fundamental (Efecto de modos superiores) tengan un protagonismo mayor al representado por un análisis modal espectral, se debe recordar que la razón de frecuencias está definida por la Ec. 4.6, donde f_e representa la frecuencia media del sistema (que es dependiente de los porcentajes de participación modal) y f_m es la frecuencia media del registro. La Figura 4.8 muestra la relación que existe entre la razón de frecuencias y el factor de amplificación dinámico de corte.

Factor de amplificación dinámica de corte vs Razón de frecuencias (Todos los casos)

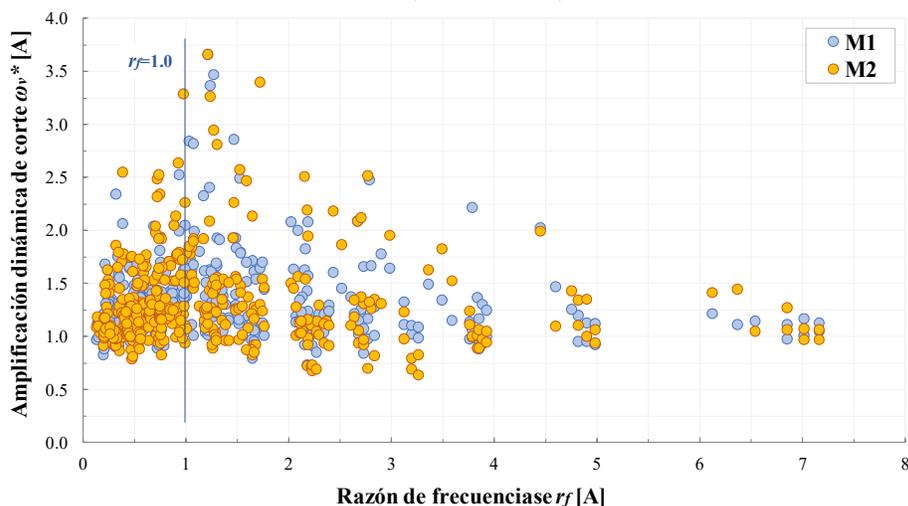


Figura 4.8: Razón de frecuencias (r_f) vs Factor de amplificación dinámica de corte (ω_v^*) estudio paramétrico

La Figura 4.8 muestra la manera en que se relacionan la razón de frecuencias con el factor de amplificación dinámica de corte, se puede notar como los máximos valores de amplificación están desfasados a la derecha de $r_f=1.0$, entre $r_f=1.0$ y $r_f=1.75$ lo que, nuevamente se explica por la influencia de los modos superiores en la respuesta del sistema para la máxima amplificación. Notar que la forma de los datos mostrados en la Figura 4.8 es bastante similar a la forma que presentan los datos de la Figura 4.7 lo que, explica la relación directa entre el factor de modificación de respuesta equivalente y el factor de amplificación dinámica de corte.

La comprensión de la influencia de modos superiores no es un fenómeno fácil de intuir, ya que, en estricto rigor los modos naturales como ya se sabe no pueden explicar de manera exacta la no linealidad del sistema dada su naturaleza lineal, sin embargo, la razón entre la frecuencia fundamental (f_1) y la frecuencia media del registro (f_m) nos puede entregar algunas señales de que efectivamente existirán casos en los cuales la respuesta no lineal está fuertemente influenciadas por el segundo modo de vibrar, la Figura 4.9 muestra lo expresado para el factor de modificación de respuesta equivalente y su relación con la razón de frecuencias del modo fundamental.

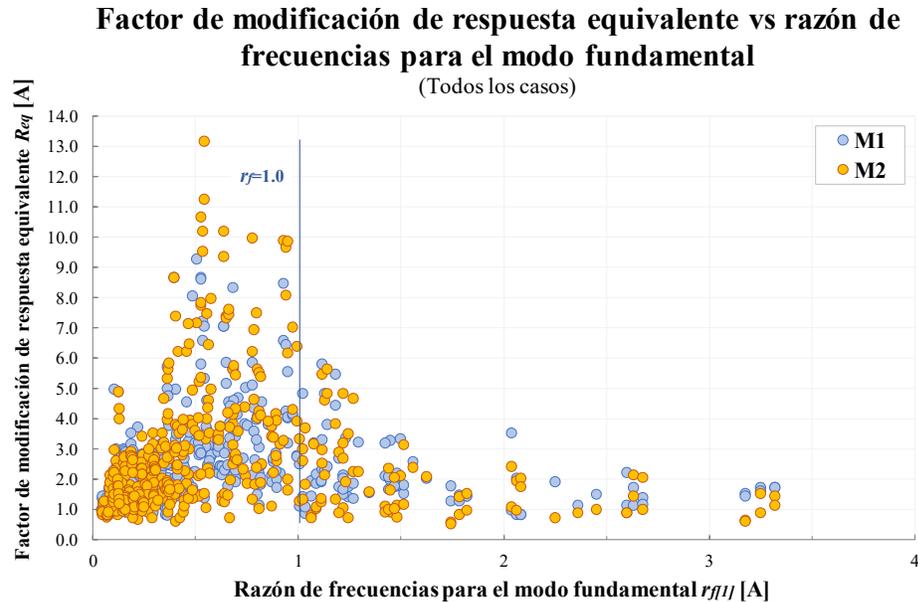


Figura 4.9: Razón de frecuencias para el modo fundamental (r_{f1}) vs Factor de amplificación dinámica de corte (ω_v^*) estudio paramétrico.

La Figura 4.9 muestra la relación que existe entre la razón de frecuencias para el modo fundamental y el factor de modificación de respuesta equivalente, se puede notar la alta contribución del modo fundamental a la no linealidad del sistema, ya que, aun cuando sólo se considera la contribución del modo fundamental los altos valores de R_{eq} siguen estando cerca de la unidad, notar que para $r_f=1.0$ se tiene un R_{eq} cercano a 10. Por otro lado, los máximos valores de R_{eq} se dan para un r_f cercano a 0.5, lo que sugiere que existe una componente de frecuencias altas que no se está considerando.

Se debe pensar que la no linealidad ocurre en primera instancia a través de la excitación del modo fundamental, luego de la plastificación de la base se da lugar a la excitación de modos superiores dado los cambios de rigidez que ocurren en la base del sistema (en este caso deformadas similares al segundo modo), generando una disminución en la contribución del modo fundamental y dando lugar a la contribución de modos superiores.

A continuación se muestra la relación del modo fundamental con el factor de amplificación dinámica de corte, al igual que para el factor de modificación de respuesta equivalente, se espera que los máximos valores para el factor de amplificación dinámica de corte se encuentren cercanos a la unidad dada la alta contribución del modo fundamental en la respuesta del sistema, lo expresado anteriormente se muestra en la Figura 4.10.

Factor de amplificación dinámico de corte vs Razón de frecuencias para el modo fundamental

(Todos los casos)

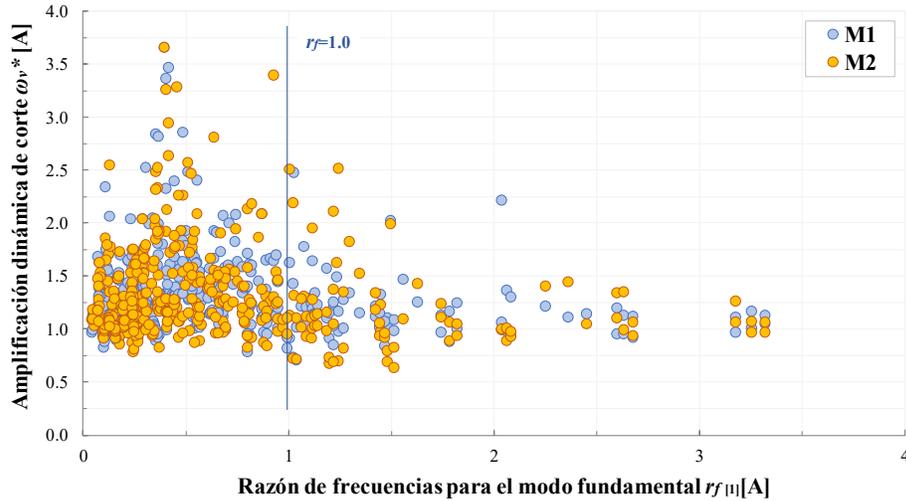


Figura 4.10: Razón de frecuencias para el modo fundamental (r_{f1}) vs Factor de amplificación dinámica de corte (ω_v^*) estudio paramétrico.

La Figura 4.10 muestra la razón de frecuencias del modo fundamental versus el factor de amplificación dinámica de corte, se puede notar que se dan algunos valores altos de amplificación para una deformada similar a la que presenta el modo fundamental (lo que sin duda puede ocurrir), sin embargo, ocurre que lo normal es encontrar dentro de los valores máximos de amplificación una contribución importante de los modos superiores, en especial del segundo modo natural.

A continuación, se toman 2 casos acoplados para la máxima amplificación obtenida para el muro M1, el primer caso tiene un $\omega_{v-c1}^*=1.22$ y un $r_{f[1]}=1$ obtenido para el registro de concepción, notar que, para este caso, la amplificación se presenta para una deformada similar al modo fundamental (razón de frecuencias para el modo fundamental igual a 1.0). El segundo caso tiene un $\omega_{v-c2}^*=1.62$ y un $r_f=1$, es decir, para este caso la máxima amplificación se presenta con una participación importante del modo 2, para ambos casos se muestra la deformada que presentó el sistema para la máxima amplificación, lo anterior se muestra en la Figura 4.11.

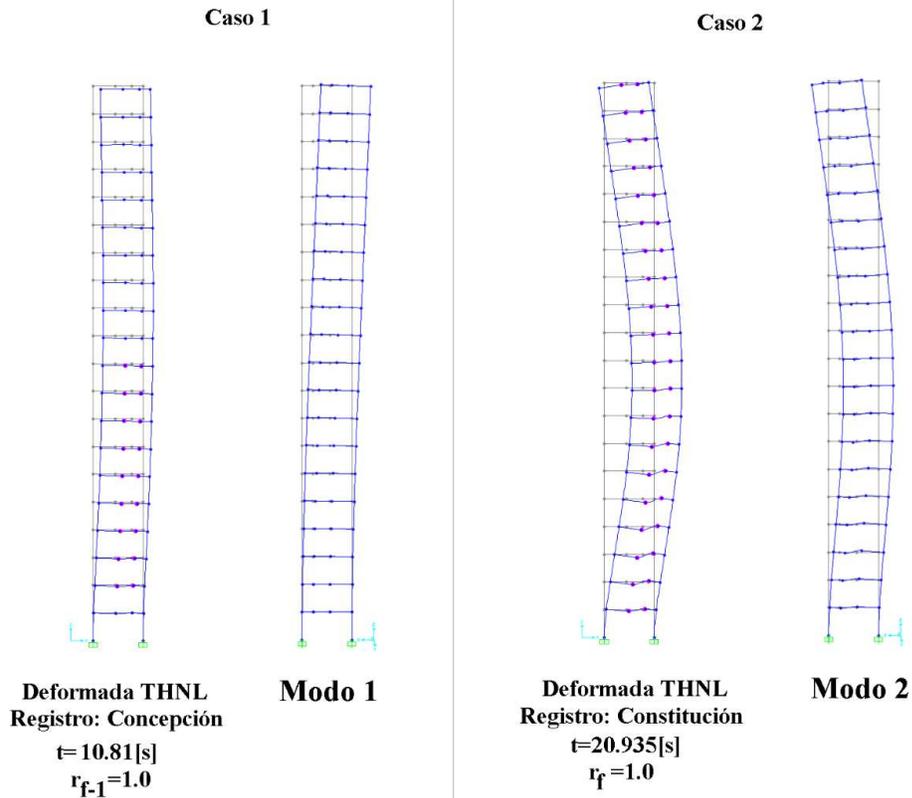


Figura 4.11: Deformadas no lineales para la máxima amplificación del muro M1 y su vínculo con los modos naturales.

La Figura 4.11 muestra las deformadas del análisis THNL en el instante de máxima amplificación. El primer caso representa una situación en la que la respuesta del sistema para la máxima amplificación se da para una deformada similar al modo fundamental de vibración. Este caso particular se da cuando el sismo tiene la energía suficiente para plastificar algunos elementos de acople, pero no la suficiente como para plastificar la base del muro, haciendo que modos superiores no puedan ser excitados en su totalidad (al no plastificar la base) y sólo pueda visualizarse un leve cambio en la forma de vibrar del sistema.

El segundo caso se da para una situación en la cual la respuesta del sistema para la máxima amplificación se da para una deformada similar al segundo modo natural de vibración. En este caso el sismo posee la energía suficiente para plastificar la base y los elementos de acople y además seguir excitando el sistema una vez ocurrida la plastificación, de manera que con las nuevas condiciones de rigidez el sistema comienza a adoptar deformadas similares al segundo modo natural de vibración, lo que hace, que la distribución de fuerzas inerciales comience a adoptar formas diferentes a las clásicas formas de triángulo invertido que se presenta en el modo fundamental, de esta forma con estas nuevas condiciones, la aceleración de la masa de los pisos más altos comienza a decaer y la aceleración de los pisos más bajos comienza a aumentar, disminuyendo la altura resultante de fuerzas inerciales, por otra parte el momento de plastificación en la base permanece invariable haciendo que inevitablemente el corte aumente.

Lo que se busca plasmar con estas observaciones, es establecer que, para la mayoría de los casos analizados, la máxima amplificación de corte se da para los instantes de deformación que pueden ser explicados por modos naturales distintos al modo fundamental (como ya se ha establecido *efecto de modos superiores*), esto se debe principalmente a que la incursión en rango no lineal de los elementos del sistema sismorresistente originan nuevas condiciones de rigidez alterando la distribución de fuerzas inerciales, por esta razón, se dan las diferencias en los valores de amplificación $\omega_{v-c1}^*=1.22$ y $\omega_{v-c2}^*=1.62$.

4.5 CORRELACIÓN ENTRE EL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA EQUIVALENTE Y LA AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE CORTE

Se ha establecido la importancia de la no linealidad dentro de la amplificación dinámica de corte, sin embargo, la plastificación de los elementos de acople si bien, genera cambios en las condiciones de rigidez iniciales del sistema en ningún caso es tan determinante como la plastificación que se genera en la base de los muros. Una manera de visualizar de qué manera incide la no linealidad dentro del factor de amplificación dinámica de corte es construir una curva que contraste al factor de modificación de respuesta equivalente y al factor de amplificación dinámico de corte. Para esto se toman todos los valores de ω_v^* y R_{eq} obtenidos de los 432 análisis efectuados.

Para el gráfico entre estas 2 variables, se realiza una distinción entre el muro fuerte (M1) y el muro débil (M2), de esta forma, se puede apreciar que está ocurriendo con el elemento de menor resistencia y de qué manera amplifica. En principio no se realiza una distinción entre las distintas características del estudio paramétrico (largos de muro, número de pisos, cuantías de refuerzo, etc.) la idea del gráfico es mostrar de qué manera se ordenan los datos y la dependencia preliminar que existe entre ambas variables. El gráfico de la Figura 4.12 muestra esta relación.

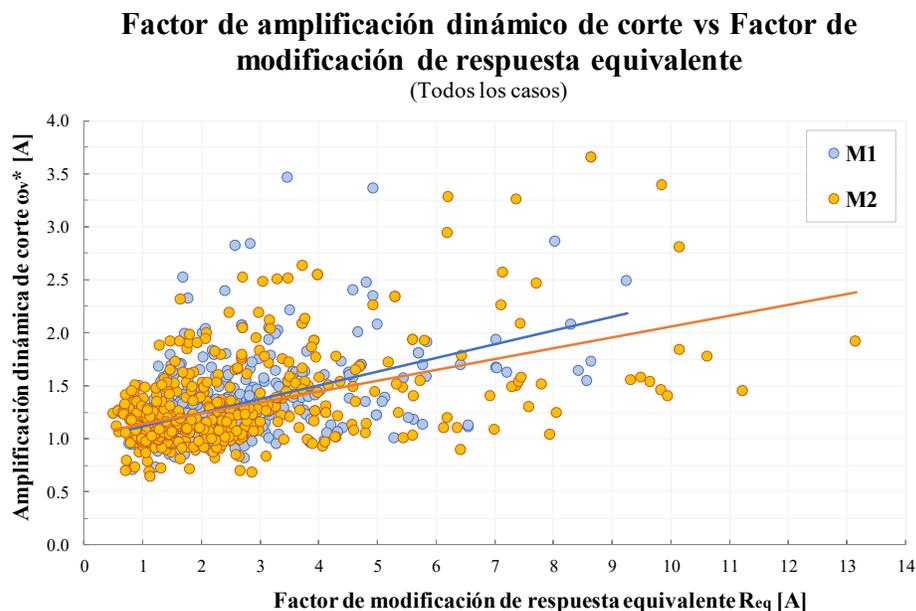


Figura 4.12: Factor de modificación de respuesta equivalente R_{eq} vs ω_v^* (432 casos de estudio)

Del gráfico de la Figura 4.12 se puede apreciar a simple vista la relación directa entre la amplificación dinámica de corte y el factor de modificación de respuesta equivalente para los muros M1 y M2. A medida que aumenta R_{eq} también lo hace ω_v^* . Si se revisa el comportamiento del factor de amplificación para ambos muros, se observa que su comportamiento presenta algunos valores que se alejan bastante respecto a la línea de valores promedio, este distanciamiento se debe principalmente a fenómenos de resonancia con el registro, dado los altos grados de no linealidad alcanzados en estos casos. Para tener una vista más clara del fenómeno de amplificación y como se manifiesta en cada uno de los muros, se multiplica a R_{eq} por el signo de la deformación consistente con el máximo valor de amplificación, de tal manera de “abrir” el factor de amplificación y estudiarlo con más detalle. El gráfico de la Figura 4.13 muestra lo anterior.

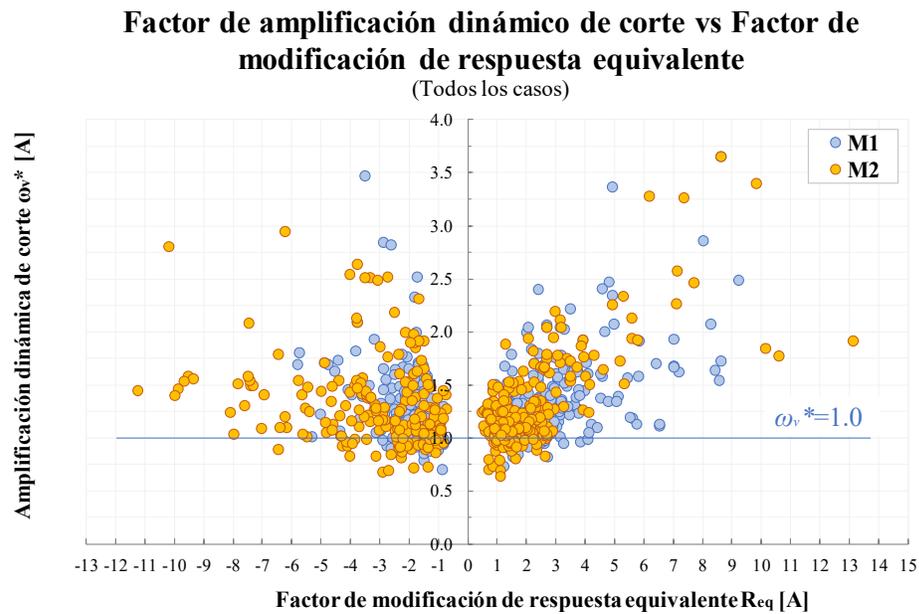


Figura 4.13: Factor de modificación de respuesta equivalente (R_{eq}) vs ω_v^* (c/r a la Dirección de la deformación)

La Figura 4.13 muestra ω_v^* versus R_{eq} , el factor de modificación de respuesta equivalente está multiplicado por el signo de la deformación para el instante de máxima amplificación del sistema. La finalidad de esta multiplicación es observar que gran parte de los altos valores de amplificación, se obtienen cuando el valor de la carga axial disminuye, esta situación ocurre para el muro M1 cuando el signo de la deformación consistente con la máxima amplificación es positivo y para M2 cuando el signo de la deformación consistente con la máxima amplificación es negativo.

Parte de este estudio consiste en visualizar el comportamiento de estructuras en las cuales la frecuencia del registro presenta valores similares a la frecuencia de los modelos propuestos. Se muestra a continuación los factores de amplificación para los casos en los cuales se presentó resonancia en el sistema tomando como criterio resonante valores de r_f entre 0.75 y 1.5. La idea es visualizar con claridad los casos en que el sistema resuena y los casos en los que este efecto

no se evidencia. El gráfico que muestra el factor de amplificación dinámica de corte para los casos resonantes se muestra en la Figura 4.14.

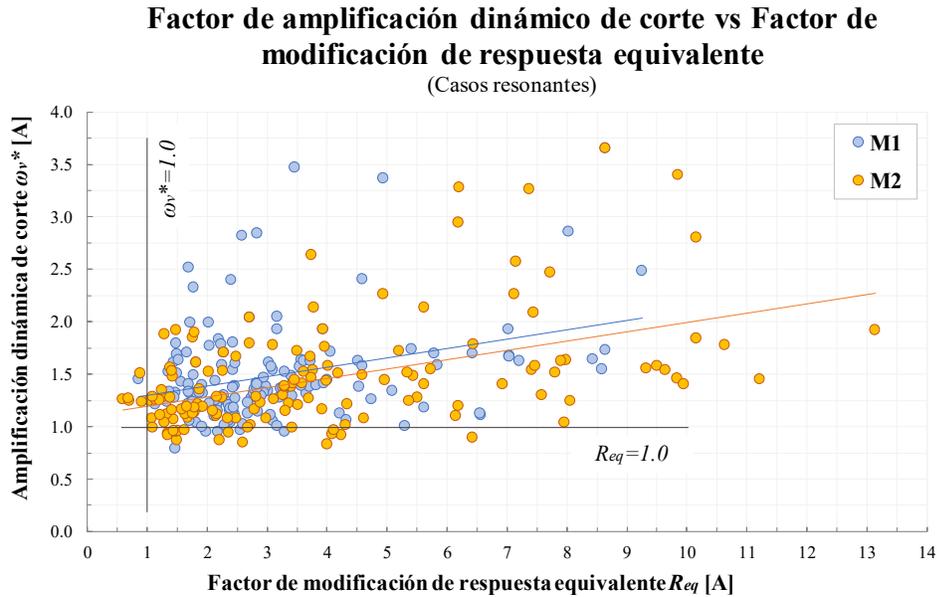


Figura 4.14: Factor de modificación de respuesta equivalente R_{eq} vs ω_v^* para casos resonantes.

La Figura 4.14 muestra el alto grado de dispersión que existe para los casos resonantes, notar que el máximo valor de amplificación capturado es de $\omega_v^*=3.65$ para un $R_{eq}=8.65$, este valor de amplificación, está lejos la línea de valores medios (naranja) por otra parte, se debe destacar que la diferenciación de los casos analizados se analiza en detalle en el capítulo 5. Los casos que no presentaron resonancia con el registro se muestran en la Figura 4.15.

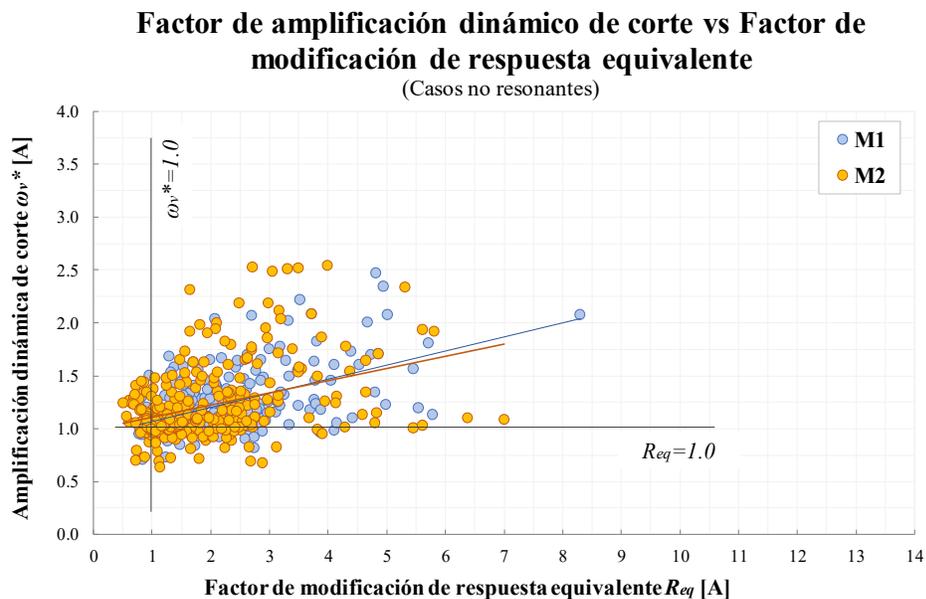


Figura 4.15: Factor de modificación de respuesta equivalente R_{eq} vs ω_v^* (casos no resonantes)

La Figura 4.15 muestra la disminución del grado de dispersión de los datos no resonantes con respecto a los casos resonantes, notar que el máximo valor de amplificación capturado es de 2.54, es decir, una diferencia de 30% con respecto a los casos resonantes. Por otra parte, notar que los valores del factor de modificación de respuesta equivalente disminuyen de manera considerable (baja de 13.15 a 7 – Disminución de 87%). La Figura 4.16 muestra los valores de amplificación versus el periodo fundamental agrupados de acuerdo con el factor de modificación de respuesta equivalente que presentan estos datos.

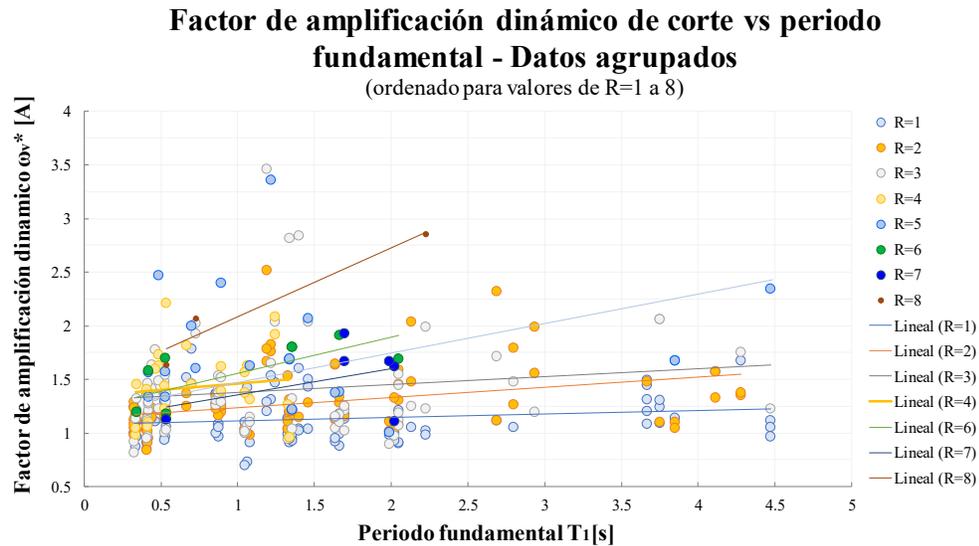


Figura 4.16: Factor de amplificación dinámico de corte versus periodo fundamental ordenados de acuerdo con el factor de modificación de respuesta equivalente

La Figura 4.16 muestra el comportamiento del factor de amplificación dinámico de corte versus el periodo fundamental de los modelos propuestos ordenados de acuerdo con el factor de modificación de respuesta equivalente, se puede observar de una forma alternativa a la Figura 4.12 como aumenta la amplificación con el aumento del factor de modificación de respuesta equivalente, también se puede notar que la mayoría de los valores de amplificación se dan para periodos entre 0.5 s y 1.5 s, encontrándose bajos niveles de amplificación y factor de modificación de respuesta equivalente para periodos sobre 3 segundos, existiendo un par de puntos aislados que corresponden a registros de doble amplitud de frecuencias.

4.5.1 Efectos de la carga axial (P) sobre los máximos valores de amplificación (ω_v^*)

Uno de los objetivos de este trabajo, es investigar que ocurre con la amplificación dinámica de corte en muros acoplados y la manera en que influye el nivel de acoplamiento cuando se tienen muros de distintas características resistentes (distinto largo y distintas cuantías de elementos de borde). El estudio se concentra en los casos en los cuales se presentan diferencia de resistencia entre los muros ($L_{w1} \neq L_{w2}$) y se analiza por separado el efecto del acoplamiento cuando las características de resistencia de los muros son similares ($L_{w1} = L_{w2}$).

Es sabido que las cargas axiales de compresión excesivas generan efectos nocivos en el desempeño estructural en elementos de hormigón armado. Conocidas son las recomendaciones al respecto y los límites máximos impuestos para esta acción, sin ir más lejos, el DS60 limita el valor de la carga axial de compresión en muros a valores de $0.35 \cdot A_g \cdot f'_c$ y establece valores máximos para la deformación unitaria del hormigón de $\varepsilon_{cu}=0.008$. La razón de estas limitantes tiene un fondo muy sensato, y es que valores excesivos de carga axial limitan el comportamiento dúctil de la aradura longitudinal de borde, disminuyendo la ductilidad de curvatura dando lugar a fallas de compresión en el hormigón.

Cuando se habla de acoplamiento lo primero en lo que se debe pensar es en las variaciones de carga axial que existen sobre los elementos verticales en el tiempo. Estas variaciones en las magnitudes de la carga axial dependen de las cuantías que presenten los elementos horizontales de acople (ρ_{acop}). El hecho que un elemento de hormigón presente fuerzas de tracción no es trivial, ya que, el elemento pierde su resistencia (en algunos casos de manera drástica), generando en ese instante de tiempo, una migración de esfuerzos de corte y momento hacia los elementos aledaños, los cuales, eventualmente pueden no estar diseñados para resistir ese nivel de esfuerzos. Se debe recordar que la ecuación que explica la amplificación dinámica de corte está dada por la Ec. 4.7, existen algunos puntos importantes respecto al comportamiento que el sistema presenta durante la máxima amplificación y su relación con la carga axial, estas son:

1. Carga axial y plastificación de la base:

Existe una dependencia del factor de amplificación dinámico de corte con 2 variables relevantes, que son el corte (V_{NL}) y el momento (M_{NL}) del análisis THNL. La disminución de la carga axial implica una disminución del momento resistente de la sección (reflejado por M_{NL}) y por lo tanto del corte (V_{NL}). El valor adoptado por el corte dependerá de la distribución de fuerzas inerciales producto de la plastificación de la base y de cuanto se sostenga en el tiempo este momento plástico.

2. Deformadas no lineales y plastificación de la base:

Existen instantes de tiempo en que el momento plástico es sostenido y en donde la deformación sigue aumentando, adoptando formas distintas a las que el sistema presentaba antes de la plastificación, este proceso de redistribución de esfuerzos producto de la no linealidad de la base es el punto en el que se producirá la amplificación. Dado lo anterior es que se establece que es el comportamiento del corte el que determinará el valor de amplificación presente el muro.

3. Fluctuaciones de la carga axial:

Durante los ciclos de deformación impuestos por el sismo, la carga axial fluctuará comprimiendo y descomprimiendo el muro, en líneas generales a menor carga axial, mayor será el valor de R_{eq} , esto se traduce en un menor valor de M_{NL} y por lo tanto menor V_{NL} . Sin embargo, existirán instantes, en que la deformación no lineal comenzará a presentar formas similares al segundo modo natural de vibración, disminuyendo la resultante de fuerzas inerciales y aumentando el corte no lineal.

El corte que se genera al plastificarse las losas de acople alcanza altos valores dada la corta distancia que existe entre los muros, la luz libre que presentan las losas de acople es de 150[cm], lo que genera un corte en la plastificación de las losas de acople de 11.333 kgf para

cuantías de acople de 0.3% y de 20.667 kgf para cuantías de acople de 0.6%, notar que el corte de fluencia para cuantías de 0.6% corresponde a casi el doble del corte presentado para cuantías de 0.3%, por lo que, se espera que las fluctuaciones de carga axial para cuantías de acoplamiento de 0.6% sean altas.

4.5.1.1 Efectos de la variación de carga axial para el muro M1

Se grafica para M1 el paralelo entre el factor de amplificación dinámica de corte (ω_v^*) y el porcentaje de carga axial ($P/A_g f'_c$) que presenta el muro con respecto a R_{eq} . Se multiplica a R_{eq} por el signo del sentido de la deformación en la máxima amplificación, de tal manera de visualizar si es que la amplificación se produce para reducciones o aumentos de la carga axial (deformación positiva implica que la carga axial sobre M1 disminuye y deformación negativa implica que la carga axial sobre M1 aumenta). La importancia en el comportamiento de la carga axial en la amplificación es relevante, ya que, influye en la resistencia flexural de los muros. El comportamiento de la amplificación para el muro M1 se muestra en la Figura 4.17.

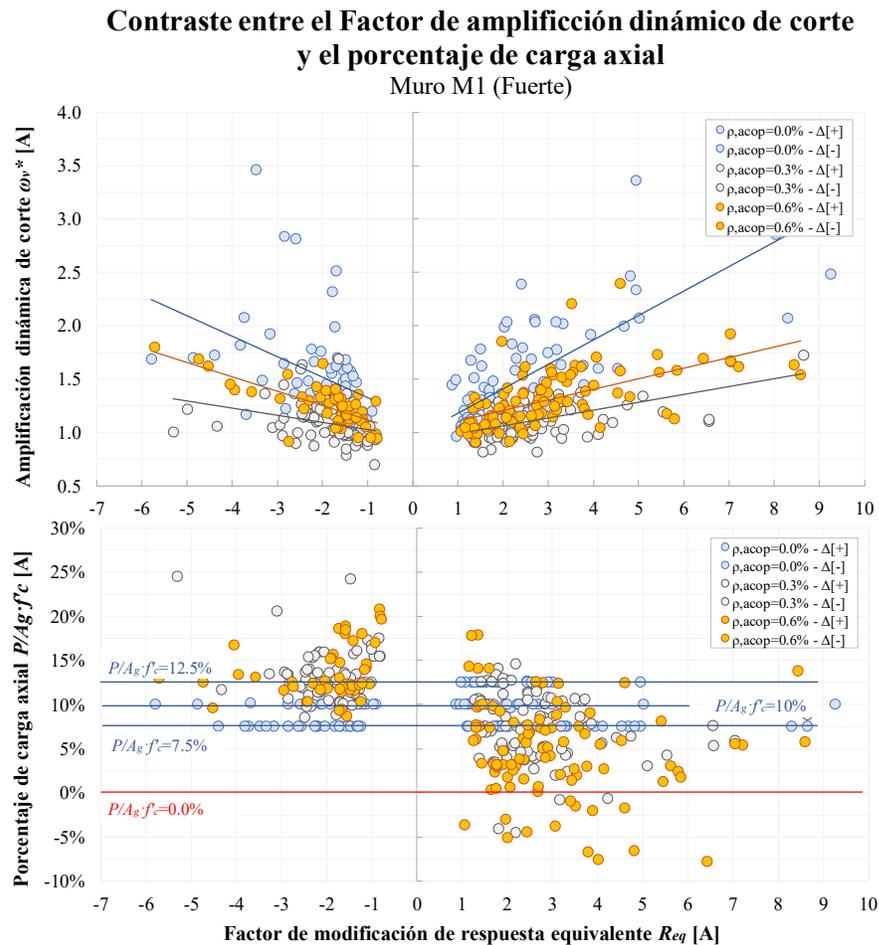


Figura 4.17: Contraste entre el factor de amplificación dinámica de corte (ω_v^*) y la carga axial (P). Muro M1

Se muestra en la Figura 4.17 los niveles de carga axial contrastados con el factor de amplificación dinámico de corte, las líneas azules muestran los porcentajes de carga axial que presentan los muros M1 en el estudio, a su vez, la línea roja muestra la división entre las cargas de compresión y tracción ($P=0$). Se tienen para el caso de acoplamiento de 0.3% un nivel de carga axial promedio de $7\% \cdot A_g \cdot f'_c$ para la deformación positiva y $13\% \cdot A_g \cdot f'_c$ para la deformación negativa. Para los casos de acoplamiento de 0.6%, se tiene un nivel de carga axial promedio de $5\% \cdot A_g \cdot f'_c$ para la deformación positiva y $14\% \cdot A_g \cdot f'_c$ para la deformación negativa. Se aprecia como es de esperar, que los casos con cuantías de 0.6% presentan las mayores fluctuaciones de carga axial dado los altos valores de corte que se presentan las losas cuando ocurre la plastificación en estos elementos.

Se puede notar que para el muro M1 existen reducciones considerables de la carga axial, sin embargo, existen pocos casos que presentaron cargas axiales de tracción (13 casos, que corresponden a casos donde $L_{w1}=L_{w2}$). Se observa que los mayores valores de amplificación (derecha del gráfico R_{eq} vs ω_v^*) están asociados a una disminución de la carga axial, por otra parte, la baja presencia de cargas axiales de tracción da cuenta de una baja sensibilidad del muro M1 al acoplamiento, dado los elevados niveles de carga gravitacional que presentan estos muros. La concentración de casos de amplificación se encuentra para valores positivos de deformación, que alcanzan en promedio un valor de carga axial de $6\% \cdot A_g \cdot f'_c$, asociados a niveles de carga gravitacional inferiores a los valores promedio (recordar que la carga gravitacional promedio es $10\% \cdot A_g \cdot f'_c$).

La línea de tendencia para la deformación positiva muestra un aumento de ω_v^* a medida que $P/A_g \cdot f'_c$ disminuye, esta disminución no es drástica, y se explica por los altos niveles de carga que posee este elemento. Para los casos en que se tienen los menores niveles de carga axial (deformación positiva) se tienen valores de amplificación promedio de $\omega_{v(0.3\%)[+]}^*=1.11$ y $\omega_{v(0.6\%)[+]}^*=1.30$. Para los casos en los cuales se presentan los mayores valores de carga axial (deformación negativa) se tienen valores de amplificación promedio de $\omega_{v(0.3\%)[-]}^*=1.09$ y $\omega_{v(0.6\%)[-]}^*=1.25$, notar que la diferencia en los valores de amplificación promedio no es alta, lo que muestra la poca sensibilidad del muro de mayores dimensiones a las fluctuaciones de carga axial.

Otro aspecto importante que se debe analizar en la obtención del factor de amplificación dinámico de corte para el muro M1 es de qué manera se relaciona la carga axial y el factor de resistencia flexural (F_{rf}) en la máxima amplificación. Se espera que F_{rf} en el instante de máxima amplificación tenga un valor menor a 1, ya que, como se ha planteado en párrafos anteriores, la disminución de los niveles de carga axial disminuye la resistencia a momento flector y está asociada a altos niveles de amplificación. El contraste entre la amplificación y el factor de resistencia flexural se muestra en la Figura 4.18.

Contraste entre el Factor de amplificación dinámica de corte y el factor de resistencia flexural
Muro M1 (Fuerte)

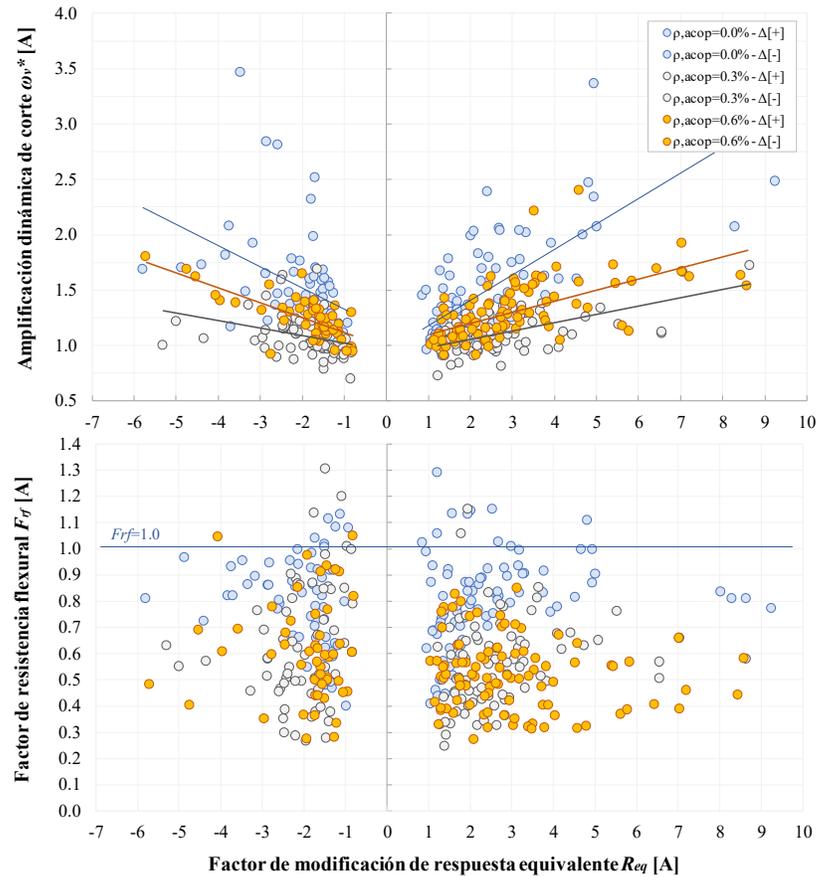


Figura 4.18: Paralelo entre la Carga axial (P) con el factor de resistencia flexural (F_{rf}). Muro M1.

La Figura 4.18 muestra el paralelo entre la carga axial y el factor de resistencia flexural, se puede apreciar que los valores de F_{rf} para los valores máximos de amplificación corresponden siempre a valores menores a 1, presentando para la deformación positiva, un valor promedio de $F_{rf(0.3\%)[+]}=0.56$ y $F_{rf(0.6\%)[+]}=0.52$. Para la deformación negativa se presentan valores promedio de $F_{rf(0.3\%)[-]}=0.63$ y $F_{rf(0.6\%)[-]}=0.61$. Es claro que, para la deformación negativa el factor de resistencia flexural es mayor, ya que, es cuando el muro M1 presenta mayores niveles de carga axial.

4.5.1.2 Efectos de la variación de carga axial para el muro M2

Se grafica para M2 el paralelo entre el factor de amplificación dinámica de corte (ω_v^*) y el porcentaje de carga axial ($P/A_g \cdot f'_c$) que presenta el muro con respecto a R_{eq} . Se multiplica a R_{eq} por el signo del sentido de la deformación en la máxima amplificación, de tal manera de visualizar si es que la amplificación se produce para reducciones o aumentos de la carga axial (deformación positiva implica que la carga axial sobre M2 aumenta y deformación negativa implica que la carga axial sobre M2 disminuye). La importancia en el comportamiento de la

carga axial en la amplificación es relevante, ya que, influye en la resistencia flexural de los muros. El comportamiento de la amplificación para el muro M2 se muestra en la Figura 4.19.

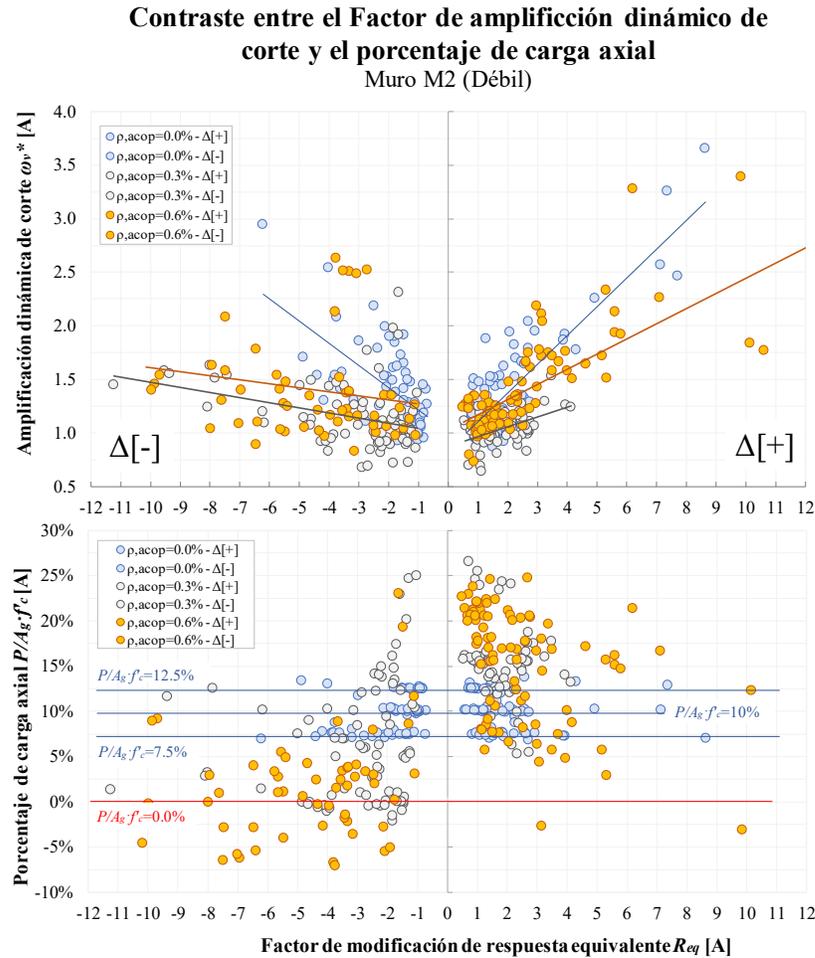


Figura 4.19: Gráfico de factor de amplificación dinámica de corte (ω_v^*) y Carga axial (P) vs R_{eq} . Muro M1

Respecto al comportamiento del muro débil M2 con la carga axial, se puede observar en la Figura 4.19 que para los casos acoplados (0.3% y 0.6%) existen bastantes casos que presentan cargas axiales de tracción encontrándose para estos casos factores de amplificación altos, estos valores están explicados por la pérdida total de resistencia en estos muros, disminuyendo los valores de M_{NL} a valores bajos. Lo anterior evidencia lo sensible que es el muro débil a los efectos del acoplamiento.

Se puede notar que los valores altos de amplificación están asociados tanto a una disminución de la carga axial como a un aumento de esta, en especial para casos con alto acoplamiento (0.6%). Para los casos de acoplamiento de 0.3% la disminución de carga axial es menos marcada. La concentración de casos se encuentra para valores negativos de deformación. La línea de tendencia para casos con alto acoplamiento (0.6%) muestra un rápido aumento de R_{eq} a medida que $P/A_g f_c$ disminuye, esta disminución es drástica, y se explica por los bajos niveles de carga axial que posee este elemento.

En promedio para los casos en los cuales se presentan altos niveles de carga axial para el muro M2 (deformación positiva) se tiene $\omega_{v(0.3\%)[+]}^*=1.0$ y $\omega_{v(0.6\%)[+]}^*=1.40$. Para los casos en los cuales se presenta baja carga axial (deformación negativa), en promedio se tiene $\omega_{v(0.3\%)[-]}^*=1.15$ y $\omega_{v(0.6\%)[-]}^*=1.41$. Otro aspecto importante que se debe analizar en la obtención del factor de amplificación dinámica de corte para el muro M2 es de qué manera se relaciona la carga axial y el factor de resistencia flexural (F_{rf}) en la máxima amplificación. Al igual que para el muro M1 se espera que F_{rf} para la máxima amplificación en M2 sea menor a 1.0. El contraste entre la amplificación y el factor de resistencia flexural se muestra en la Figura 4.20.

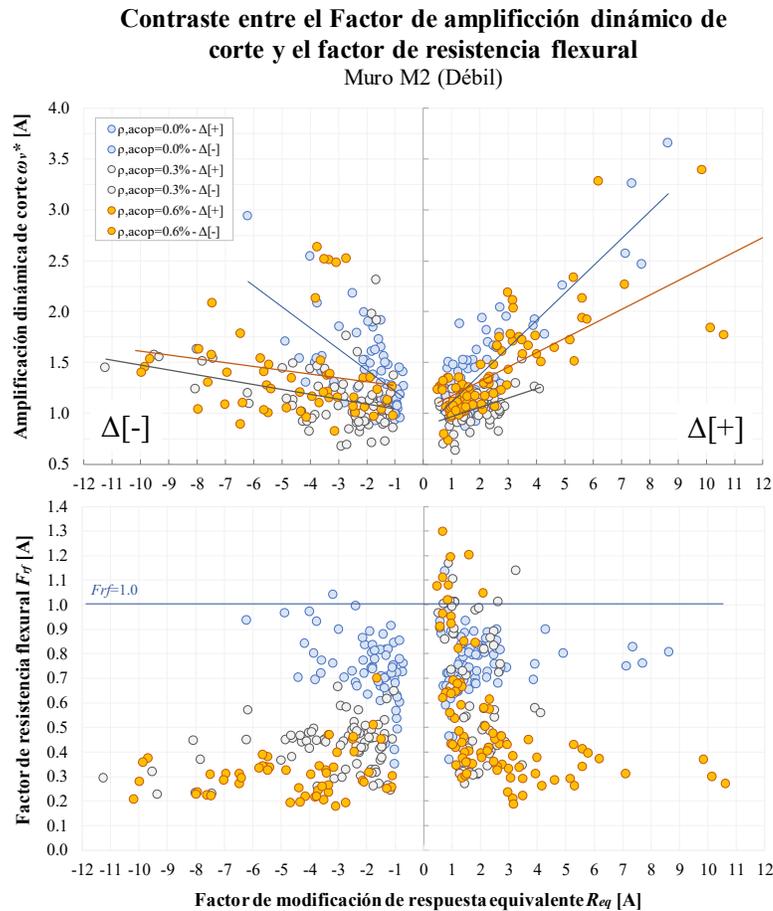


Figura 4.20: Paralelo entre la Carga axial (P) con el factor de resistencia flexural (F_{rf}) para el muro M2

La Figura 4.20 muestra el paralelo entre la carga axial y el factor de resistencia flexural para el muro M2, se puede apreciar que los valores de F_{rf} para los máximos de amplificación corresponden siempre a valores menores a 1, sin embargo existen algunos casos en los cuales F_{rf} tiene valores mayores a 1, es decir, que la amplificación ocurre para altos niveles de carga axial. Se presenta en promedio para la deformación positiva, un valor de $F_{rf(0.3\%)[+]}=0.64$ y $F_{rf(0.6\%)[+]}=0.55$. Para la deformación negativa se presentan valores promedio de $F_{rf(0.3\%)[-]}=0.42$ y $F_{rf(0.6\%)[-]}=0.31$. Es claro que, para la deformación negativa el factor de resistencia flexural es menor, ya que, es cuando el muro M2 presenta menores niveles de carga axial. El resumen de los valores promedio se muestra en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7: valores promedio $P/A_g \cdot f'_c$ y F_{rf}

MURO M1				MURO M2			
$\rho_{acop}=0.0\% - \Delta[+]$		$\rho_{acop}=0.0\% - \Delta[-]$		$\rho_{acop}=0.0\% - \Delta[+]$		$\rho_{acop}=0.0\% - \Delta[-]$	
ω^* :	1.53	ω^* :	1.53	ω^* :	1.38	ω^* :	1.41
P/Agf'c:	10%	P/Agf'c:	10%	P/Agf'c:	10%	P/Agf'c:	10%
Ffr:	81%	Ffr:	80%	Ffr:	75%	Ffr:	74%
$\rho_{acop}=0.3\% - \Delta[+]$		$\rho_{acop}=0.3\% - \Delta[-]$		$\rho_{acop}=0.3\% - \Delta[+]$		$\rho_{acop}=0.3\% - \Delta[-]$	
ω^* :	1.11	ω^* :	1.09	ω^* :	1.11	ω^* :	1.15
P/Agf'c:	7%	P/Agf'c:	13%	P/Agf'c:	15%	P/Agf'c:	6%
Ffr:	56%	Ffr:	63%	Ffr:	64%	Ffr:	42%
$\rho_{acop}=0.6\% - \Delta[+]$		$\rho_{acop}=0.6\% - \Delta[-]$		$\rho_{acop}=0.6\% - \Delta[+]$		$\rho_{acop}=0.6\% - \Delta[-]$	
ω^* :	1.30	ω^* :	1.25	ω^* :	1.40	ω^* :	1.41
P/Agf'c:	5%	P/Agf'c:	14%	P/Agf'c:	16%	P/Agf'c:	2%
Ffr:	52%	Ffr:	61%	Ffr:	55%	Ffr:	31%

A continuación, se muestra gráficamente los valores promedio de carga axial para una visualización más clara:

Razón de carga axial vs Cuantía de losas de acople

(Resumen valores promedio estudio paramétrico)

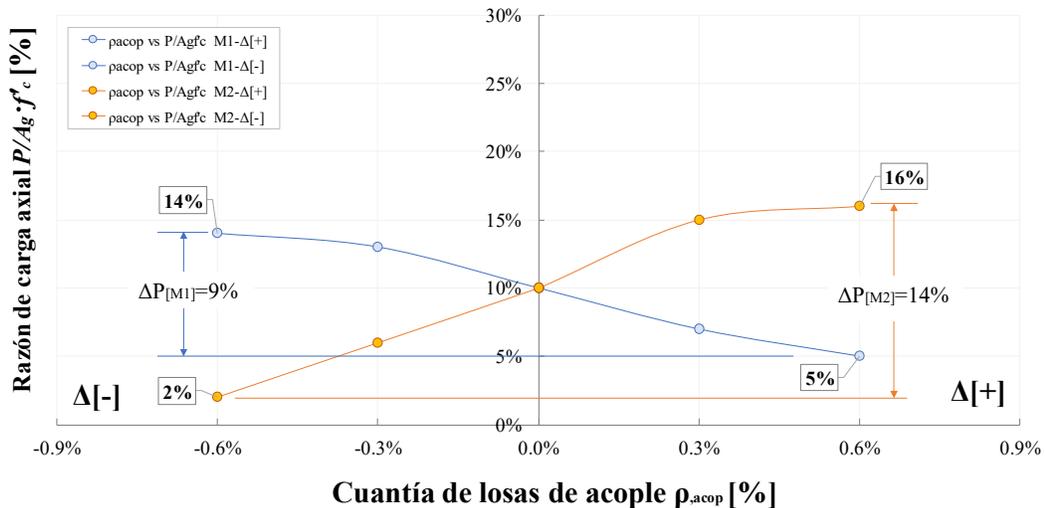


Figura 4.21: Razón de carga axial vs cuantía de losa de acople. Muros M1 y M2.

La Figura 4.21 muestra el comportamiento de la carga axial en términos de valores promedio para los 3 valores de acoplamiento propuestos en este estudio (la cuantía de acople está multiplicada por el signo de la deformación). Es evidente que para los casos de muros conectados se tienen un valor promedio de 10% (promedio entre 7.5%, 10% y 12.5%). Para el muro M1 se dan valores extremos de carga axial de $5\% \cdot A_g \cdot f'_c$ y $14\% \cdot A_g \cdot f'_c$ (diferencia de 9 puntos porcentuales). Por otra parte, los porcentajes promedio extremos de carga axial se dan para el muro débil (M2), ya que, es el muro que presenta mayor sensibilidad a esta acción, se tienen para el muro M2 una oscilación de los valores promedio de carga axial entre $2\% \cdot A_g \cdot f'_c$ y $16\% \cdot A_g \cdot f'_c$ (diferencia de 14 puntos porcentuales).

4.5.2 Reducción de la altura resultante de fuerzas inerciales ($H_{r[L]}$ y $H_{r[NL]}$)

Una de las características importantes del factor de amplificación dinámico de corte es la disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales, este fenómeno se manifiesta producto de la plastificación de la base del muro, la cual, al disminuir la rigidez en esta zona altera la deformada del sistema en los instantes de tiempo posteriores a la plastificación, haciendo que los valores de corte en los pisos centrales se incrementen. Como se establece en la sección 4.1, la formulación del factor de amplificación dinámico de corte se puede leer como una razón de factores de modificación de respuesta, sin embargo, también se puede analizar como una razón de alturas resultantes, recordar de la Ec. 4.10:

$$\omega_v^* = \frac{V_{NL}}{V_L} = \frac{V_{NL}}{V_L} \cdot \frac{M_L}{M_{NL}} = \frac{\frac{M_L}{V_L}}{\frac{M_{NL}}{V_{NL}}} = \frac{H_{r[L]}}{H_{r[NL]}}$$

A continuación, se muestran a modo explicativo los diagramas de corte, momento y deformada en los instantes de máxima amplificación, tanto para el caso conectado, como para el caso acoplado, se muestran los resultados del análisis tiempo historia lineal y tiempo historia no lineal para comparar la deformada que presenta el sistema para ambas condiciones de modelación. Lo que se pretende mostrar de manera gráfica es como una vez ocurrida la plastificación de la base aparece la deformada no lineal similar al segundo modo natural de vibración, esta situación ocurre en todos los casos en los que se presenta la amplificación dinámica de corte y es una característica muy propia del fenómeno.

4.5.2.1 Reducción de la altura resultante de fuerzas inerciales para el caso conectado

Se muestra para el caso conectado, el caso de $L_{w1}=4$ m, $L_{w2}=2$ m para el registro de Concepción Centro, en donde se obtuvo un valor de amplificación de $\omega_v^*=2.85$ para M1 y $\omega_v^*=2.57$ para M2. Para el análisis del caso acoplado, se utiliza un largo de muro $L_{w1}=6$ m, $L_{w2}=2$ m con una cuantía de acople $\rho_{acop}=0.6\%$ para el registro de Constitución. El resultado de esfuerzos internos y deformada para el instante de máxima amplificación para los casos mencionados se muestra en las figuras 4.22 a la 4.25. Para el caso de muros conectados, se muestra en la Figura 4.22 la distribución de corte, momento flector y la deformada del análisis tiempo historia lineal para el registro de Concepción Centro.

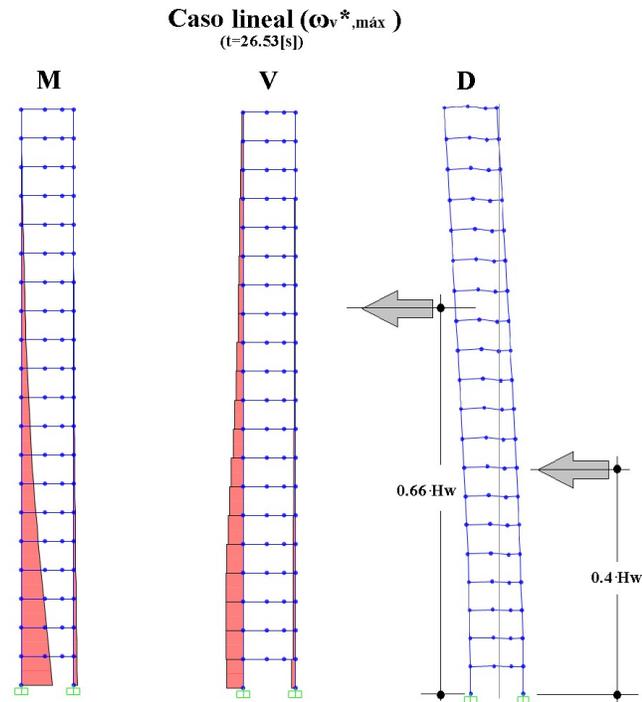


Figura 4.22: Posición de la altura resultante de fuerzas inerciales para el análisis lineal del caso conectado $L_{w1}=4$ m, $L_{w2}=2$ m. Registro Concepción Centro. Análisis THL.

La Figura 4.22 muestra la mínima altura resultante ($H_{r,min}$) de fuerzas inerciales para los muros M1 y M2 para el caso lineal ($H_{r[L]}=M_L/V_L$), se puede observar que la altura resultante obtenida para el muro M1 es lo que comúnmente se observa en elementos tipo cantiléver ($2/3 \cdot H_w$). Es lógico que, dada la diferencia de rigidez entre ambos muros, la altura resultante del muro M2 sea más pequeña, esto se debe a que la mayor parte del momento del sistema lo absorbe el muro M1 ($L_{w1}=2 \cdot L_{w2}$ - 8 veces más rígido que M2). Otro aspecto importante es la forma de la deformada para el instante en que la altura resultante en M1 es máxima, se puede observar que sigue la misma forma que exhibe el modo fundamental de vibración.

Notar que en la distribución de corte y momento en ningún momento existe un cambio en el sentido de ambas acciones, presentando la distribución clásica de incremento de las acciones desde el coronamiento hasta los tramos cercanos a la base. Se analiza a continuación el mismo caso anterior considerando las propiedades no lineales de los materiales, el resultado de esfuerzos internos y deformada no lineal para la máxima amplificación para el caso de muros conectados del análisis tiempo historia no lineal correspondiente al registro de Concepción Centro se muestra en la Figura 4.23.

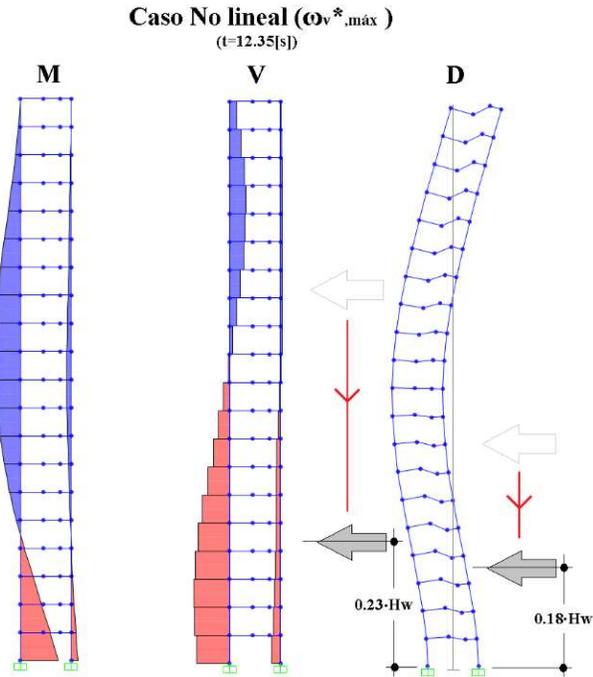


Figura 4.23: Posición de la altura resultante de fuerzas inerciales para el análisis no lineal del caso conectado $L_{w1}=4$ m, $L_{w2}=2$ m. Registro Concepción Centro. Análisis THNL.

La Figura 4.23 muestra la disminución de la altura resultante para los muros M1 y M2 (65% y 56% respectivamente), esta disminución se debe principalmente a la pérdida de rigidez en la base, lo que origina una deformada en el instante en que $H_{r[NL]}$ es mínima que se asemeja a la deformada del segundo modo natural del sistema (Figura 4.3). La pérdida de rigidez por parte de la sección se debe principalmente a la degradación de rigidez que sufre el hormigón con cada ciclo, en especial cuando se supera una tensión superior a $0.5 \cdot f_c$ (recordar que el hormigón tiene un ciclo de histéresis de tipo pivote). El comportamiento histéretico de ambos muros se muestra en la Figura 4.24.

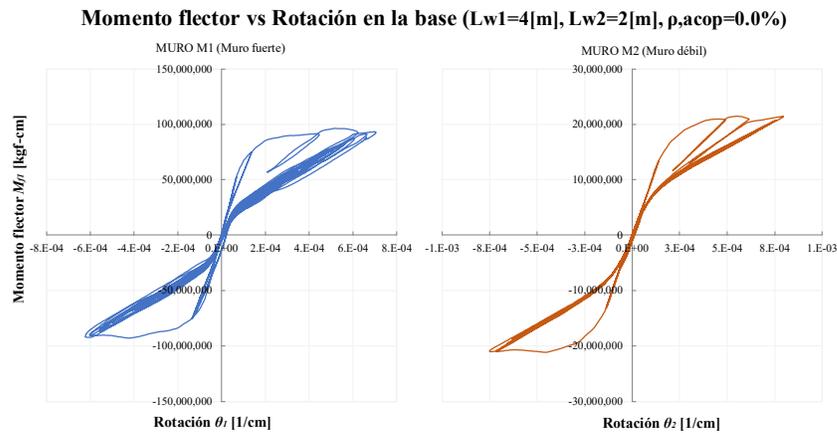


Figura 4.24: Diagrama de momento rotación de los muros M1 y M2 para el caso $L_{w1}=4$ m, $L_{w2}=2$ m, $\rho_{acop}=0.0\%$, para el registro de Concepción centro.

La Figura 4.24 muestra las curvas de histéresis para los muros M1 y M2 del caso de análisis correspondiente con la Figura 4.23. En general, el comportamiento histerético para ambos elementos es similar, ya que, en la no linealidad no existe influencia de la carga axial, por lo que, no se aprecian diferencias considerables en los valores de momento flector dependiendo del sentido de la deformación. Para el muro M1 se puede apreciar que no existen un número considerable de incursiones no lineales, notándose 3 incursiones importantes, que se traducen en 3 cambios de rigidez bien marcados (pendiente en los ciclos de histéresis). Para el muro M2 las incursiones en rango no lineal son similares a las que presenta el muro M1, identificándose 4 incursiones importantes (4 cambios de rigidez). Para una visualización más concreta de la disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales, se puede cuantificar esta disminución en términos porcentuales como:

$$D_{hr} = \frac{H_{r[L]} - H_{r[NL]}}{H_{r[L]}} \cdot 100 \quad \text{Ec. 4.15}$$

Desarrollando la expresión de la Ec. 4.15 se puede establecer la amplificación dinámica de corte a partir de la disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales, considerando la definición de la Ec. 4.10 y reemplazando en la Ec. 4.15, se tiene:

$$D_{hr} = \frac{H_{r[L]} - H_{r[NL]}}{H_{r[L]}} \cdot 100 = \left(\frac{H_{r[L]}}{H_{r[L]}} - \frac{H_{r[NL]}}{H_{r[L]}} \right) \cdot 100 = \left(1 - \frac{1}{\omega_v^*} \right) \cdot 100$$

$$\omega_v^* = \frac{1}{\left(1 - \frac{D_{hr}}{100} \right)} \quad \text{Ec.4.16}$$

La expresión Ec.4.16 establece la amplificación dinámica de corte en función de la disminución de la altura resultante, esta expresión es útil para entender como se comporta la amplificación dinámica de corte al disminuir la altura resultante de fuerzas inerciales, analizando la expresión, se puede afirmar que matemáticamente la amplificación tiende a infinito cuando la disminución de la altura resultante se acerca a un valor de 100%. De la misma forma cuando la disminución de la altura resultante es 0, no existe amplificación dinámica de corte ($\omega_v^*=1.0$).

Se debe entender que una disminución de la altura resultante a niveles altos (cercanos a 90%) significa que el muro ha perdido completamente su capacidad resistente, absorbiendo valores de corte muy bajos, valores que, aun siendo amplificados, no llegan a ser preocupantes. Se debe notar que se habla de disminución mínima de la altura resultante porque representa un instante en que el corte es máximo, que es lo que interesa captar. La disminución de la altura resultante para la totalidad de los casos conectados se muestra en la Figura 4.25.

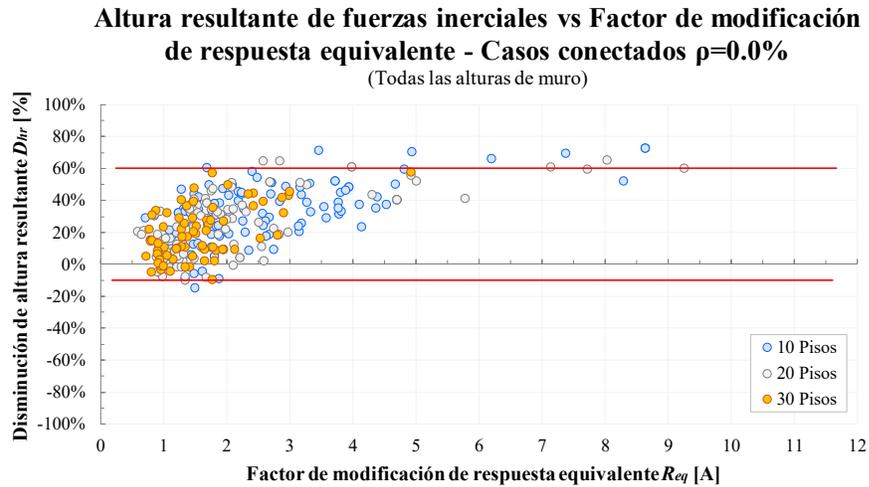


Figura 4.25: Disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales para los casos conectados. $\rho=0.0\%$.

La Figura 4.25 muestra el porcentaje de reducción de la altura resultante para los muros M1 y M2 (con respecto a la altura resultante del caso lineal) para los casos de muros conectados, se puede notar visualmente que existe una concentración de datos entre -10% y 60% . La Figura 4.26 muestra la relación entre la disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales y el factor de amplificación dinámica de corte.

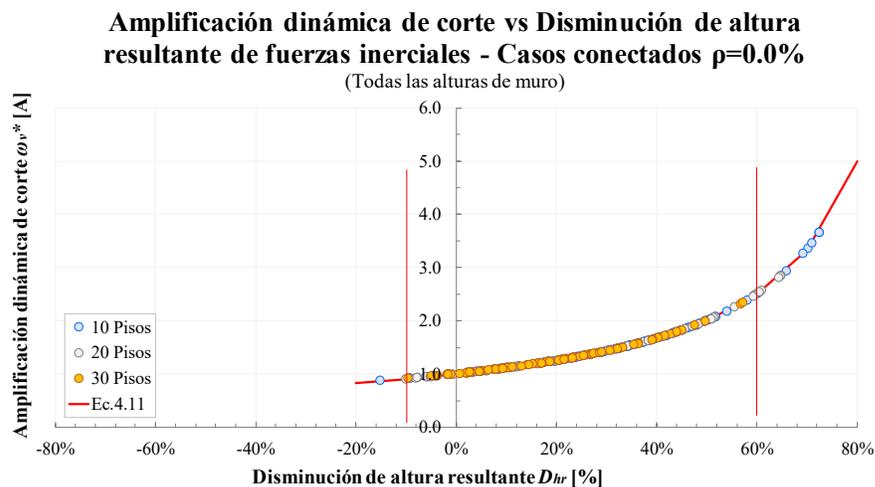


Figura 4.26: Amplificación dinámica de corte vs Disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales para los casos conectados. $\rho=0.0\%$. Notar que se sigue necesariamente la forma de la Ec.4.16.

El gráfico de la Figura 4.26 muestra la amplificación dinámica de corte versus la disminución de la altura resultante obtenida del estudio paramétrico para los casos conectados, a partir de una disminución de 40% de la altura resultante la amplificación comienza a crecer de manera acelerada.

4.5.2.2 Reducción de la altura resultante de fuerzas inerciales para el caso conectado

Se analiza a continuación las disminuciones de la altura resultante para los casos de muros acoplados ($\rho_{acop}=0.3\%$ y 0.6%), la disminución de la altura resultante para el caso acoplado del caso lineal para el registro de Constitución se muestra en la Figura 4.27.

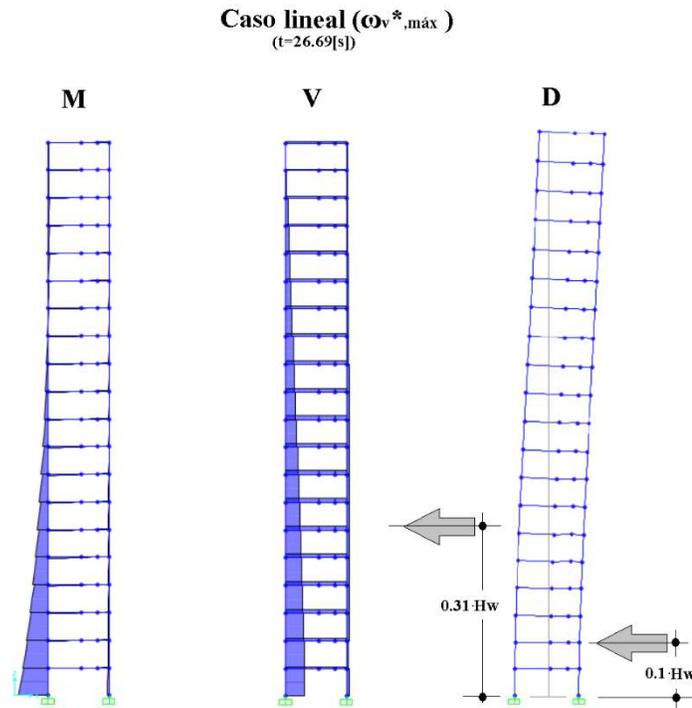


Figura 4.27: Posición de la altura resultante de fuerzas inerciales para el análisis lineal del caso acoplado $L_{w1}=6$ m, $L_{w2}=2$ m, $\rho_{acop}=0.6\%$. Registro Constitución.

La Figura 4.27 muestra la mínima altura resultante ($H_{r,min}$) de fuerzas inerciales en el muro M1 y M2 para el caso lineal ($H_{r[L]}=M_L/V_L$), se puede observar que la altura resultante para el caso lineal disminuye bastante con respecto al caso conectado, esto, se debe a que el momento ya no es sólo absorbido por los muros, sino que, también son parte del sistema resistente a fuerzas laterales las losas de acople, por lo tanto, la energía impuesta por el sismo debe ser mayor a la que requiere una estructura con losas conectadas para que el momento que llega a la base produzca la plastificación de la sección.

Al igual que para el caso conectado, se da que la altura resultante del muro M2 es más pequeña (rigidez de M1). Otro aspecto importante es la forma de la deformada para el instante en que la altura resultante es mínima, se puede observar que sigue la misma forma que exhibe el modo fundamental de vibración, al igual que en el caso conectado. Notar que en la distribución de corte y momento en ningún momento existe un cambio en el sentido de ambas acciones, presentando la distribución clásica de incremento a medida que los esfuerzos se acercan a la base. Los resultados para el caso no lineal se muestran en la Figura 4.28.

Caso No lineal ($\omega_v^*, \text{máx}$)
($t=20.40[s]$)

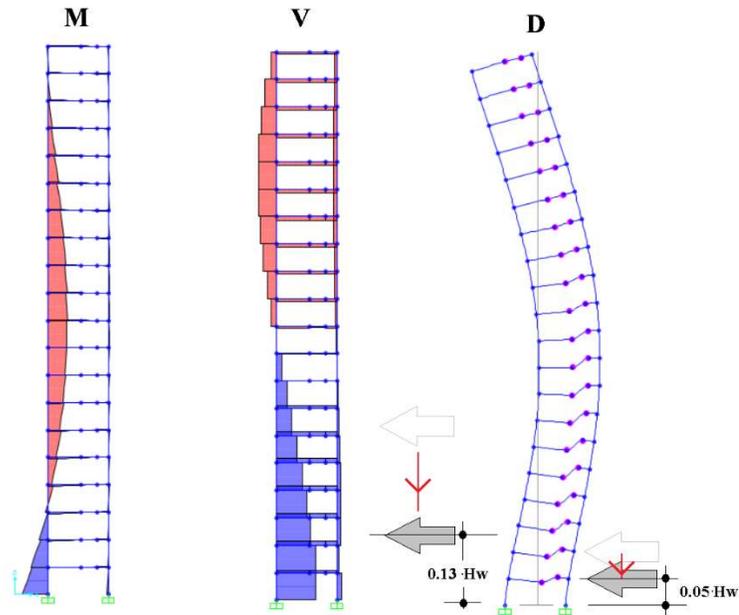


Figura 4.28: Posición de la altura resultante de fuerzas inerciales para el análisis no lineal del caso acoplado $L_{w1}=6$ m, $L_{w2}=2$ m, $\rho_{acop}=0.6\%$, registro Constitución.

La Figura 4.28 muestra la disminución de la altura resultante para los muros M1 y M2 (58% y 52% respectivamente), al igual que para el caso conectado, esta disminución se debe principalmente a la pérdida de rigidez en la base, lo que origina una deformada en el instante en que $H_{r[NL]}$ es mínima la cual, se asemeja a la deformada del segundo modo natural del sistema (Figura 4.3). El comportamiento histerético de ambos muros se muestra en la Figura 4.29.

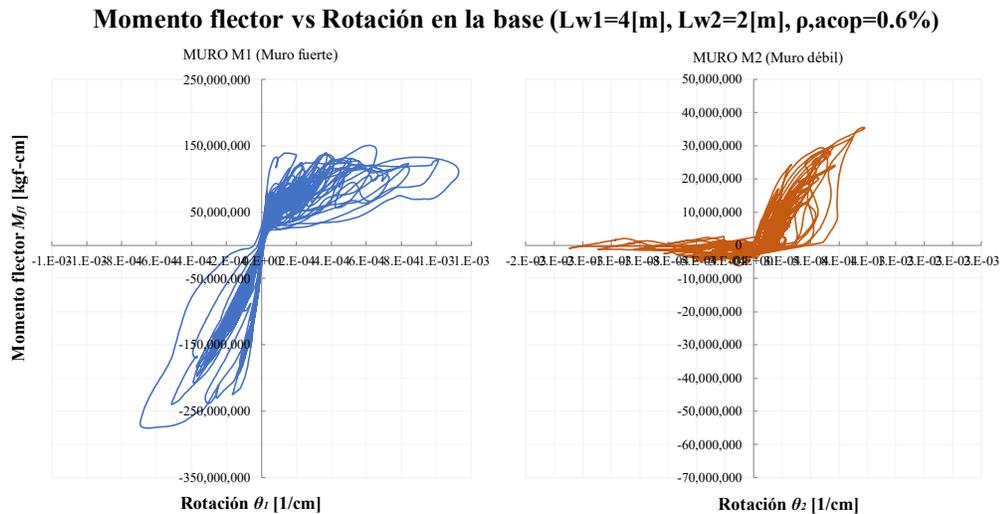


Figura 4.29: Comportamiento histerético muros M1 y M2 para el caso acoplado.

La Figura 4.29 muestra el comportamiento histerético del muro M1 y M2, se puede observar como influye la carga axial en el aumento de resistencia en los muros, notar que en el muro M1, para el sentido positivo de la deformación (compresión mínima o tracción máxima) presenta un momento de fluencia menor al que presenta la deformación negativa (compresión máxima). Lo mismo ocurre para el muro M2 pero en sentido contrario, es decir, el momento menor se presenta para el sentido negativo de deformación y el máximo se presenta para el sentido positivo de deformación, notar que para el muro M2 se presentan de manera clara fuerzas de tracción, debido a que la descarga ocurre paralela al eje X en $M=0$. La disminución de la altura resultante para los casos con acoplamiento de 0.3% se muestra en la Figura 4.30.

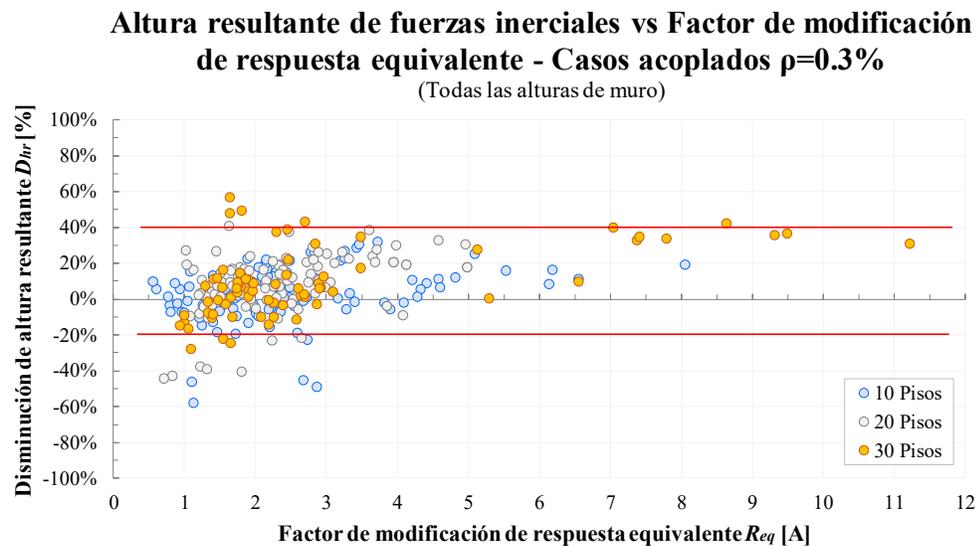


Figura 4.30: Disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales para los casos conectados. $\rho=0.3\%$.

La Figura 4.30 muestra el comportamiento de la altura resultante para los muros M1 y M2 (con respecto a la altura resultante del caso lineal) para los casos de muros acoplados para una cuantía de 0.3%, se puede notar que visualmente existe una concentración de datos entre -20% y 40%. La mayoría de los casos muestran una disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales, sin embargo, existe una gran cantidad de datos que presenta un aumento de la altura resultante, este efecto de aumento de la altura resultante ocurre debido a que existe un aumento de la resistencia a momento (M_{NL}), lo que hace que $H_{r[NL]} > H_{r[L]}$.

Es interesante observar que la disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales para el caso de acoplamiento de 0.3% no presenta valores excesivos de reducción, lo anterior, significa que los efectos de amplificación en muros con bajos niveles de acople se mantiene en dentro de rangos aceptables, no presentando valores de amplificación excesivos. La Figura 4.31 muestra el comportamiento de la altura resultante con la amplificación dinámica de corte.

Amplificación dinámica de corte vs Disminución de altura resultante de fuerzas inerciales - Casos conectados $\rho=0.3\%$

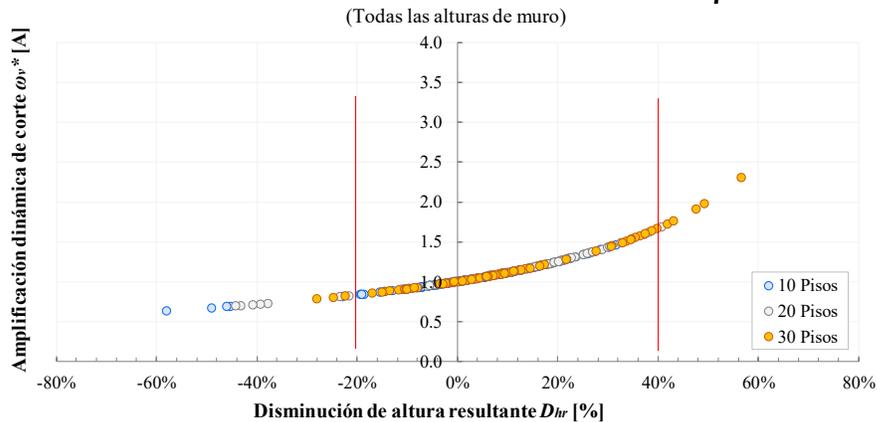


Figura 4.31: Amplificación dinámica de corte vs Disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales para los casos conectados. $\rho=0.3\%$.

El gráfico de la Figura 4.31 muestra la amplificación dinámica de corte versus la disminución de la altura resultante obtenida del estudio paramétrico para los casos con acoplamiento de 0.3%. Notar que el crecimiento de la amplificación dinámica de corte es sostenido a medida que aumenta la disminución de la altura resultante y no presenta una pendiente pronunciada, lo que sugiere que bajos niveles de acoplamiento muestran un nivel de amplificación controlado. Para los casos con acoplamiento de 0.6% el comportamiento de la altura resultante se muestra en la Figura 4.32.

Altura resultante de fuerzas inerciales vs Factor de modificación de respuesta equivalente - Casos acoplados $\rho=0.6\%$

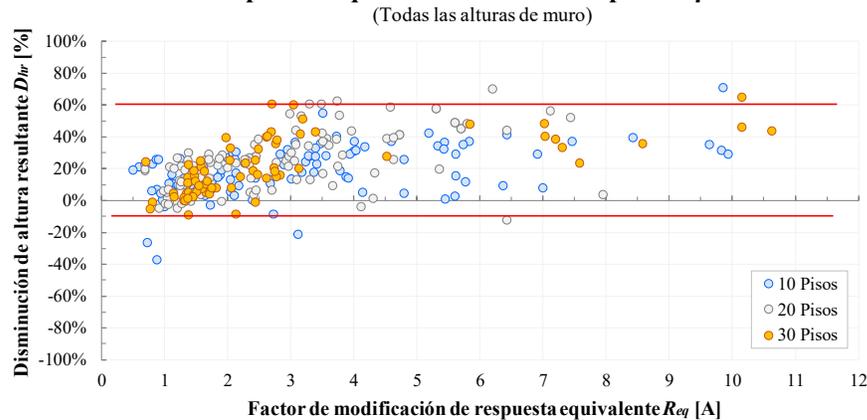


Figura 4.32: Disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales para los casos conectados. $\rho=0.6\%$.

La Figura 4.32 muestra el comportamiento de la altura resultante para los muros M1 y M2 (con respecto a la altura resultante del caso lineal) para los casos de muros acoplados para una cuantía de 0.6%, se puede notar que visualmente existe una concentración de datos entre -10% y 60%. A igual que para el caso conectado, la mayoría de los casos muestran una disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales, sin embargo, existe una pequeña

cantidad de datos que presenta un aumento de la altura resultante, este efecto de aumento de la altura resultante ocurre debido a que existe un aumento de la resistencia a momento (M_{NL}) asociado a valores de amplificación menores a 1.0. La Figura 4.33 muestra el comportamiento de la altura resultante con la amplificación dinámica de corte.

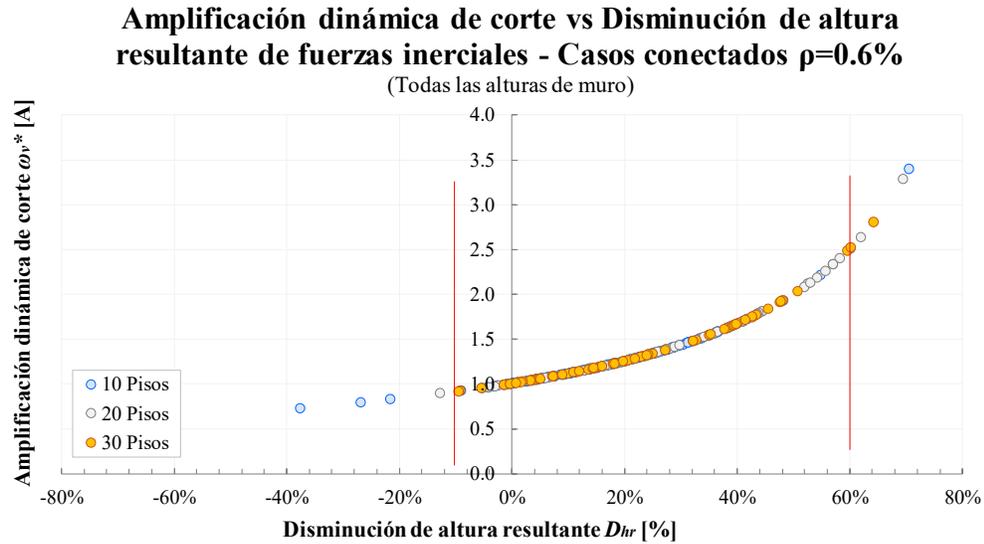


Figura 4.33: Amplificación dinámica de corte vs Disminución de la altura resultante de fuerzas inerciales para los casos conectados. $\rho=0.6\%$.

El gráfico de la Figura 4.33 muestra la amplificación dinámica de corte versus la disminución de la altura resultante obtenida del estudio paramétrico para los casos con acoplamiento de 0.6%. Notar que a partir de una disminución de 40% de la altura resultante la amplificación comienza a crecer de manera acelerada, lo cual, ocurre en bastantes casos para este nivel de acoplamiento, lo que sugiere que altos niveles de acoplamiento muestran un nivel de amplificación alto, debido principalmente a la pérdida de resistencia repentina por parte de los muros producto de la plastificación de los elementos de acople, lo anterior, significa que ante altos niveles de acoplamiento lo que se consigue, es replicar un comportamiento de muro conectado.

4.5.3 Comportamiento de corte (V_{NL}) para la amplificación máxima (ω_v^*)

El comportamiento del corte en muros acoplados es dependiente de la magnitud de la carga axial que presente el muro en ese instante de tiempo. Interesa observar que ocurre con V_{NL} en los muros M1 y M2 para la máxima amplificación relativo al corte basal (V_b). Para visualizar en términos generales que ocurre con el comportamiento de las variables en cuestión se realiza un paralelo con el gráfico de R_{eq} vs ω_v^* . Se ordenan los resultados obtenidos en 3 grupos, diferenciados por la cuantía de los elementos de acople (0.0%, 0.3% y 0.6%).

4.5.3.1 Comportamiento del corte (V_{NL}) para la amplificación máxima (ω_v^*) para el muro M1

Interesa observar que ocurre en términos generales con el comportamiento del corte en el muro M1 en el instante de máxima amplificación. La Figura 4.34 muestra lo expresado anteriormente.

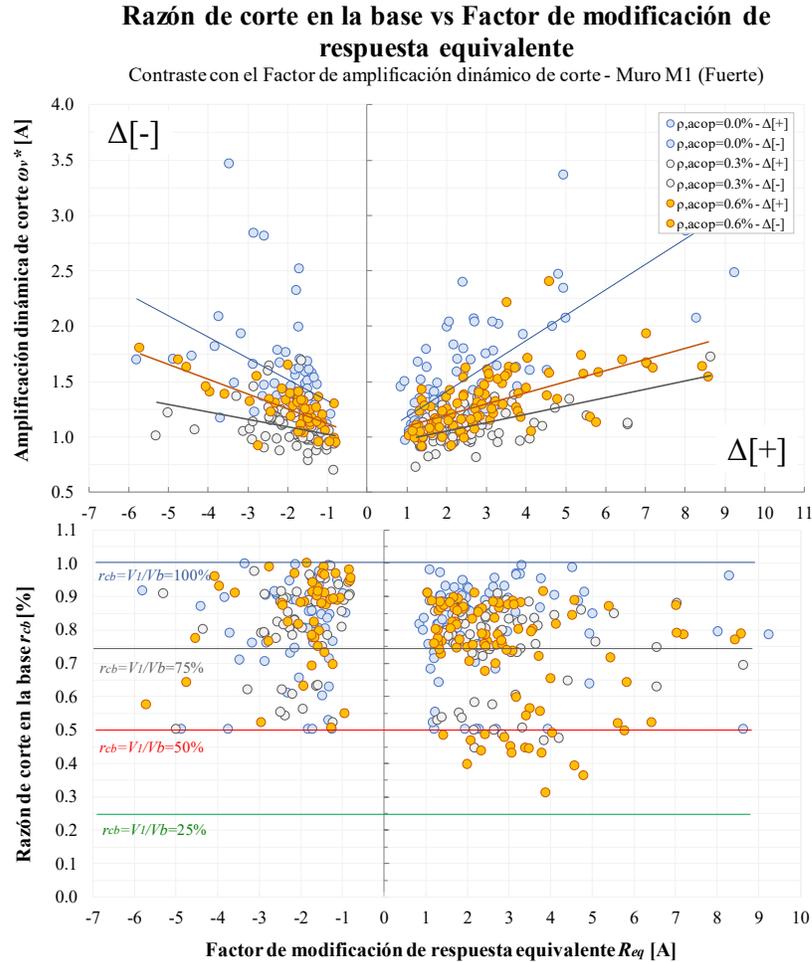


Figura 4.34: Paralelo entre el factor de amplificación dinámica de corte (ω_v^*) y el porcentaje de corte que absorbe el muro M1. Deformación positiva y negativa. Todos los casos de análisis.

La Figura 4.34 muestra el comportamiento del corte para la máxima amplificación en el muro M1, las diferencias en los porcentajes de corte que absorbe el muro M1 dependiendo del sentido de la deformación son claras, para el caso de la deformación positiva ($\Delta[+]$) el porcentaje de corte que absorbe el muro M1 en promedio es de 77% del corte basal, para el caso de deformación negativa ($\Delta[-]$), el porcentaje de corte es de 83% en promedio.

♦ **Observaciones casos $Lw1 \neq Lw2$ muro M1:**

Para los casos conectados existe una mínima diferencia entre los porcentajes de corte que absorbe el muro M1 dependiendo del signo de la deformación (88% - $\Delta[+]$ y 86% - $\Delta[-]$). Por otro lado, para los casos acoplados ($\rho_{acop}=0.3\%-0.6\%$) se produce una diferencia en los porcentajes de corte que absorbe el muro dependiendo del signo de la deformación ($\rho_{acop}=0.3\%$

se tiene 80% - $\Delta[+]$ y 88% - $\Delta[-]$. Para $\rho_{acop}=0.6\%$ se tiene 80% - $\Delta[+]$ y 92% - $\Delta[-]$. La diferencia de 8% (0.3%) y 12% (0.6%) se debe obviamente a la influencia de la carga axial (disminuye para $\Delta[+]$ y aumenta para $\Delta[-]$), a su vez, mientras mayor es el acoplamiento, mayor se acentúan las fluctuaciones de corte sobre M1 (carga axial). Hay que recordar que para el análisis elástico (AME), el corte en el muro M1 para el caso conectado es de 86% y para el caso acoplado 83%. Por otro lado, el promedio de corte para el THNL en el muro M1 para el caso conectado es 87% y para el caso acoplado es 85%.

♦ **Observaciones casos Lw1=Lw2 muro M1:**

Para los casos conectados existe una mínima diferencia entre los porcentajes de corte que absorbe el muro dependiendo del signo de la deformación (64% - $\Delta[+]$ y 62% - $\Delta[-]$), se puede observar que para el caso conectado existen una serie de valores en donde el porcentaje de corte es 50% (línea en rojo), esto, se debe a que en estos casos las cuantías de los elementos de borde son para ambos muros iguales. Los valores que se encuentran por sobre el 50% se deben a que existe un aumento en la cuantía de los elementos de borde, lo que hace, que la absorción de corte por parte de este muro sea mayor.

Otro aspecto interesante es visualizar cómo se comporta el corte del muro M1 para la máxima amplificación con respecto al corte máximo obtenido en M1 para ese análisis THNL en particular, es importante mencionar que el máximo corte que experimentan los muros en el análisis para cada caso no necesariamente coincide con el corte de la máxima amplificación, la idea del gráfico es mostrar lo coincidente que son ambos valores y que valor promedio del máximo corte se obtiene para el corte de la máxima amplificación. La Figura 4.35 muestra lo expresado anteriormente.

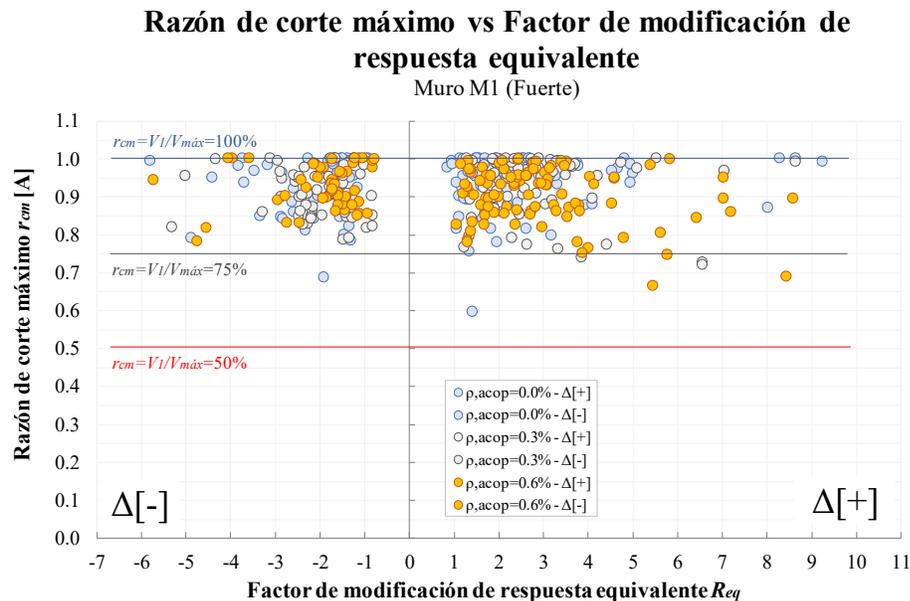


Figura 4.35: Razón entre el corte en el muro M1 dividido por el máximo corte para M1 del análisis THNL.

El gráfico de la Figura 4.35 muestra el comportamiento del corte para el muro M1 normalizado por el máximo corte del análisis THNL, se puede observar que existe una gran cantidad de valores que se encuentran en la vecindad de 1.0 (entre 100% y 90%), esto quiere

decir que existen muchos valores de amplificación en que se da que el corte de la amplificación corresponde al corte máximo. Por otro lado, existen bastantes valores en que el corte de la amplificación se encuentra entre un 90% y 80% del corte máximo. Esta observación es importante, ya que, se debe pensar que en el AME el corte y momento máximo son coincidentes (ocurren de manera simultánea). Los valores promedio de $V_l/V_{l,máx}$ son para $\Delta[+]$ de 92% y para $\Delta[-]$ de 93%, lo que indica que, aunque el corte de la máxima amplificación y el corte máximo no sean coincidentes para el 100% de los casos, todos los casos están bastante cerca de ese valor.

4.5.3.2 Comportamiento del corte (V_{NL}) para la amplificación máxima (ω_v^*) para el muro M2

Interesa observar que ocurre en términos generales con el comportamiento del corte en el muro M2 en el instante de máxima amplificación. La Figura 4.36 muestra lo expresado anteriormente.

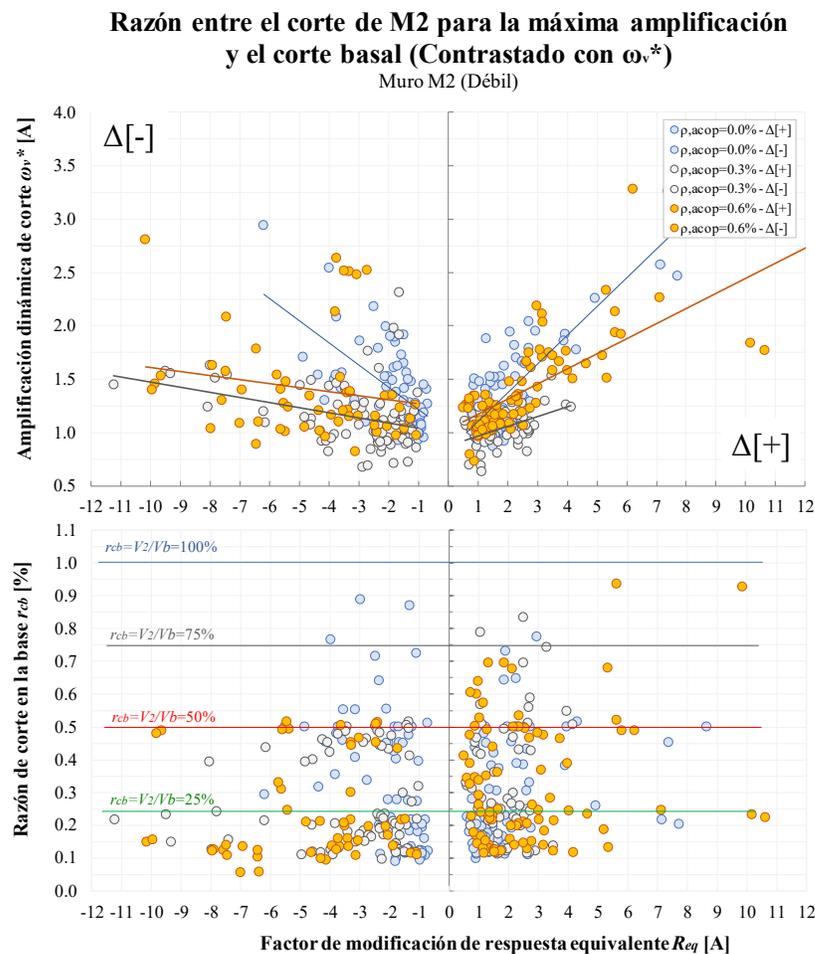


Figura 4.36: Paralelo entre el factor de amplificación dinámica de corte (ω_v^*) y el porcentaje de corte que absorbe el muro M2. Deformación positiva y negativa. Todos los casos de análisis.

La Figura 4.36 muestra el comportamiento del corte para la máxima amplificación en el muro M2, las diferencias en los porcentajes de corte que absorbe el muro M2 dependiendo del sentido de la deformación son parejos, para el caso de la deformación positiva ($\Delta[+]$) el

porcentaje de corte que absorbe el muro M1 en promedio es de 31% del corte basal, para el caso de deformación negativa ($\Delta[-]$), el porcentaje de corte es de 29% en promedio. Se puede apreciar una franja de datos en la vecindad de 50% (línea roja) que corresponde a los casos en los cuales $L_{w1}=L_{w2}$.

♦ **Observaciones casos $L_{w1}\neq L_{w2}$:**

Para los casos conectados existe una diferencia entre los porcentajes de corte promedio que absorbe el muro dependiendo del signo de la deformación (22% - $\Delta[+]$ y 29% - $\Delta[-]$). Por otro lado, para los casos acoplados ($\rho_{acop}=0.3\%-0.6\%$) se produce una diferencia en los porcentajes de corte que absorbe el muro dependiendo del signo de la deformación ($\rho_{acop}=0.3\%$ se tiene 27% - $\Delta[+]$ y 17% - $\Delta[-]$. Para $\rho_{acop}=0.6\%$ se tiene 31% - $\Delta[+]$ y 18% - $\Delta[-]$). La diferencia de 10% (0.3%) y 13% (0.6%) se debe a la marcada influencia de la carga axial (disminuye para $\Delta[+]$ y aumenta para $\Delta[-]$), a su vez, mientras mayor es el acoplamiento, mayor porcentaje de corte se lleva M2 (variación leve). Hay que recordar que para el análisis elástico (AME), el corte en el muro M2 para el caso conectado es de 14% y para el caso acoplado 17%. Por otro lado, el promedio el corte para el THNL en el muro M2 para el caso conectado es 26% y para el caso acoplado es 23%.

♦ **Observaciones casos $L_{w1}=L_{w2}$:**

Para los casos conectados existe una leve diferencia entre los porcentajes de corte que absorbe el muro dependiendo del signo de la deformación (44% - $\Delta[+]$ y 47% - $\Delta[-]$), se puede observar que para el caso conectado existen una serie de valores en donde el porcentaje de corte es 50% (enmarcados en rojo), esto, se debe a que en estos casos las cuantías de los elementos de borde son para ambos muros iguales. Por otro lado, para los casos acoplados ($\rho_{acop}=0.3\%-0.6\%$) se produce una marcada diferencia en los porcentajes de corte que absorbe el muro dependiendo del signo de la deformación ($\rho_{acop}=0.3\%$ se tiene 67% - $\Delta[+]$ y 46% - $\Delta[-]$. Para $\rho_{acop}=0.6\%$ se tiene 68% - $\Delta[+]$ y 49% - $\Delta[-]$). La diferencia de 21% (0.3%) y 19% (0.6%) se debe a la marcada influencia de la carga axial (disminuye para $\Delta[+]$ y aumenta para $\Delta[-]$), a su vez, el aumento en la cuantía de los elementos de acople, no genera diferencias significativas en los porcentajes de corte que alcanza M2. Hay que recordar que para el análisis elástico (AME), el corte en el muro M2 para el caso conectado y acoplado es de 50%. Por otro lado, el promedio el corte para el THNL en el muro M2 para el caso conectado es 46% y para el caso acoplado es 58%.

Otro aspecto interesante es visualizar cómo se comporta el corte del muro M2 para la máxima amplificación con respecto al corte máximo obtenido en M2 para ese análisis THNL en particular, es importante mencionar que el máximo corte que experimentan los muros en el análisis para cada caso no necesariamente coincide con el corte de la máxima amplificación, la idea del gráfico es mostrar lo coincidente que son ambos valores y que valor promedio del máximo corte se obtiene para el corte de la máxima amplificación. La Figura 4.37 muestra lo expresado anteriormente.

Razón de corte máximo vs Factor de modificación de respuesta equivalente

Muro M2 (Débil)

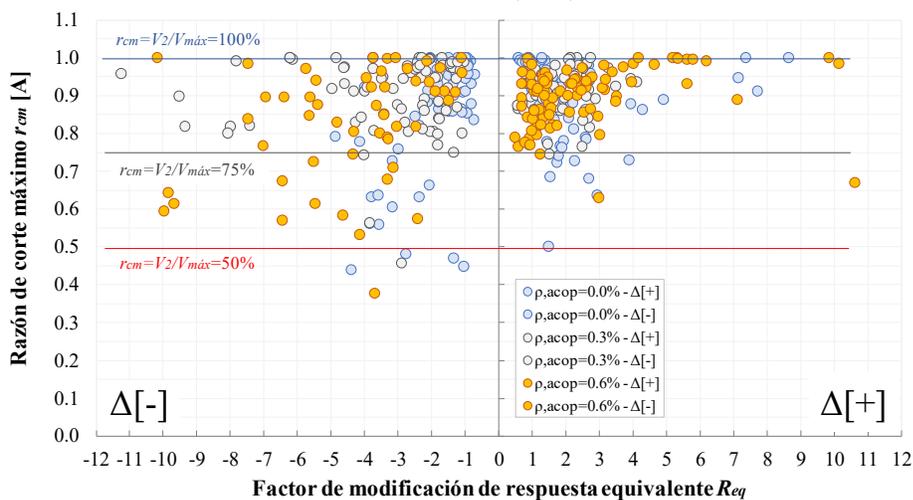


Figura 4.37: Razón entre el corte en el muro M2 dividido por el máximo corte para M2 del análisis THNL.

El gráfico de la Figura 4.37 muestra el comportamiento del corte para el muro M2 dividido por el máximo corte del análisis THNL, se puede observar que existe una gran cantidad de valores que se encuentran en la vecindad de 1 (entre 100% y 90% del máximo), esto quiere decir que existen muchos valores de amplificación en que se da que el corte de la amplificación corresponde al corte máximo. Por otro lado, existen bastantes valores en que el corte de la amplificación se encuentra entre un 90% y 80% del corte máximo. Se observan también valores en los cuales la amplificación en M2 ocurrió para cortes bastante lejanos al corte máximo (valores entre 70% y 40% del máximo) Los valores promedio de $V_2/V_{2,m\acute{a}x}$ son para $\Delta[+]$ de 89% y para $\Delta[-]$ de 88%, lo que indica que, aunque el corte de la máxima amplificación y el corte máximo no sean coincidentes para el 100% de los casos, si todos los casos están bastante cerca de ese valor.

4.5.4 Comportamiento del momento flector (M_f) para la amplificación máxima (ω_v^*)

El comportamiento del momento en muros acoplados es dependiente de la magnitud de la carga axial que presenta el muro en ese instante de tiempo (aumento de resistencia con aumento de carga axial). Un aspecto importante es tener en consideración las diferencias en las condiciones iniciales de resistencia entre el muro M1 y M2. Interesa observar que ocurre con M_f para la máxima amplificación, para esto, se realiza un paralelo con el gráfico de R_{eq} vs ω_v^* . Se ordenan los resultados obtenidos en 3 grupos, diferenciados por la cuantía de los elementos de acople (0.0%, 0.3% y 0.6%).

4.5.4.1 Comportamiento del momento flector (M_f) para la amplificación máxima (ω_v^*) para el muro M1

El comportamiento del momento flector del muro M1 para la máxima amplificación de corte se muestra en la Figura 4.38.

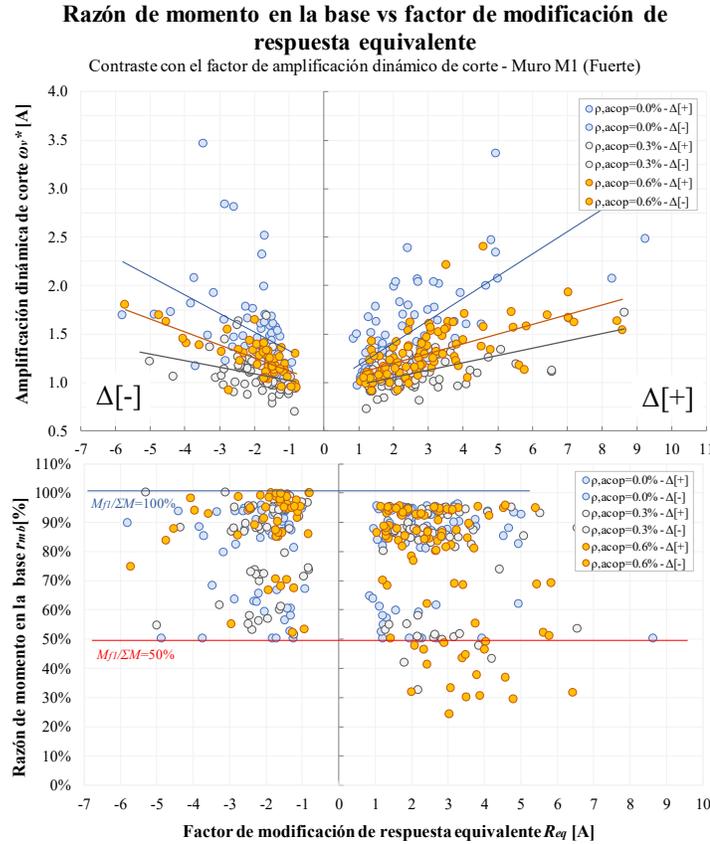


Figura 4.38: Razón entre el momento flector de M1 para la máxima amplificación y el momento de volcane. Contraste con el factor de amplificación dinámica de corte.

La Figura 4.38 muestra el comportamiento del momento flector del muro M1 para la máxima amplificación, las diferencias en los porcentajes de momento que absorbe el muro M1 dependiendo del sentido de la deformación son claras, se puede observar como la concentración de valores se encuentra en el lado de la deformación positiva, esto se debe, a que cuando la deformación es positiva se obtienen los mayores valores de R_{eq} , ya que, para este sentido de deformación la resistencia a momento disminuye al disminuir la carga axial. Para el caso de la deformación positiva ($\Delta[+]$) el porcentaje de momento que absorbe el muro M1 en promedio es de 81% del momento basal, para el caso de deformación negativa ($\Delta[-]$), el porcentaje de momento es de 85% en promedio.

♦ **Observaciones casos $Lw1 \neq Lw2$:**

Para los casos conectados existe una mínima diferencia entre los porcentajes de momento que absorbe el muro dependiendo del signo de la deformación (91% - $\Delta[+]$ y 89% - $\Delta[-]$). Por otro lado, para los casos acoplados ($\rho_{acop}=0.3\%$ y 0.6%) se produce una diferencia en

los porcentajes de corte que absorbe el muro dependiendo del signo de la deformación ($\rho_{acop}=0.3\%$ se tiene 89% - $\Delta[+]$ y 93% - $\Delta[-]$). Para $\rho_{acop}=0.6\%$ se tiene 88% - $\Delta[+]$ y 97% - $\Delta[-]$). La diferencia de 4% (0.3%) y 9% (0.6%) se debe obviamente a la influencia de la carga axial (disminuye para $\Delta[+]$ y aumenta para $\Delta[-]$), a su vez, mientras mayor es el acoplamiento, mayor se acentúan las fluctuaciones de momento flector (carga axial). Hay que recordar que para el análisis elástico (AME), el momento en el muro M1 para el caso conectado es de 92% y para el caso acoplado 91%. Por otro lado, el promedio de momento para el THNL en el muro M1 para el caso conectado es 82% y para el caso acoplado es 84%.

◆ **Observaciones casos Lw1=Lw2:**

Para los casos conectados existe una mínima diferencia entre los porcentajes de momento que absorbe el muro dependiendo del signo de la deformación (58% - $\Delta[+]$ y 57% - $\Delta[-]$), se puede observar que para el caso conectado existen una serie de valores en donde el porcentaje de corte es 50% (línea en rojo), esto, se debe a que en estos casos las cuantías de los elementos de borde son para ambos muros iguales. Los valores que se encuentran por sobre el 50% se deben a que existe un aumento en la cuantía de los elementos de borde, lo que hace, que la absorción de momento por parte de este muro sea mayor.

Otro aspecto interesante es visualizar cómo se comporta el momento flector del muro M1 para la máxima amplificación con respecto al momento máximo obtenido en M1 para ese análisis THNL en particular, es importante mencionar que el máximo momento flector que experimentan los muros en el análisis THNL para cada caso no necesariamente coincide con el momento flector de la máxima amplificación, ya que, se debe recordar que el factor de amplificación dinámico de corte se calcula para un rango de momento flector entre $0.72 \cdot M_{f1,max}$ y $M_{f1,max}$. La idea del gráfico es mostrar lo coincidente que son ambos valores y que valor promedio del máximo corte se obtiene para el corte de la máxima amplificación.

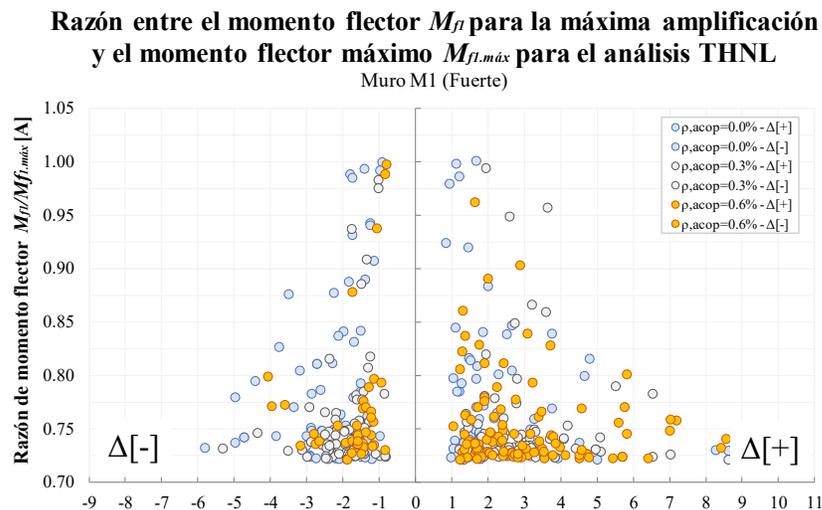


Figura 4.39: Razón entre el momento flector en el muro M1 dividido por el máximo momento para M1 del análisis THNL.

El gráfico de la Figura 4.39 muestra el comportamiento del momento flector para el muro M1 dividido por el máximo momento obtenido del análisis THNL para este elemento, se puede observar que existe una gran cantidad de valores que se encuentran en la vecindad de 0.72 (discriminante para el cálculo de la máxima amplificación), la mayoría de los datos se encuentran para valores entre $0.72 \cdot M_{f1,max}$ y $0.85 \cdot M_{f1,max}$, muy pocos valores se encuentran en el 100%, es decir, muy pocos valores para la máxima amplificación se dan para el momento máximo, lo anterior, es bastante razonable, ya que, los valores de momento máximo se dan para instantes en que la estructura responde en modo fundamental y como se sabe, en la máxima amplificación lo normal es encontrar deformadas similares al segundo modo natural.

4.5.4.2 Comportamiento del momento flector (M_f) para la amplificación máxima (ω_v^*) para el muro M2

El comportamiento del momento flector para la máxima amplificación de corte para el muro M2 se muestra en la Figura 4.40.

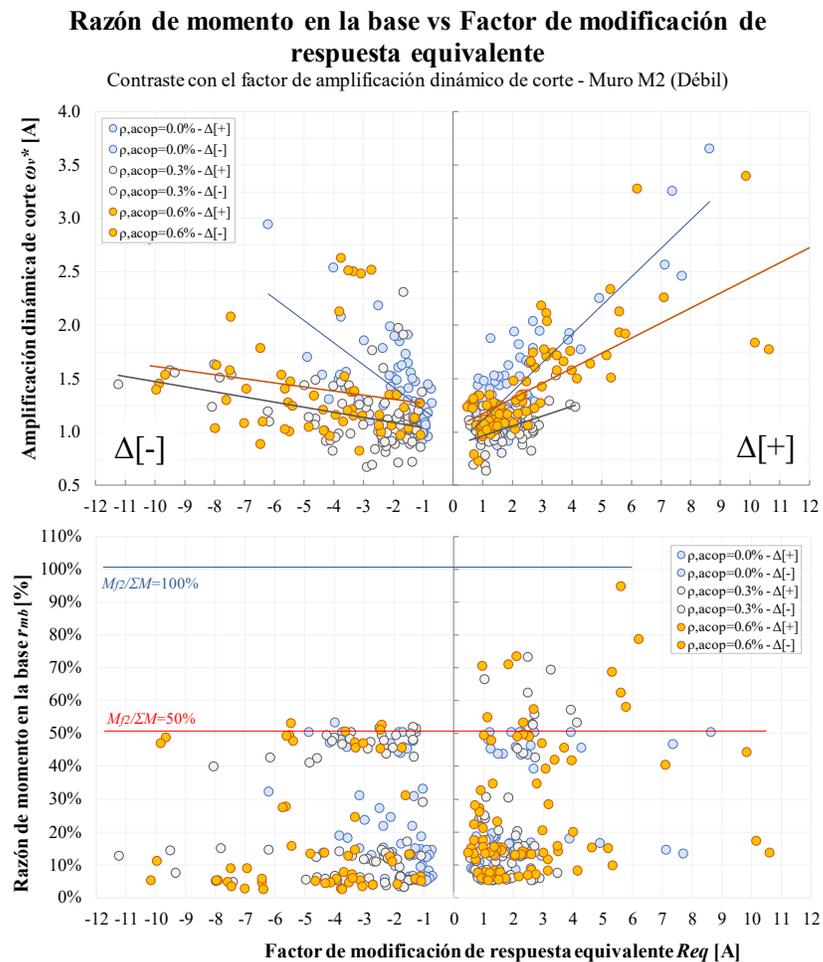


Figura 4.40: Razón entre el momento flector de M2 para la máxima amplificación y el momento de volcante. Contraste con el factor de amplificación dinámica de corte.

La Figura 4.40 muestra el comportamiento del momento para la máxima amplificación en el muro M2, las diferencias en los porcentajes de momento que absorbe el muro M2 dependiendo del sentido de la deformación son claras, se puede observar como la concentración de valores se encuentra en el lado de la deformación negativa, esto se debe, a que cuando la deformación es positiva se obtienen los mayores valores de R_{eq} , ya que, para este sentido de deformación la resistencia a momento disminuye al disminuir la carga axial. Para el caso de la deformación positiva ($\Delta[+]$) el porcentaje de momento que absorbe el muro M1 en promedio es de 81% del momento basal, para el caso de deformación negativa ($\Delta[-]$), el porcentaje de momento es de 85% en promedio.

♦ **Observaciones casos $Lw1 \neq Lw2$:**

Para los casos conectados existe una mínima diferencia entre los porcentajes de momento que absorbe el muro dependiendo del signo de la deformación (91% - $\Delta[+]$ y 89% - $\Delta[-]$). Por otro lado, para los casos acoplados ($\rho_{acop}=0.3\%$ y 0.6%) se produce una diferencia en los porcentajes de corte que absorbe el muro dependiendo del signo de la deformación ($\rho_{acop}=0.3\%$ se tiene 89% - $\Delta[+]$ y 93% - $\Delta[-]$. Para $\rho_{acop}=0.6\%$ se tiene 88% - $\Delta[+]$ y 97% - $\Delta[-]$). La diferencia de 4% (0.3%) y 9% (0.6%) se debe obviamente a la influencia de la carga axial (disminuye para $\Delta[+]$ y aumenta para $\Delta[-]$), a su vez, mientras mayor es el acoplamiento, mayor se acentúan las fluctuaciones de momento flector (carga axial). Hay que recordar que para el análisis elástico (AME), el momento en el muro M1 para el caso conectado es de 92% y para el caso acoplado 91%. Por otro lado, el promedio de momento para el THNL en el muro M1 para el caso conectado es 82% y para el caso acoplado es 84%.

♦ **Observaciones casos $Lw1=Lw2$:**

Para los casos conectados existe una mínima diferencia entre los porcentajes de momento que absorbe el muro dependiendo del signo de la deformación (58% - $\Delta[+]$ y 57% - $\Delta[-]$), se puede observar que para el caso conectado existen una serie de valores en donde el porcentaje de corte es 50% (línea en rojo), esto, se debe a que en estos casos las cuantías de los elementos de borde son para ambos muros iguales. Los valores que se encuentran por sobre el 50% se deben a que existe un aumento en la cuantía de los elementos de borde, lo que hace, que la absorción de momento por parte de este muro sea mayor.

Otro aspecto interesante es visualizar cómo se comporta el momento flector del muro M2 para la máxima amplificación con respecto al momento máximo obtenido en M2 para ese análisis THNL en particular, es importante mencionar que el máximo momento flector que experimentan los muros en el análisis THNL para cada caso no necesariamente coincide con el momento flector de la máxima amplificación, ya que, se debe recordar que el factor de amplificación dinámico de corte se calcula para un rango de momento flector entre $0.72 \cdot M_{f2,max}$ y $M_{f2,max}$. La idea del gráfico es mostrar lo coincidente que son ambos valores y que valor promedio del máximo corte se obtiene para el corte de la máxima amplificación. El comportamiento del momento flector del muro M2 para la máxima amplificación con respecto al momento máximo obtenido se muestra en la Figura 4.41.

**Razón entre el momento flector M_f para la máxima amplificación
y el momento flector máximo $M_{f2.máx}$ para el análisis THNL**
Muro M2 (Débil)

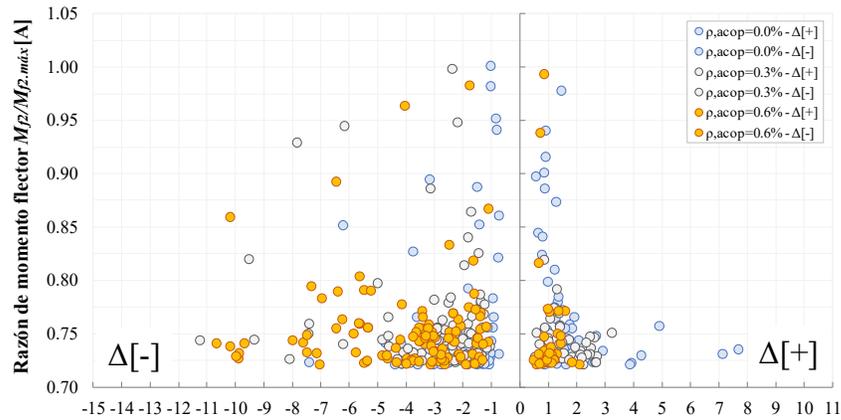


Figura 4.41: Razón entre el momento flector en el muro M2 dividido por el máximo momento para M2 del análisis THNL.

La Figura 4.41 muestra el comportamiento del momento flector para el muro M2 dividido por el máximo momento obtenido del análisis THNL para este elemento, se puede observar que existe una gran cantidad de valores que se encuentran en la vecindad de 0.72 (discriminante para el cálculo de la máxima amplificación), la mayoría de los datos se encuentran para valores entre $0.72 \cdot M_{f1.max}$ y $0.8 \cdot M_{f1.max}$. Al igual que para el muro M1, muy pocos valores se encuentran en el 100%, es decir, muy pocos valores para la máxima amplificación se dan para el momento máximo, lo anterior, es bastante razonable, ya que, los valores de momento máximo se dan para instantes en que la estructura responde en modo fundamental y como se sabe, en la máxima amplificación lo normal es encontrar deformadas similares al segundo modo natural.

4.5.5 Normalización de los valores de corte V_{NL} para M1 y M2 de acuerdo a los requisitos de resistencia a corte del ACI318-19.

Interesa en este punto normalizar los valores de corte (V_{NL}) de los muros M1 y M2 por su resistencia a corte del hormigón correspondiente ($V_{c[M1]}$ y $V_{c[M2]}$). Adicionalmente se busca investigar cómo se comportan estos valores de corte con respecto a la máxima capacidad nominal de corte ($5 \cdot V_c$). La idea, es visualizar en cuanto se sobrepasa la capacidad resistente de corte de cada uno de los muros y en cuál de los 2 elementos se presenta una mayor demanda de resistencia. La resistencia del hormigón para un muro está dada por la ecuación de la sección 11.5.4.5 del ACI318-19. Se expresa la resistencia a compresión del hormigón f'_c en kgf/cm^2 . La expresión para la capacidad resistente a corte por parte del hormigón del ACI318 se muestra en la Ec.4.17.

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot 0.8 \cdot L_w \quad \text{Ec.4.17}$$

La resistencia máxima nominal está relacionada con la máxima resistencia de la biela de compresión diagonal y está dada por la ecuación de la sección 11.5.4.3. Se expresa la resistencia a compresión del hormigón f'_c en kgf/cm^2 . La expresión para la máxima capacidad resistente a corte por parte del hormigón del ACI318 se muestra en la Ec.4.18.

$$V_{n,m\acute{a}x} = 2.65 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot 0.8 \cdot L_w \quad \text{Ec.4.18}$$

El corte sobre el muro M1 normalizado por la resistencia del hormigón, agrupado de acuerdo con la cuantía de las losas de acople se muestra en la Figura 4.42.

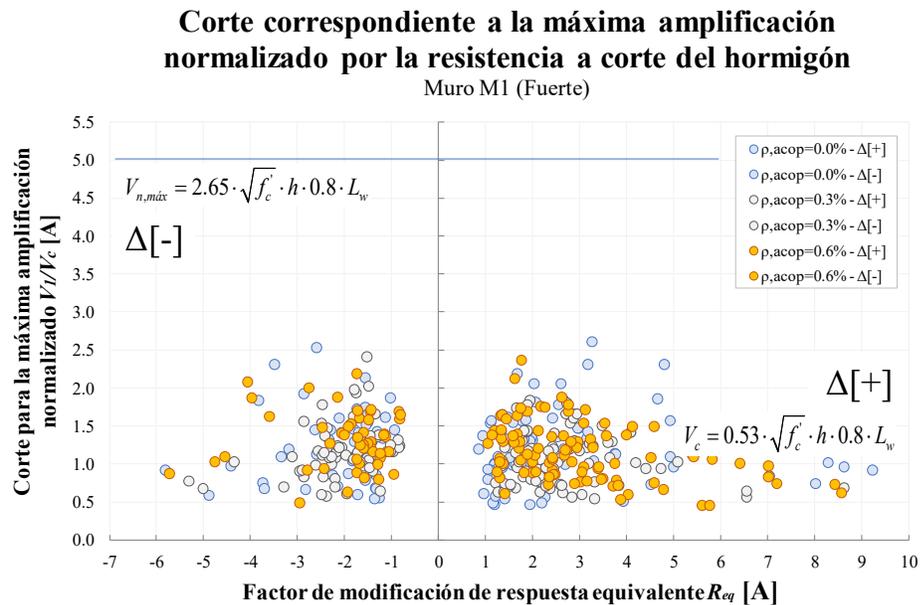


Figura 4.42: Normalización del corte sobre M1 por V_c y cota máxima para V_n ($5 \cdot V_c$)

La Figura 4.42 muestra para el muro M1 los niveles de corte normalizados con respecto a la resistencia a corte del hormigón. Para los casos acoplados se puede observar que cuando la deformación es negativa los esfuerzos de corte son altos y alcanzan aproximadamente en 2.5 veces la resistencia a corte del hormigón V_c . Se observa que para la deformación positiva los esfuerzos de corte alcanzan 1.8 veces la resistencia a corte del hormigón. Para los casos de muros conectados los esfuerzos de corte alcanzan en ambos sentidos aproximadamente 2.5 veces la resistencia a corte del hormigón.

Analizando en profundidad la Figura 4.42 se encuentra que en promedio el valor de corte normalizado en el muro M1 para un acople de 0.3% es de 1.1 y para un acople de 0.6% es 1.3. Si se utilizara para el diseño el ACI318-19, el máximo valor por el que se tendría que multiplicar este corte es de $\omega_v=2.7$ ($1.5 \cdot 1.8$), quedando los valores de corte amplificados para 0.3% y 0.6% respectivamente en $2.97 \cdot V_c$ y $3.51 \cdot V_c$ cerca de $5 \cdot V_c$, haciendo que estos casos sean relevantes, entendiéndose la dificultad de elevar la resistencia a corte con el refuerzo hasta un valor de $5 \cdot V_c$.

El corte sobre el muro M2 normalizado por la resistencia del hormigón, agrupado de acuerdo con la cuantía de las losas de acople se muestra en la Figura 4.43.

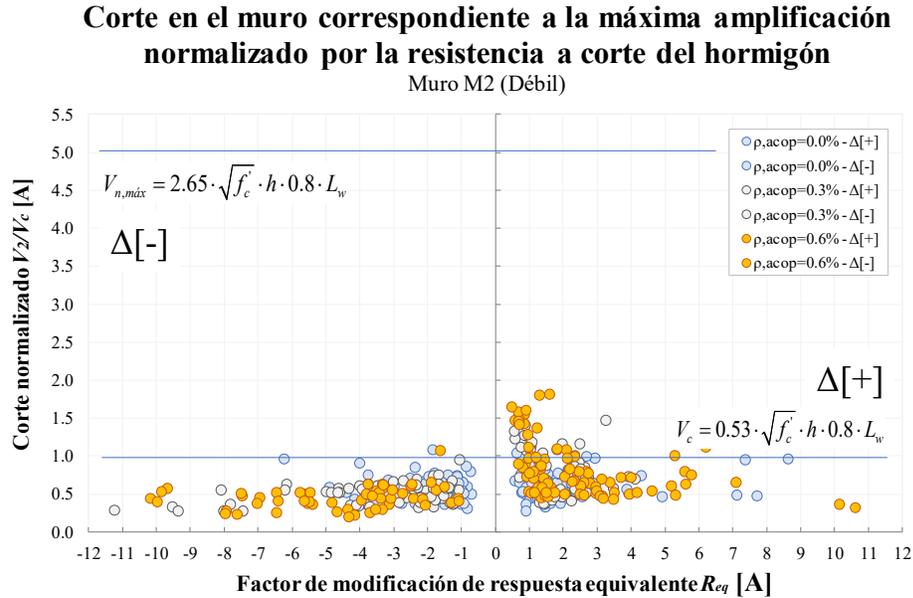


Figura 4.43: Normalización del corte sobre M2 por V_c , y cota máxima para $V_{n,máx}$ ($5 \cdot V_c$)

La Figura 4.43 muestra para el muro M2 los niveles de corte normalizados con respecto a la resistencia a corte del hormigón. Para los casos acoplados se puede observar que cuando la deformación es negativa los esfuerzos de corte son bajos y apenas sobrepasan la resistencia a corte del hormigón V_c . Se observa que para la deformación positiva los esfuerzos de corte alcanzan 1.8 veces la resistencia a corte del hormigón. Para los casos de muros conectados los esfuerzos de corte alcanzan en ambos sentidos la resistencia a corte del hormigón.

Analizando en profundidad la Figura 4.43 se encuentra que en promedio el valor de corte normalizado en el muro M2 para un acople de 0.3% es de 0.67 y para un acople de 0.6% es 0.82. Si se utilizara para el diseño el ACI318-19, el máximo valor por el que se tendría que multiplicar este corte es de $\omega_v=2.7$ ($1.5 \cdot 1.8$), quedando los valores de corte amplificados para 0.3% y 0.6% respectivamente en $1.81 \cdot V_c$ y $2.21 \cdot V_c$ muy lejos de $5 \cdot V_c$, haciendo que estos casos sean poco preocupantes.

Se puede establecer de acuerdo con los datos revisados para el corte normalizado (V/V_c) que el muro M1 absorbe más corte que el muro M2. Se tienen máximos valores de V/V_c para M1 y M2 iguales a 2.6 y 1.8 respectivamente, lo que, indica que es el muro M1 el que se lleva la mayor parte del corte que presenta el sistema. Lo anterior no es menor e indica que los valores que controlan la amplificación dinámica de corte se dan para el muro M1.

4.5.6 Propuesta del ACI318-19 para el factor de amplificación dinámico de corte

El ACI318 introduce en su versión 2019 una nueva forma de calcular el corte de diseño en muros especiales de hormigón armado. Esta nueva expresión, involucra al factor de sobrerresistencia (Ω_v) y como novedad incluye al factor de amplificación dinámico de corte (ω_v), la expresión utilizada por el ACI318-19 para el cálculo del corte esperado es:

$$V_e = \Omega_v \cdot \omega_v \cdot V_u \leq 3 \cdot V_u \quad \text{Ec. 4.19}$$

Donde:

V_e =Corte de diseño

Ω_v =Factor de sobrerresistencia en la sección crítica del muro

ω_v =Factor de amplificación dinámico de corte

V_u =Cortante último (combinaciones de carga mayoradas)

Para el caso de la sobrerresistencia (Ω_v), el ACI318 propone al mayor valor entre M_{pr}/M_u y 1.5. Notar que para el valor de sobrerresistencia se parte desde una base de 1.5, este reconocimiento en la resistencia adicional a flexión que presentan los muros de hormigón armado es importante, ya que, corresponde a la contribución de la incertidumbre en el valor máximo de la tensión de fluencia, efectos de endurecimiento y resistencia suministrada mayor a la *requerida*. Notar que la multiplicación de la sobrerresistencia y el factor de amplificación dinámico de corte no puede superar un valor de 3.

Se establece el factor de amplificación dinámico de corte mediante la Ec. 18.10.3.1.3 del ACI318-19, en esta expresión el factor ω_v corresponde a la ecuación utilizada por la norma Neozelandesa de hormigón armado 3101 (2006), esta ecuación es dependiente del número de pisos que presenta el edificio (n_s) y tiene algunas condicionantes que reconocen la existencia de amplificación sólo en muros esbeltos, lo cual es un tema no menor, ya que en muros chatos ($H_w/L_w < 2$), es difícil observar plastificaciones de la base y menos aún influencia de modos superiores, por lo anterior, el ACI318-19 establece que para edificios que presentan muros chatos se tiene una amplificación igual a 1. La Figura 4.44 muestra cómo se comporta la amplificación dinámica de corte dependiente del número de pisos que establece el ACI, para construir esta curva se asume una longitud media de muro igual a $L_w=4$ m.

Expresión para la amplificación dinámica de corte

ACI318-19 (Ec. 18.10.3.1.3)

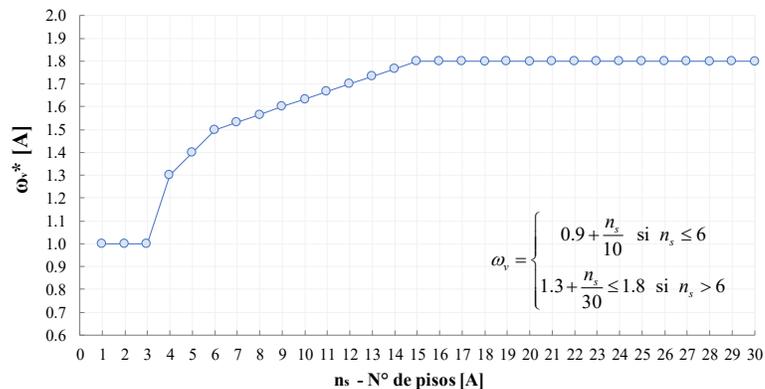


Figura 4.44: Factor de amplificación dinámico de corte expresión ACI318-19.

La Figura 4.44 muestra el comportamiento de la amplificación dinámica de corte dependiente del N° de pisos (n_s) de acuerdo al ACI318-19, notar que el valor mínimo para 6 pisos $\omega_v=1.5$, lo cual, posiciona a las fuerzas de corte esperadas como mínimo en $V_e=2.25 \cdot V_u$ (suponiendo $\Omega=1.5$ - recordar que este valor no puede ser mayor a 3). Notar que un incremento de 2.25 veces para el corte en muros no es un tema menor, ya que, estas exigencias tendrán un gran impacto en el diseño, al tener que realizarse de manera obligatoria muros con espesores mayores a los utilizados hasta la fecha.

Se realiza una comparación entre los factores de amplificación obtenidos en este estudio y el factor de amplificación dinámico propuesto por el ACI318-19, la idea es comparar la ecuación propuesta con los valores de ω_v^* obtenidos. Se debe recordar que el presente estudio se basa en edificios de 10, 20 y 30 pisos, por lo que, los valores de amplificación de acuerdo con la ecuación propuesta por el ACI318 son:

$$\omega_{v,10} = 1.3 + \frac{10}{30} \leq 1.8 \rightarrow 1.63 \leq 1.8 \rightarrow \omega_{v,20} = 1.63$$

$$\omega_{v,20} = 1.3 + \frac{20}{30} \leq 1.8 \rightarrow 1.97 \leq 1.8 \rightarrow \omega_{v,20} = 1.8$$

$$\omega_{v,30} = 1.3 + \frac{30}{30} \leq 1.8 \rightarrow 2.3 \leq 1.8 \rightarrow \omega_{v,20} = 1.8$$

Se grafica para el muro M1 los casos de 10, 20 y 30 pisos y se comparan con los valores de amplificación establecidos en el ACI318-19, se debiera esperar que la mayoría de los resultados de amplificación de los casos estudiados se encuentren bajo el valor establecido por el ACI, la Figura 4.45 muestra lo expuesto con anterioridad.

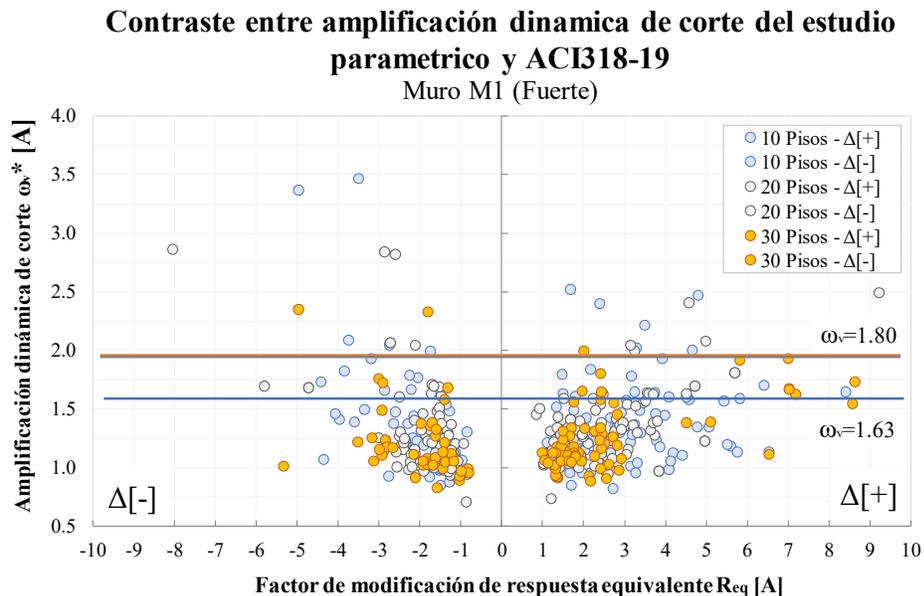


Figura 4.45: Comparación del factor de amplificación dinámica de corte obtenido de la expresión ACI318-19 con los resultados del estudio paramétrico para edificios de 10, 20 y 30 pisos muro M1.

La Figura 4.45 muestra que la expresión del ACI318-19 entrega un valor de amplificación para el muro M1 (fuerte) bastante apropiado para edificios de 20 y 30 pisos (puntos en naranja y gris – cota 1.8). Para edificios de 10 pisos se nota una concentración de puntos mayor para valores sobre 1.63. Se puede observar que para edificios de 30 pisos prácticamente la totalidad de los factores de amplificación del estudio paramétrico se encuentran bajo el valor de 1.8 propuesto por el ACI318-19 (5% de los casos está por sobre 1.8). Para edificios de 20 pisos el 8% supera el valor de 1.8 propuesto por el ACI. Para edificios de 10 pisos el 17% supera el valor de 1.63 establecido en el ACI318-19. Para edificios de 10 pisos para el muro M1 es donde se observan la mayor cantidad de casos que superan el valor propuesto por el ACI, lo cual, indica que el factor de amplificación dinámica de corte para edificios de estas características podría estar subestimado. Se grafica para el muro M2 los casos de 10, 20 y 30 pisos y se comparan con los valores de amplificación establecidos en el ACI318-19, la Figura 4.46 muestra lo anterior.

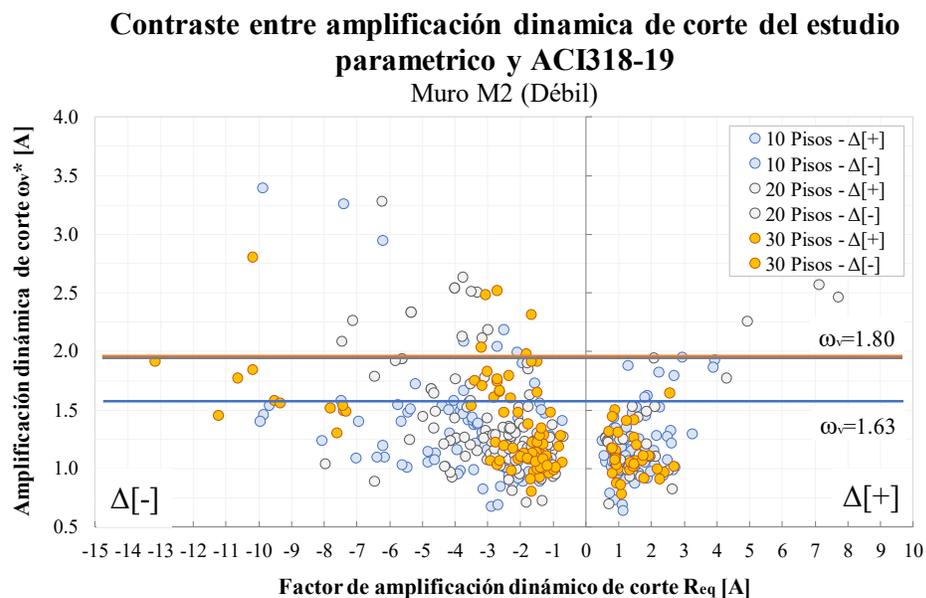


Figura 4.46: Comparación del factor de amplificación dinámica de corte obtenido de la expresión ACI318-19 con los resultados del estudio paramétrico para edificios de 10, 20 y 30 pisos muro M2.

La Figura 4.46 muestra que la expresión del ACI318-19 entrega un valor bastante apropiado para el factor de amplificación dinámica de corte para el muro M2 (débil) en edificios de 10, 20 y 30 pisos. Se puede observar del gráfico que para edificios de 30 pisos prácticamente la totalidad de los factores de amplificación del estudio paramétrico se encuentran bajo el valor de 1.8 propuesto por el ACI318, específicamente 10% de los casos sobrepasan este valor. Para edificios de 20 pisos el 14% de los valores que superan el valor de 1.8 propuesto por el ACI. Para edificios de 10 pisos los casos que superan el valor de 1.63 establecido en el ACI318-19 son 11% de los casos.

4.5.7 Correlación entre los factores de modificación de respuesta equivalente de los muros M1 y M2 para el estudio paramétrico

Es importante investigar la interacción de la no linealidad entre los muros M1 y M2, se espera que el muro M1 “tire” del muro M2 generando altos valores para el factor de modificación de respuesta equivalente del muro M2 cuando la amplificación en el muro M1 es máxima. Sin embargo, no se espera que en la máxima amplificación del muro M2 los valores del factor de modificación de respuesta equivalente del muro M1 sean altos, ya que, este elemento posee en la mayoría de los casos rigideces bastante superiores a las del muro M2. Lo anterior quiere decir que el comportamiento del muro M1 es determinante dentro del comportamiento del sistema global, el comportamiento del factor de modificación de respuesta equivalente del muro M1 en la máxima amplificación se muestra en la Figura 4.47

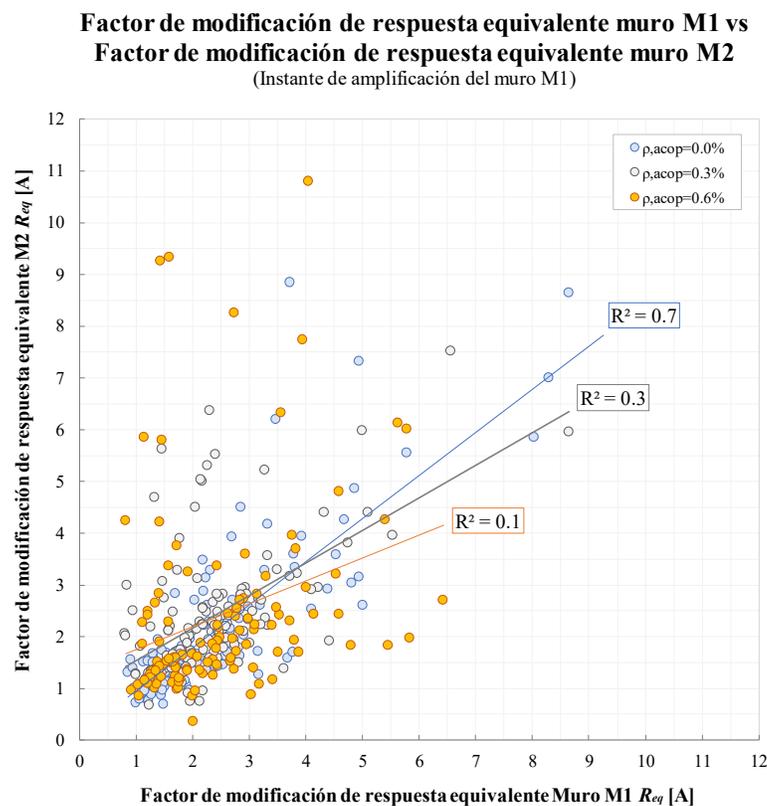


Figura 4.47: Comparación del factor de amplificación dinámico de corte obtenido de la expresión ACI318-19 con los resultados del estudio paramétrico para edificios de 10, 20 y 30 pisos muro M2.

La Figura 4.47 muestra los coeficientes de determinación para los distintos niveles de acoplamiento presentados en este estudio paramétrico cuando la amplificación es máxima para M1, como es de esperar para el caso de muros conectados, es cuando se presenta la mayor correlación entre la no linealidad del muro M1 y la no linealidad del muro M2 ($R^2=0.7$), esto, se debe a que no existe la influencia de la carga axial dentro del comportamiento no lineal de los muros, lo que hace que el muro M1 “tire” al muro M2 plastificando ambas bases de manera similar. A medida que aumenta el nivel de acople, el coeficiente de determinación comienza a caer de manera abrupta, lo anterior, se explica por el aumento (disminución) en los niveles de

carga axial, lo que hace que los valores de R_{eq} entre ambos muros se comporten de manera inversamente proporcional, se puede observar que para los casos en que la cuantía de las losas de acople es de 0.3% se tiene un coeficiente de determinación de 0.3 y para acople de 0.6% se tiene un coeficiente de 0.1. A continuación se muestran la correlación entre los factores de modificación de respuesta equivalente cuando el valor de amplificación es máximo en el muro M2, la Figura 4.48 muestra lo expresado anteriormente.

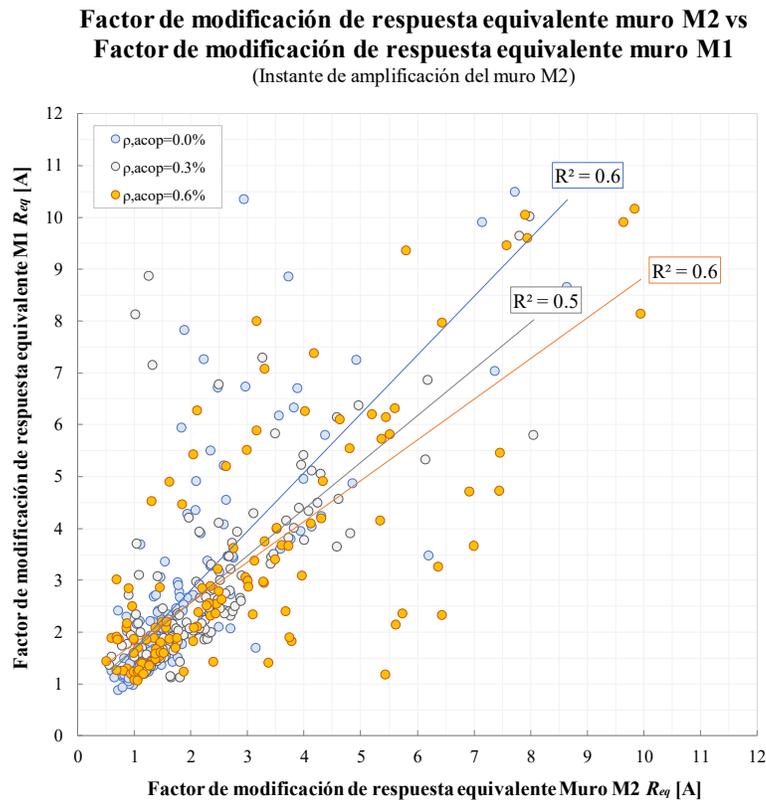


Figura 4.48: Comparación del factor de amplificación dinámico de corte obtenido de la expresión ACI318-19 con los resultados del estudio paramétrico para edificios de 10, 20 y 30 pisos muro M2.

La Figura 4.48 muestra los coeficientes de determinación para los distintos niveles de acoplamiento presentados en este estudio paramétrico para los casos en que la amplificación es máxima para M2, como es de esperar para el caso de muros conectados es cuando se presenta la mayor correlación entre la no linealidad del muro M2 y la no linealidad del muro M1 ($R^2=0.6$), esto, se debe a que no existe la influencia de la carga axial dentro del comportamiento no lineal de los muros, lo que hace que el muro M2 sea “tirado” por el muro M1 plastificando ambas bases de manera similar. A medida que aumenta el nivel de acople, el coeficiente de determinación se mantiene constante, lo anterior, se explica porque la no linealidad de M2 es dependiente del movimiento lateral de M1, los valores que presentan altos grados de dispersión se deben a las fluctuaciones en los niveles de carga axial asociados a casos en que parte de los elementos de acople incursionan en rango no lineal.

V. CAPITULO 5: ECUACIÓN PROPUESTA PARA EL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICO DE CORTE

5.1 EXPRESIONES PARA EL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICO DE CORTE DE ACUERDO CON DIFERENTES AGRUPACIONES DE DATOS

El objetivo principal de este trabajo es plantear una ecuación para el factor de amplificación dinámica de corte que sea consistente con las características de rigidez y resistencia de los edificios chilenos. Para lograr esto, se construyen varias rectas de regresión y se elige la más apropiada en términos de su potencial uso en diseño y que además esté acorde con las observaciones realizadas en el capítulo 4. Se construye la recta de regresión para las variables ω_v^* y R_{eq} , de acuerdo con el método de los mínimos cuadrados. La variable respuesta (dependiente) es el factor de amplificación dinámica de corte (ω_v^*) y la variable predictora (independiente) es el factor de modificación de respuesta equivalente (R_{eq}).

Se construyen las ecuaciones para que con un 60% de confianza (80% de los datos) se establezcan rectas para valores medios y de predicción para el factor de amplificación dinámica de corte a partir de un factor de modificación de respuesta determinado. Se realiza distintas propuestas con la finalidad de establecer una expresión representativa del factor de amplificación dinámica de corte, para esto, se evalúan distintas ecuaciones construidas a partir de la separación en grupos de acuerdo con la variación de parámetros relevantes para los resultados de amplificación, los 5 grupos a analizar son:

Grupo 1:

Expresiones para la amplificación dinámica de corte a partir de las cuantías de losas de acople, casos $\rho_{acop}=0.0\%$, 0.3% y 0.6% . Adicionalmente se realiza diferenciación entre casos conectados ($\rho_{acop}=0.0\%$) y acoplados ($\rho_{acop}=0.3\%$ y 0.6%). (4 Ecuaciones)

Grupo 2:

Expresiones para la amplificación dinámica de corte a partir del número de pisos, casos 10, 20 y 30 Pisos (3 Ecuaciones).

Grupo 3:

Expresiones para la amplificación dinámica de corte a partir de las características del muro, casos M1 y M2 (2 Ecuaciones).

Grupo 4:

Expresiones para la amplificación dinámica de corte a partir de la resonancia de la estructura con el registro de aceleraciones, casos resonantes y no resonantes (2 Ecuaciones)

Grupo 5:

Expresiones para la amplificación dinámica de corte a partir del largo de muro casos $L_w=2$ m, 4 m y 6 m (3 Ecuaciones)

Sistema global:

Expresión para la amplificación dinámica de corte a partir de las reacciones basales de corte y momento flector.

El ordenamiento de los datos en grupos se realiza para entender de qué manera se comporta el factor de amplificación dinámica de corte en relación a alguna característica específica, de esta, manera a partir de los parámetros descritos en el capítulo 4 se puede establecer cuál de las rectas es la que mejor explica la amplificación y cuál es la que mejor se adapta a las prácticas del diseño, ya que, se pueden tener modelos en los cuales, se representen gran parte de los datos, pero que corresponda a casos particulares que no tomen en consideración la totalidad de las variables involucradas, lo que, lo hace automáticamente poco representativo. Otro aspecto importante es establecer si el número de pisos es un factor determinante a la hora de establecer una expresión para el factor de amplificación dinámica de corte, ya que, normas como la neozelandesa, Eurocódigo 8 y el ACI318-19 utilizan esta variable para explicar los valores del factor de amplificación dinámica de corte.

Antes de definir las expresiones para cada una de las características del estudio paramétrico, es necesario observar con detenimiento el factor de amplificación respecto a las variables que se consideran fundamentales a la hora de establecer una expresión representativa para la amplificación dinámica de corte, de esta forma, a través de todos los análisis realizados en este estudio, se consideran esenciales para explicar el fenómeno de amplificación de corte en este estudio 2 variables determinantes, que son: la cuantía de los elementos de acople (Niveles de carga axial) y el número de pisos (periodo fundamental).

La cuantía de losas de acople es un parámetro importante, ya que, define las variaciones de carga axial de los muros, lo que, repercute directamente sobre la resistencia a momento de los muros. Con respecto al número de pisos, esta variable representa la flexibilidad de los modelos estructurales, parámetro relevante en el comportamiento del factor de modificación de respuesta equivalente. La Figura 5.1 muestra el comportamiento del factor de amplificación dinámica de corte versus el factor de modificación de respuesta equivalente para edificios de 10 pisos y distintas cuantías de las losas de acople.

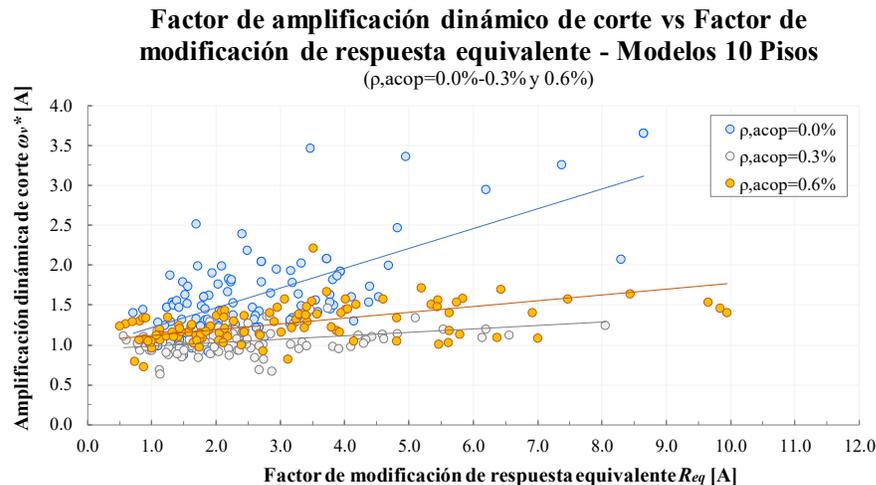


Figura 5.1: Factor de amplificación dinámica de corte vs Factor de modificación de respuesta equivalente para modelos de 10 pisos separados de acuerdo con la cuantía de refuerzo de las losas de acople.

La Figura 5.1 muestra el comportamiento del factor de amplificación dinámica de corte para edificios de 10 pisos, se agrupan los datos de acuerdo a las cuantías de los elementos de

acople, notándose de manera clara los altos valores de amplificación que presentan los casos conectados, explicados principalmente por la rápida plastificación de la base (baja redundancia estructural). Es importante observar que para estructuras de 10 pisos en donde el nivel de acoplamiento es bajo (0.3%) se presentan bajos niveles de amplificación dinámica de corte. En los casos de alto acoplamiento (0.6%) los niveles de amplificación son mayores debido a la influencia de la carga axial.

Los valores más altos de R_{eq} para los casos acoplados se explican por los mecanismos de plastificación de las losas de acople, en general, los casos con 0.6% de acople, tenderán a presentar mayores valores de R_{eq} dada la menor capacidad de momento flector de los muros producto de la mayor descarga que presentan estos elementos, sin embargo, aun cuando existe una mayor influencia de la carga axial para mayores cuantías de las losas de acople, ambos casos acoplados muestran valores de R_{eq} similares. Se debe destacar que los altos valores de amplificación no necesariamente corresponden a valores altos de R_{eq} , si bien existe una relación creciente entre el factor de amplificación dinámica de corte y el factor de modificación de respuesta equivalente, un alto valor de R_{eq} no implica un alto ω_v^* y un alto valor de ω_v^* no implica un alto valor de R_{eq} . A continuación, se muestra en la Figura 5.2 el comportamiento del factor de amplificación dinámica de corte versus el factor de modificación de respuesta equivalente para edificios de 20 pisos y distintas cuantías de las losas de acople.

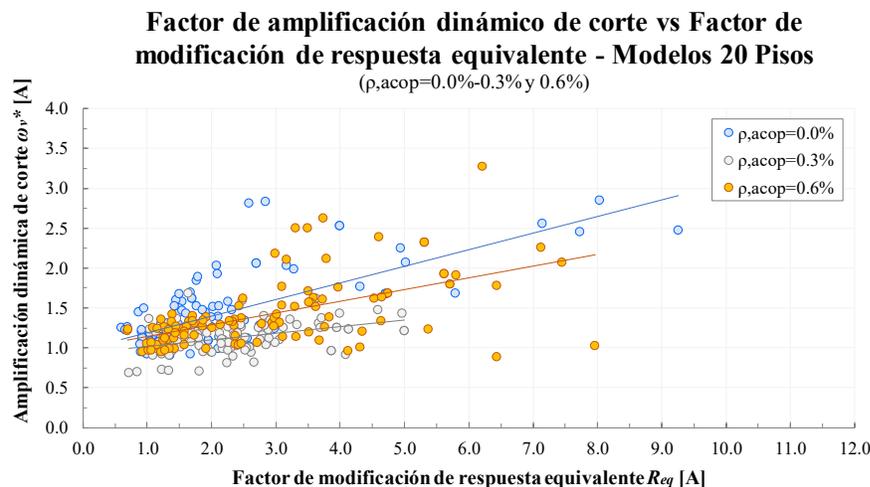


Figura 5.2: Factor de amplificación dinámica de corte vs Factor de modificación de respuesta equivalente para modelos de 20 pisos separados de acuerdo con la cuantía de refuerzo de las losas de acople.

La Figura 5.2 muestra el comportamiento del factor de amplificación dinámica de corte para edificios de 20 pisos, se agrupan los datos de acuerdo a las cuantías de los elementos de acople, notándose de manera clara que los altos valores de amplificación se presentan para los casos conectados y con acoplamiento de 0.6%, es importante observar que para estructuras de 20 pisos en donde el nivel de acoplamiento es bajo (0.3%) no se presentan altos niveles de amplificación dinámica de corte, a su vez, se ha establecido, que para el caso conectado el sistema presenta una baja redundancia estructural, a su vez, para el caso de alto acoplamiento la plastificación rápida de la base está explicada por la disminución de los niveles de carga axial, que disminuyen la resistencia flexural del muro.

Notar que los valores para R_{eq} disminuyen con respecto a los casos de 10 pisos producto de la mayor flexibilidad que presenta el sistema, esta mayor flexibilidad hace que se necesiten altos niveles de deformación para plastificar la base, por lo que las incursiones no lineales de la base en gran parte de los modelos de 20 pisos mostraron incursiones medias no observándose grandes ciclos de histéresis para los registros propuestos. Se muestra en la Figura 5.3 el comportamiento del factor de amplificación dinámica de corte versus el factor de modificación de respuesta equivalente para edificios de 30 pisos y distintas cuantías de las losas de acople.

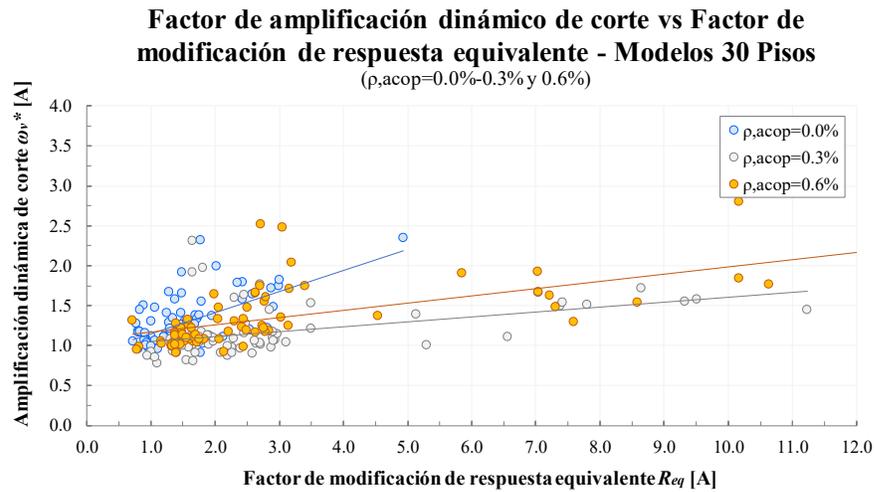


Figura 5.3: Factor de amplificación dinámica de corte vs Factor de modificación de respuesta equivalente para modelos de 30 pisos separados de acuerdo con la cuantía de refuerzo de las losas de acople.

La Figura 5.3 muestra el comportamiento del factor de amplificación dinámica de corte para edificios de 30 pisos, se agrupan los datos de acuerdo a las cuantías de los elementos de acople, notándose de manera clara que los altos valores de amplificación se presentan para los casos conectados y con acoplamiento de 0.6%, es importante observar que para estructuras de 30 pisos en donde el nivel de acoplamiento es bajo (0.3%) se presentan bajos niveles de amplificación dinámica de corte (salvo algunos casos puntuales).

Notar que los valores para R_{eq} disminuyen con respecto a los casos de 20 pisos producto de la mayor flexibilidad que presenta el sistema, esta mayor flexibilidad hace que se necesiten altos niveles de deformación para plastificar la base, por lo que las incursiones no lineales de la base en gran parte de los modelos de 30 pisos mostraron incursiones medias a limitadas (Salvo casos aislados que resonaron con los registros de doble máximo de frecuencias) no observándose grandes ciclos de histéresis para los registros propuestos. A continuación, se muestran los 14 modelos propuestos en este trabajo.

5.1.1 Modelos de regresión lineal dependientes de las cuantías de losas de acople

Las expresiones dependientes de las cuantías de losas se discuten en esta sección, se analiza el comportamiento de esta variable y su incidencia en los valores del factor de amplificación dinámica de corte. La expresión para los casos de muros conectados se muestra en la Figura 5.4.

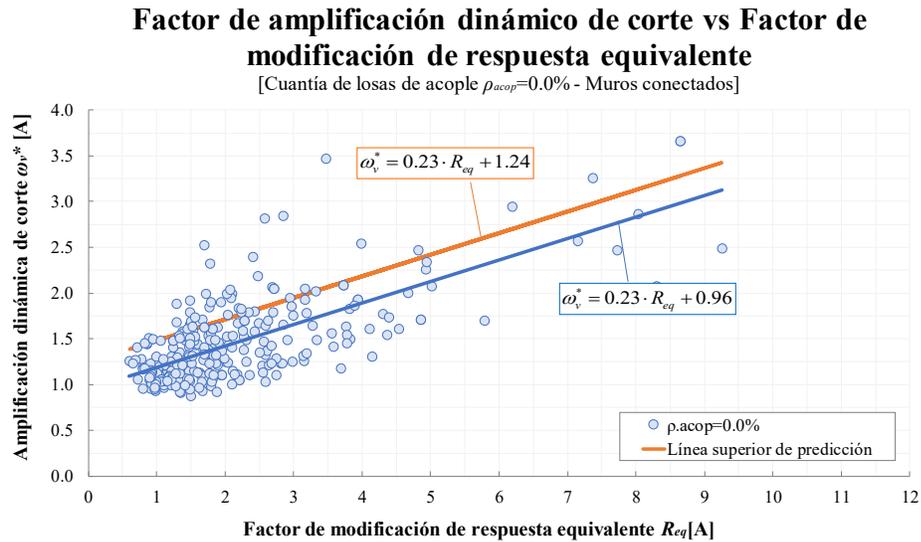


Figura 5.4: Expresión para el factor de amplificación dinámica de corte para los casos en que no existe acoplamiento (muros conectados – 144 casos).

El gráfico de la Figura 5.4, muestra el modelo de regresión lineal simple (con recta de regresión estimada de la forma $E[Y_i/X_i]=\beta_1+\beta_0 \cdot x_i$) construido para explicar la amplificación dinámica de corte a partir del factor de modificación de respuesta equivalente. Si se analiza la recta de regresión estimada (en azul) dada por la ecuación $\omega_v^*=0.23 \cdot R_{eq} + 0.96$, se puede notar que para valores de $R_{eq}=1.0$, el valor de amplificación promedio es $\omega_v^*=0.23 \cdot R_{eq} + 0.96=1.19$, lo que sugiere que en general la amplificación siempre existe en estructuras de hormigón armado explicado por el cambio de rigidez en la sección producto de la fisuración del hormigón.

Se debe entender que este valor planteado por la ecuación de regresión lineal simple representa el valor de amplificación promedio para un factor de modificación de respuesta dado R_{eq} , el coeficiente $\beta_1=0.96$ representa el valor de amplificación cuando $R_{eq}=0$ (caso que por definición no puede ocurrir), a su vez, el coeficiente $\beta_0=0.23$ representa la razón de cambio cuando R_{eq} aumenta en una unidad (razón de cambio alta). La línea en naranja representa el modelo de predicción para establecer el factor de amplificación dinámica de corte. Notar que existen 2 rectas que representan las rectas de los intervalos de predicción, una que representa el límite superior y otra el límite inferior, la cual no se muestra, ya que, es la superior la que interesa. La expresión para la cuantía de acoplamiento de 0.3% se muestra en la Figura 5.5.

Factor de amplificación dinámico de corte vs Factor de modificación de respuesta equivalente

[Cuantía de losas de acople $\rho_{acop}=0.3\%$]

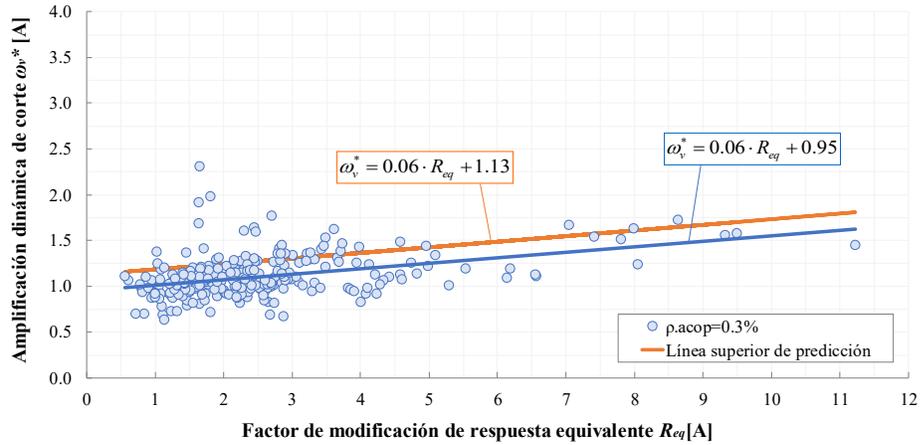


Figura 5.5: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para los casos con cuantía de las losas de acoplamiento de 0.3% (144 casos).

La Figura 5.5 muestra el comportamiento del factor de amplificación dinámico de corte para los modelos con acoplamiento de 0.3%, se puede observar los niveles bajos de amplificación dada la moderada fluctuación de carga axial y alta redundancia estructural, mostrando una razón de cambio de 0.06 (baja) y un valor base de amplificación media de 1.02 ($R_{eq}=1.0$). La expresión para la cuantía de 0.6% se muestra en la Figura 5.6.

Factor de amplificación dinámico de corte vs Factor de modificación de respuesta equivalente

[Cuantía de losas de acople $\rho_{acop}=0.6\%$]

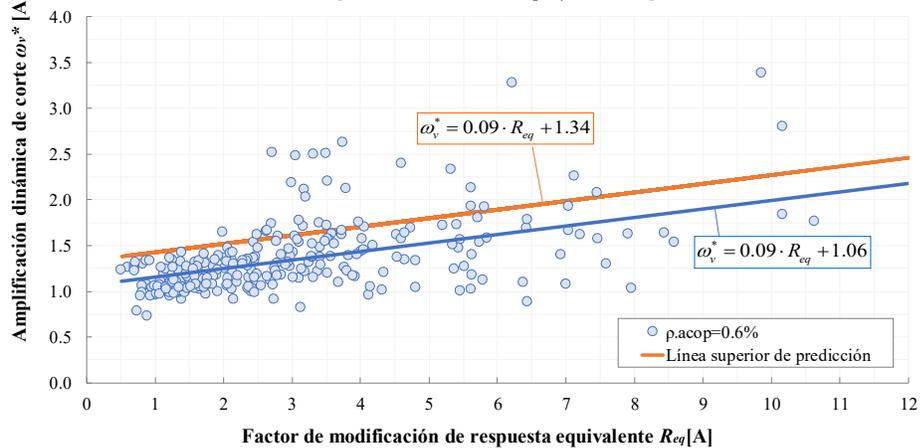


Figura 5.6: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para los casos con cuantía de las losas de acoplamiento de 0.6% (144 casos).

La Figura 5.6 muestra el comportamiento del factor de amplificación dinámico de corte para los modelos con acoplamiento de 0.6%, se puede observar el aumento en los niveles de

amplificación en comparación a la cuantía de 0.3% dada la mayor fluctuación de carga axial existente, mostrando una razón de cambio de 0.09 (media baja) y un valor base de amplificación media de 1.16 (alto). Para diferenciar los casos conectados de los acoplados, se grafica en la Figura 5.7 el comportamiento de la amplificación dinámica de corte para los casos acoplados.

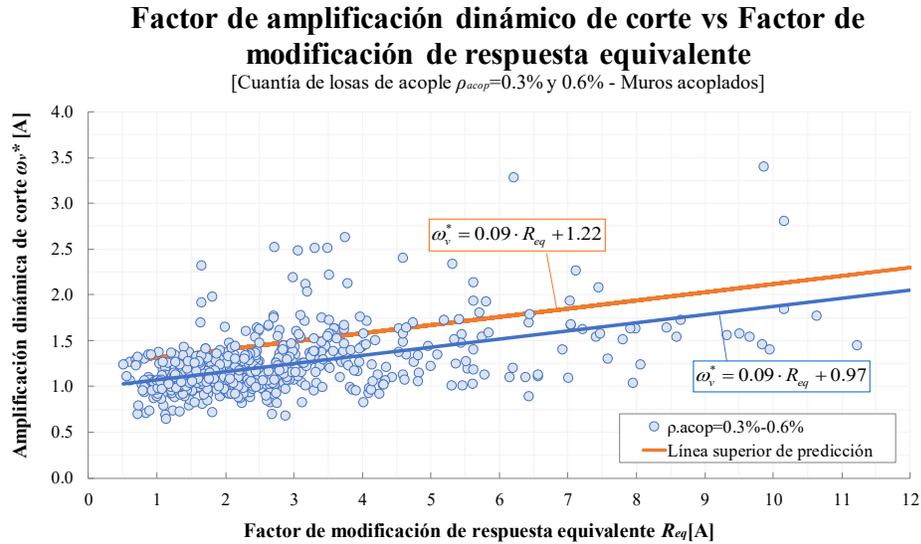


Figura 5.7: Expresión para el factor de amplificación dinámica de corte para casos acoplados (288 casos)

Se muestran a continuación en el gráfico de la Figura 5.8, los 4 modelos de regresión dependientes de la cuantía de las losas de acople:

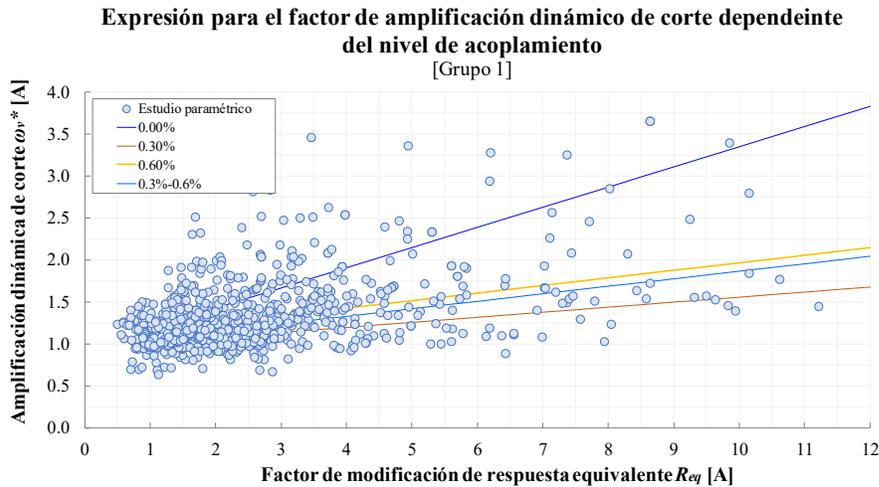


Figura 5.8: Expresiones para el factor de amplificación dinámica de corte para los casos con cuantías de las losas de acoplamiento de 0.0%, 0.3% y 0.6% (todos los casos).

La Figura 5.8 muestra los modelos de regresión para las 3 cuantías de acople planteadas, se puede observar que los niveles de amplificación para muros conectados ($\rho_{acop}=0.0\%$) son altos, no obstante, para estos casos no se presentan valores altos en el factores de modificación de respuesta equivalente, lo que se traduce en una pendiente pronunciada en la respuesta de amplificación (0.24) junto con un valor medio base de 1.24 (para $R_{eq}=1.0$). Estos valores tienen

su origen en 2 efectos marcados, el primero, es porque los valores de amplificación son siempre mayores a 1 ($\omega_{v[R=1]}=1.19$) (contrario a los casos acoplados en donde pueden ser menores a 1 producto de las fluctuaciones de carga axial), por lo tanto, la recta de valores promedio se encuentra siempre más arriba. El segundo efecto, es que si bien los valores de R_{eq} no son altos ($R_{eq}=2.16$ en promedio), es suficiente para dar protagonismo a los modos superiores (baja redundancia), haciendo que las diferencias entre las fuentes de no linealidad y su reflejo en el corte basal sean altas (R_{eq}/R_c).

Es importante mencionar que dado que la redundancia del sistema es baja (fuentes de no linealidad limitadas a la sección crítica), ante cualquier cambio de rigidez, el comportamiento global del sistema desde el punto de vista dinámico se ve alterado, contrario a lo que ocurre en sistemas acoplados en los cuales se tienen muchas fuentes de no linealidad, haciendo que la incursión individual de algún elemento en particular, no tenga un efecto marcado en el comportamiento del sistema, lo que genera que la razón entre R_{eq} y R_c sea menor.

5.1.2 Modelos de regresión dependientes del número de pisos

Las expresiones dependientes del número de pisos se discuten en esta sección, se analiza el comportamiento de esta variable y su incidencia en los valores del factor de amplificación dinámico de corte. La expresión para los casos de 10 pisos se muestra en la Figura 5.9.

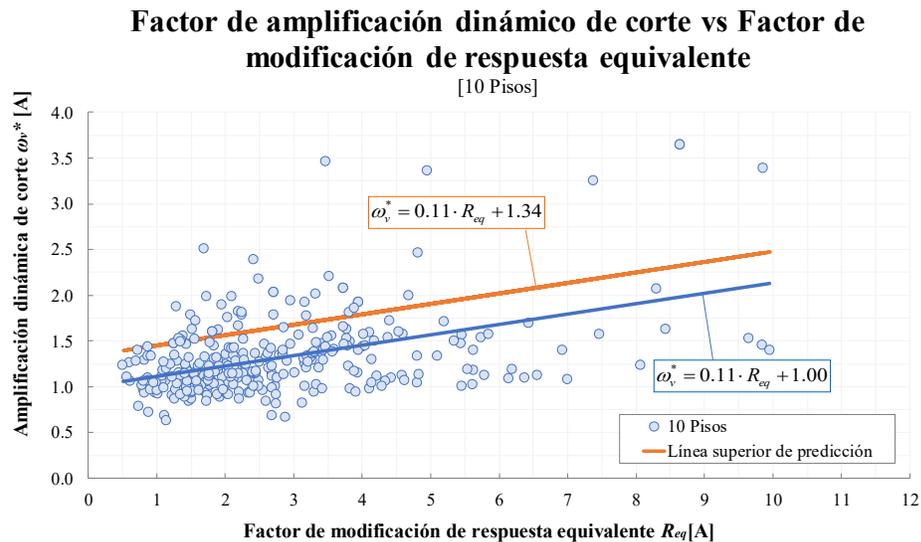


Figura 5.9: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para los casos de 10 Pisos (162 casos).

La Figura 5.9 muestra el comportamiento del factor de amplificación para edificios de 10 pisos, se puede observar los niveles moderados de amplificación dada la alta rigidez que presentan estos modelos, sin embargo, se observan altas incursiones no lineales. El modelo de regresión muestra una razón de cambio de 0.11 (media) y un valor base de amplificación media de 1.11 ($R_{eq}=1.0$). Se debe observar que gran parte de los casos de edificios de 10 pisos poseen niveles altos de amplificación, que no sobrepasa 1.75 en la mayoría de los casos.

Factor de amplificación dinámica de corte vs Factor de modificación de respuesta equivalente

[20 Pisos]

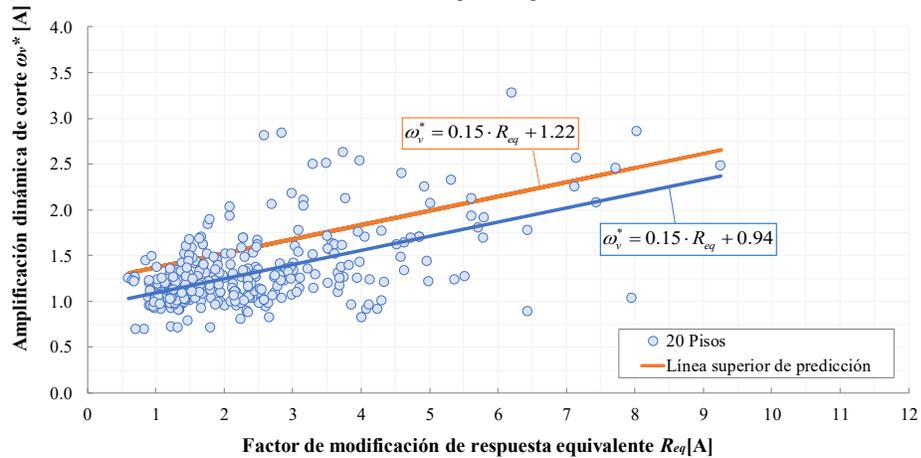


Figura 5.10: Expresión para el factor de amplificación dinámica de corte para los casos de 20 Pisos (162 casos).

La Figura 5.10 muestra el comportamiento del factor de amplificación para edificios de 20 pisos, se puede observar los niveles altos de amplificación dada la alta rigidez que presentan estos modelos, sin embargo, se observan incursiones no lineales moderadas (mayoría de los casos menores a 3.5). El modelo de regresión muestra una razón de cambio de 0.15 (media-alta) y un valor base de amplificación media de 1.09 ($R_{eq}=1.0$). Se debe observar que gran parte de los casos de edificios de 20 pisos poseen niveles moderados de amplificación, que no sobrepasa 1.5 en la mayoría de los casos.

Factor de amplificación dinámica de corte vs Factor de modificación de respuesta equivalente

[N° de pisos - 30 Pisos]

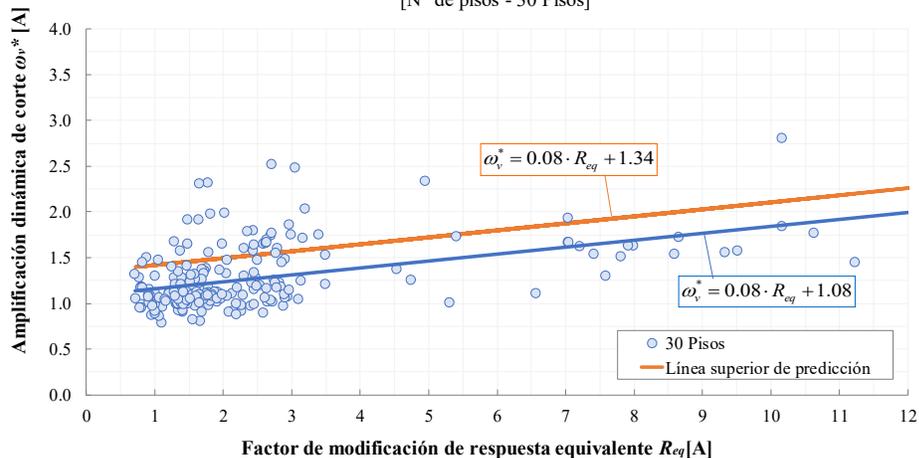


Figura 5.11: Expresión para el factor de amplificación dinámica de corte para los casos de 30 Pisos (108 casos).

La Figura 5.11 muestra el comportamiento del factor de amplificación para edificios de 30 pisos, se puede observar altos niveles de amplificación para bajos valores del factor de modificación de respuesta equivalente, esto se debe, a la alta flexibilidad del sistema, que lo

hace altamente vulnerable a los efectos de modos superiores, se debe destacar que los casos de estructuras flexibles que se plastifican en la base representan los casos más propensos a sufrir altos efectos de amplificación dinámica. El modelo de regresión muestra una razón de cambio de 0.08 (media-baja) y un valor base de amplificación media de 1.16 ($R_{eq}=1.0$). Se debe observar que gran parte de los casos de edificios de 30 pisos poseen bajos niveles de amplificación, que no sobrepasa 1.25 en la mayoría de los casos.

Se muestran a continuación en el gráfico de la Figura 5.12, los 3 modelos de regresión dependientes del número de pisos:

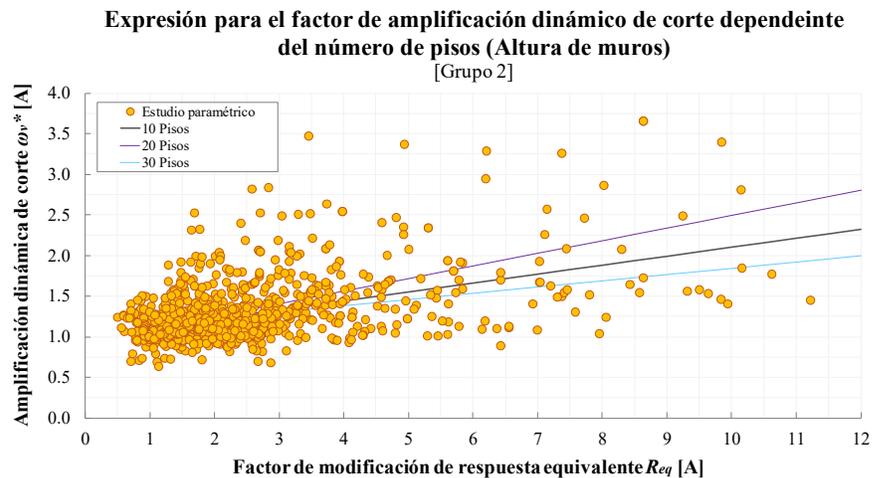


Figura 5.12: Expresión para el factor de amplificación dinámica de corte para los casos con cuantía de las losas de acoplamiento de 0.6% (144 casos).

La Figura 5.12 muestra los modelos de regresión para los 3 casos que involucran las variaciones de altura en los muros (10, 20 y 30 pisos), se puede observar que existen diferencias para los factores de amplificación, el caso más alejado, corresponde al caso de los modelos de 20 pisos, esto, se debe a que muchas respuestas resonantes se dan para un rango de períodos fundamentales entre 1 s y 2.5 s (70% de los edificios de 20 pisos). Para los casos de 10 y 30 pisos, los valores son más cercanos y no presentan grandes diferencias, puesto que son casos en que la respuesta resonante es baja, la menor razón de cambio se da para los casos de 30 pisos (edificios flexibles). Lo expresado anteriormente es muy importante, ya que, muestra que los valores de amplificación no pueden ser dependientes del número de pisos, ya que, establecer esta afirmación, es decir, que a “mayor número de pisos, mayor no linealidad” y esto es un fenómeno que no se da en todos los casos, ya que, depende de las características de la excitación, es decir, que tan resonante es la respuesta del edificio con el sismo.

Grupo 3 – Modelos para muros M1 y M2:

Las expresiones dependientes de las características de resistencia de los muros se discuten en esta sección, se analiza el comportamiento de esta variable y su incidencia en los valores del factor de amplificación dinámica de corte. La expresión para el muro M1 se muestra en la Figura 5.13.

Factor de amplificación dinámica de corte vs Factor de modificación de respuesta equivalente

[Muros M1]

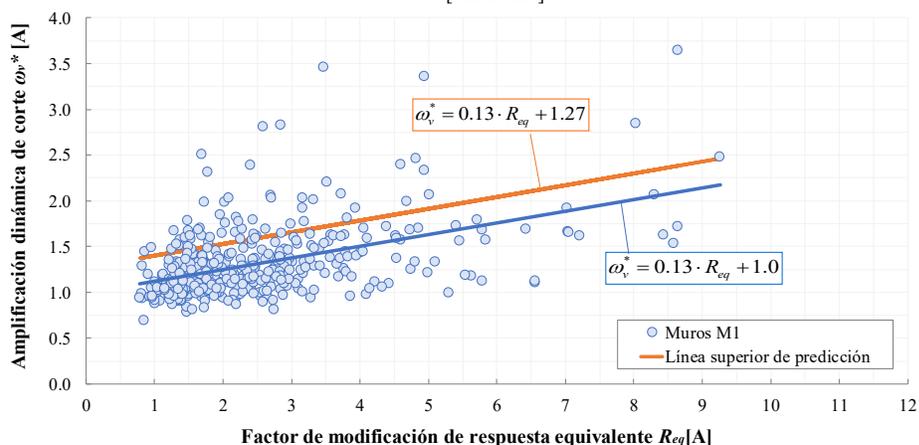


Figura 5.13: Expresión para el factor de amplificación dinámica de corte para el muro M1 (432 casos).

El modelo de regresión de la Figura 5.13 muestra una razón de cambio de 0.13 (media) y un valor base de amplificación media de 1.13 ($R_{eq}=1.0$). Gran parte de los casos para el muro M1 poseen niveles de amplificación moderados, que no sobrepasa 1.5 en la mayoría de los casos. La mayoría de los casos muestra factores de modificación de respuesta equivalente menores a 4. La expresión para el factor de amplificación para el muro M2 se muestra en la Figura 5.14.

Factor de amplificación dinámica de corte vs Factor de modificación de respuesta equivalente

[Muros M2]

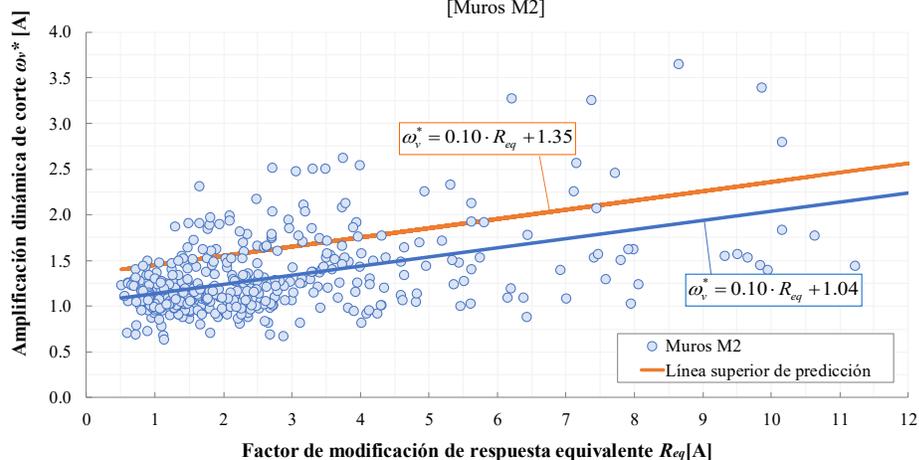


Figura 5.14: Expresión para el factor de amplificación dinámica de corte para los muros M2 (432 casos).

El modelo de regresión de la Figura 5.14 muestra una razón de cambio de 0.10 (media) y un valor base de amplificación media de 1.14 ($R_{eq}=1.0$). Se debe observar que gran parte de los casos para el muro M2 poseen niveles de amplificación moderados, que no sobrepasa 1.5 en la mayoría de los casos. A su vez, la mayoría de los casos muestra factores de modificación de respuesta equivalente menores a 4. El comportamiento de la amplificación para el muro M2 es

bastante similar a la que presenta el muro M1. Se muestra en el gráfico de la Figura 5.15 los 2 modelos de regresión dependientes del tipo de muro.

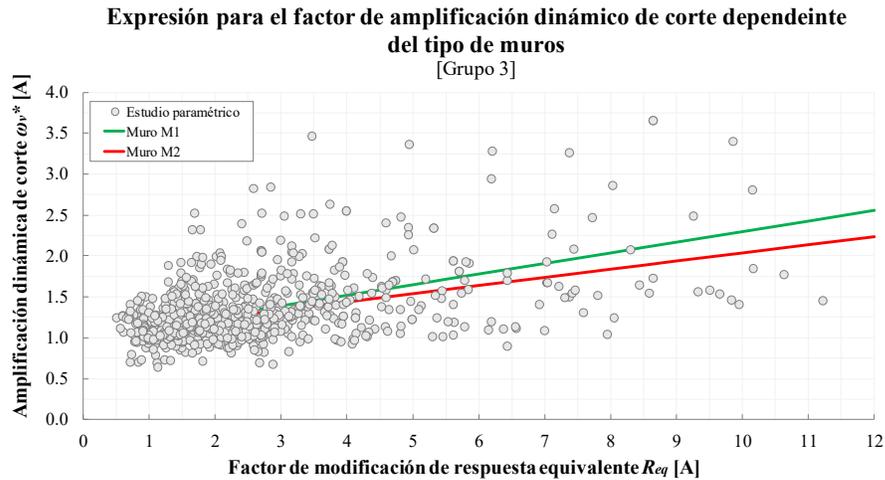


Figura 5.15: Rectas de regresión para el factor de amplificación dinámica de corte para muros M1 y M2 (432 casos).

La Figura 5.15 muestra las expresiones de amplificación para los muros M1 y M2, se puede observar que ambas expresiones son bastante similares con una leve variación en la razón de cambio, presentando ambos casos en su mayoría valores de amplificación menores a 1.75 y valores para el factor de modificación de respuesta equivalente menores a 4.

Grupo 4 – Modelos para casos resonantes y no resonantes:

Las expresiones dependientes de los fenómenos de resonancia se discuten en esta sección, se analiza el comportamiento de esta variable y su incidencia en los valores del factor de amplificación dinámica. La expresión para casos resonantes se muestra en la Figura 5.16.

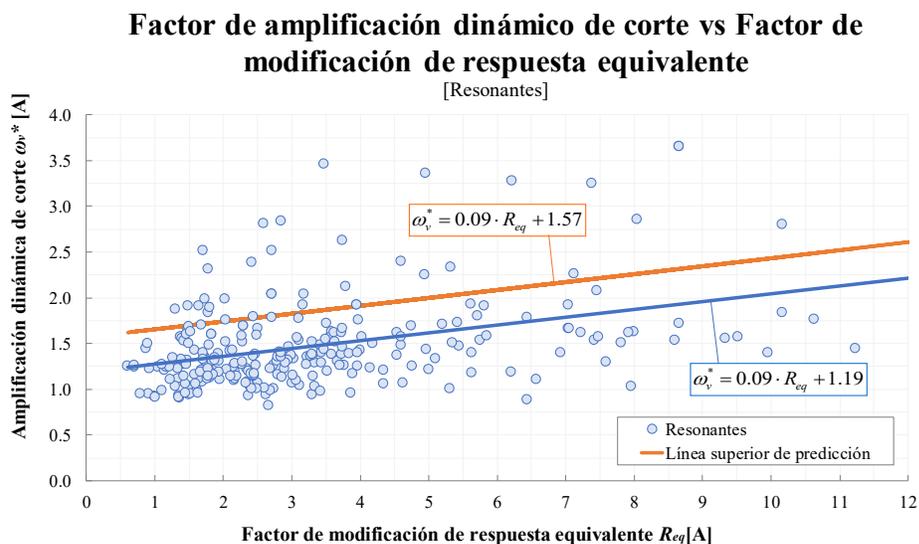


Figura 5.16: Expresión para el factor de amplificación dinámica de corte para los casos resonantes (196 casos).

El modelo de regresión de la Figura 5.16 muestra una razón de cambio de 0.09 (media-baja) y un valor base de amplificación media de 1.28 ($R_{eq}=1.0$). Gran parte de los casos para la respuesta resonante poseen niveles de amplificación altos, que no sobrepasan 2.0 en la mayoría de los casos. La mayoría de los casos muestra factores de modificación de respuesta equivalente menores a 4. La Figura 5.17 muestra el modelo de regresión para los casos no resonantes.

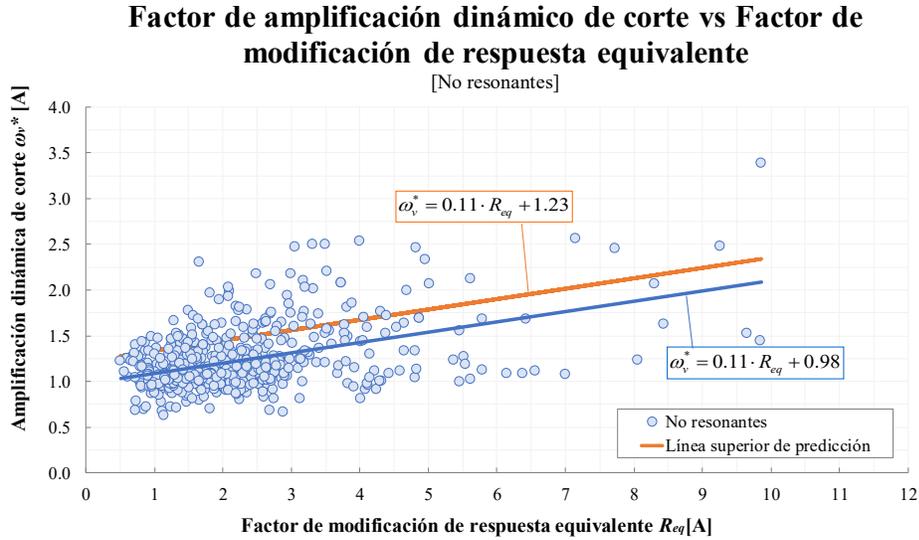


Figura 5.17: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para los casos que no resonaron con el registro (236 casos).

El modelo de regresión de la Figura 5.17 muestra una razón de cambio de 0.11 (media) y un valor base de amplificación media de 1.09 ($R_{eq}=1.0$). Se debe observar que gran parte de los casos para la respuesta resonante poseen niveles de amplificación altos, que no sobrepasan 1.5 en la mayoría de los casos. A su vez, la mayoría de los casos muestra factores de modificación de respuesta equivalente menores a 3. Se muestra en la Figura 5.18 los 2 modelos de regresión dependientes de la resonancia con el registro.

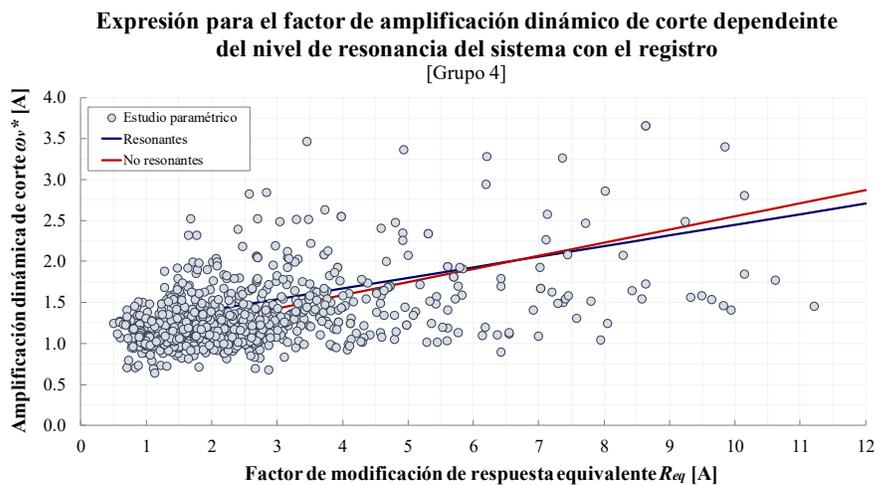


Figura 5.18: Expresión para el factor de amplificación dinámico de corte para los casos que presentaron y no presentaron resonancia (todos los casos).

Los modelos de regresión de la Figura 5.18 muestran que los casos resonantes y los casos no resonantes se comportan de manera similar cuando se construyen las rectas de valores promedio, notar que los valores resonantes son levemente mayores para factores de modificación de respuesta equivalentes menores a 6.5, superado este valor la respuesta no resonante entrega valores mayores. Como ya se ha establecido en este trabajo, la respuesta resonante es absolutamente dependiente de la magnitud de la excitación, es evidente que para edificios que presentan frecuencias fundamentales similares a la frecuencia media del registro se obtendrán altos valores para el factor de modificación de respuesta equivalente, esto, no quiere decir que edificios que no estén dentro de un rango de frecuencias cercanos a 1.0 no presenten no linealidad, la incursión en rango no lineal es un fenómeno que siempre ocurrirá en sismos severos, en mayor o menor medida dependiente del contenido de frecuencias del sismo.

Grupo 5: Expresión para la amplificación dinámica de corte dependiente del largo de muro

Las expresiones que dependen del largo de muro se muestran en esta sección, se investiga el comportamiento de la amplificación dinámica de corte de acuerdo con las características de largo de los muros involucrados (independiente si es M1 o M2). La expresión para los casos donde $L_w=2$ m se muestra en la Figura 5.19.

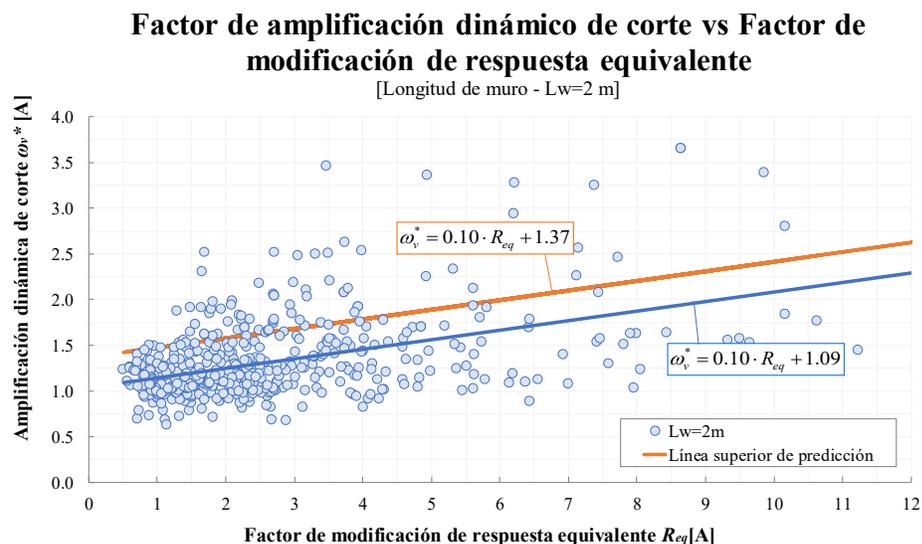


Figura 5.19: Expresión para el factor de amplificación dinámica de corte para muros de largo $L_w=2$ m (270 casos).

La Figura 5.19 muestra el comportamiento del factor de amplificación para edificios de largo $L_w=2$ m, se puede observar los altos niveles de amplificación dada la baja rigidez que presentan estos muros, se observan altas incursiones no lineales, llegando a valores máximos de 11.2. El modelo de regresión para valores medios muestra una razón de cambio de 0.10 (media) y un valor base de amplificación de 1.14 (para $R_{eq}=1.0$). Se debe observar que gran parte de los muros de largo 2 m poseen niveles altos de amplificación, que no sobrepasa un valor de 2 en la mayoría de los casos. La Figura 5.20 muestra el modelo de regresión para el largo de muro de $L_w=4$ m.

Factor de amplificación dinámica de corte vs Factor de modificación de respuesta equivalente

[Longitud de muro - $L_w=4$ m]

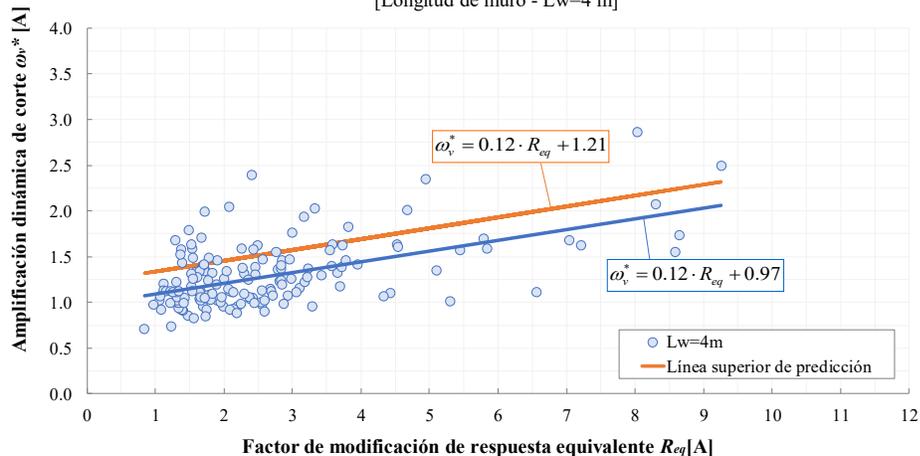


Figura 5.20: Expresión para el factor de amplificación dinámica de corte para muros de largo $L_w=4$ m (81 casos).

La Figura 5.20 muestra el comportamiento del factor de amplificación para muros de largo 4 m, se observan incursiones no lineales moderadas (mayoría de los casos menores a 3). El modelo de regresión muestra una razón de cambio de 0.12 (media) y un valor base de amplificación de 1.09 ($R_{eq}=1.0$). Se debe observar que gran parte de los casos donde los muros presentaron un largo de 4 m poseen niveles moderados de amplificación, que no sobrepasa 1.5 en la mayoría de los casos. La Figura 5.21 muestra el modelo de regresión para los muros de largo 6m.

Factor de amplificación dinámica de corte vs Factor de modificación de respuesta equivalente

[Longitud de muro - $L_w=6$ m]

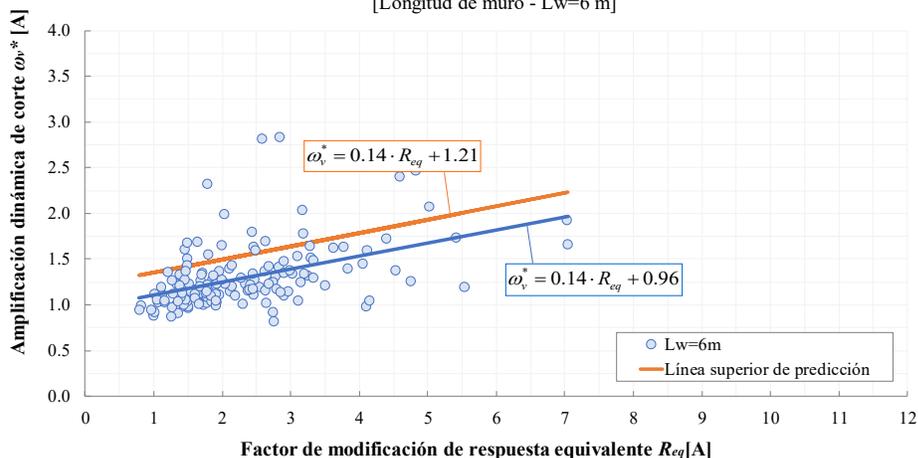


Figura 5.21: Expresión para el factor de amplificación dinámica de corte para los casos de largo $L_w=6$ m (81 casos).

La Figura 5.21 muestra el comportamiento del factor de amplificación para largos de muro de 6 m, se puede observar en casos aislados niveles de amplificación moderados para bajos valores del factor de modificación de respuesta equivalente, lo anterior se debe, a la

alta flexibilidad del sistema, que lo hace altamente vulnerable a los efectos de modos superiores cuando la base se plastifica (los casos de estructuras flexibles que se plastifican en la base representan casos propensos a sufrir altos efectos de amplificación dinámica). El modelo de regresión muestra una razón de cambio de 0.14 (media-alta) y un valor base de amplificación de 1.10 ($R_{eq}=1.0$). Se debe observar que gran parte de los muros de largo 6 m poseen niveles de amplificación moderados, que no sobrepasa 1.5 en la mayoría de los casos. Se muestran en la Figura 5.22 los 3 modelos de regresión dependientes de los largos de muro.

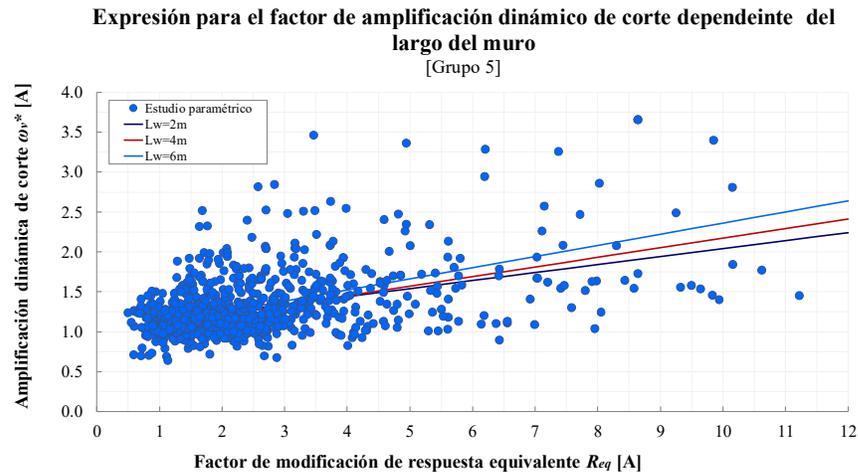


Figura 5.22: Expresiones para el factor de amplificación dinámica de corte dependientes del largo del muro

La Figura 5.12 muestra los modelos de regresión para los 3 casos que involucran las variaciones de largo de muros (2, 4 y 6 m), se puede observar que no existen grandes diferencias para los modelos de regresión, existiendo una variación en la razón de cambio a medida que aumenta el largo es de 0.2 (leve).

Expresión para la amplificación dinámica de corte para el sistema global

Se investiga el comportamiento de la amplificación dinámica de corte para el sistema global, se debe recordar que este caso involucra a todas las variables definidas en el estudio paramétrico. La expresión de amplificación para el sistema global se muestra en el gráfico de la Figura 5.23.

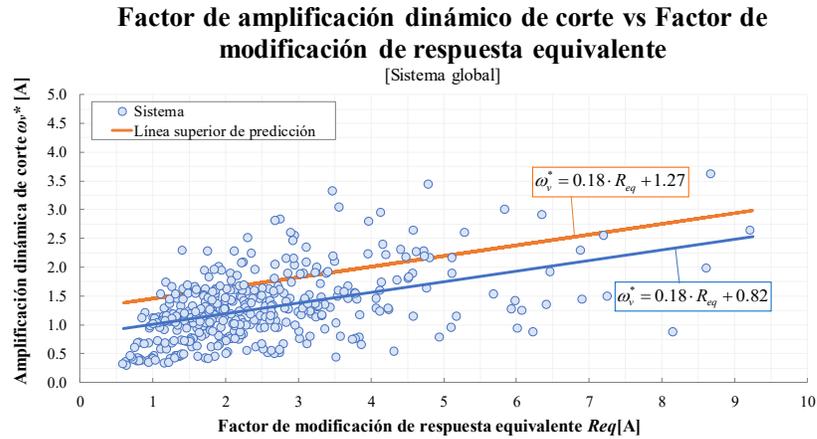


Figura 5.23: Modelo de regresión lineal para la amplificación dinámica de corte del sistema global

La Figura 5.23 muestra para la expresión de amplificación del sistema global una razón de cambio de 0.18 (media-alta) y un valor base de amplificación de 1.0 ($R_{eq}=1.0$) para valores promedio. Se debe observar que existe una gran cantidad de casos con valores de amplificación menores a 1.0 (28% de los casos) explicados por el aumento de resistencia de los muros producto de la carga axial. A su vez, la mayoría de los casos muestra factores de modificación de respuesta equivalente menores a 4 (88% de los casos).

A continuación, se realiza un resumen de las razones de cambio obtenidas de los 16 modelos de regresión construidos a partir de las variables relevantes del estudio paramétrico, estos valores nos permiten visualizar en cuanto varía la amplificación cuando ocurre una variación unitaria de R_{eq} , la Figura 5.24 muestra lo expresado anteriormente.

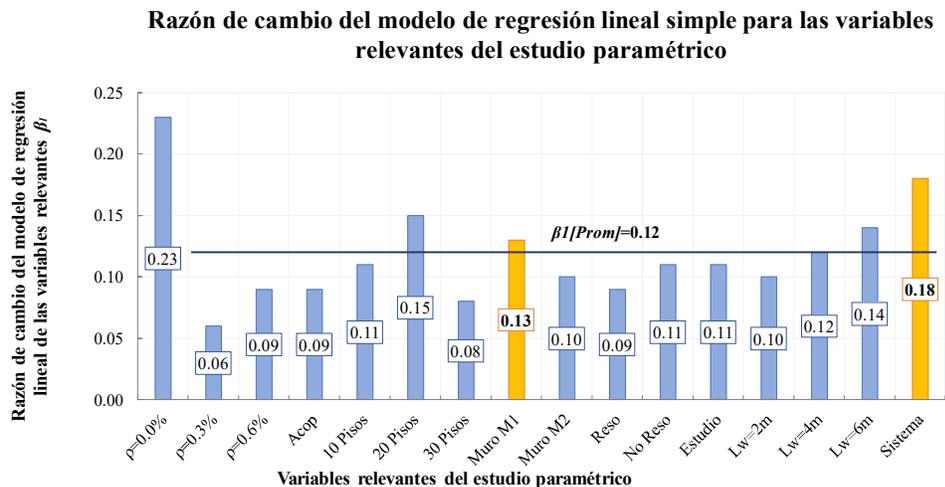


Figura 5.24: Razones de cambio (β_i) para los 16 modelos de regresión lineal

La Figura 5.24 muestra las razones de cambio de los 16 modelos de regresión propuestos, se puede observar que el promedio de razones de cambio es de 0.12, es decir existe en promedio un crecimiento de 0.12 puntos por cada variación unitaria de R_{eq} . La mayor razón de cambio se

presenta para el caso conectado (0.23) y la menor se presenta para los casos con acoplamiento de 0.3% (0.06), visualizar las razones de cambio y su valor promedio, nos permite analizar los mayores valores que se obtendrían para la amplificación dinámica de corte y que modelo representa de mejor manera a todas las variables involucradas. A priori se tendería a elegir el modelo con mayor razón de cambio, sin embargo, en algunos casos los modelos que presentan una mayor razón de cambio no son lo suficientemente representativos, pues, explican variables específicas, como por ejemplo el caso de 20 pisos, que presenta una razón de cambio de 0.15 pero que corresponde a un caso puntual (lo mismo ocurre con el caso de muros conectados).

Otro aspecto interesante, son los valores base de amplificación, es decir, los valores en los que $R_{eq}=1.0$, se denomina “valor base” porque representa el valor de amplificación cuando el sistema permanece lineal, es importante mencionar que siempre ocurrirán cambios de rigidez dentro del sistema dado el agrietamiento del hormigón, es decir, aunque las barras de refuerzo no presenten un estado de fluencia, ocurrirá siempre amplificación dinámica de corte a pequeña escala, los valores base de amplificación para los 16 modelos de regresión se muestran en la Figura 5.25.

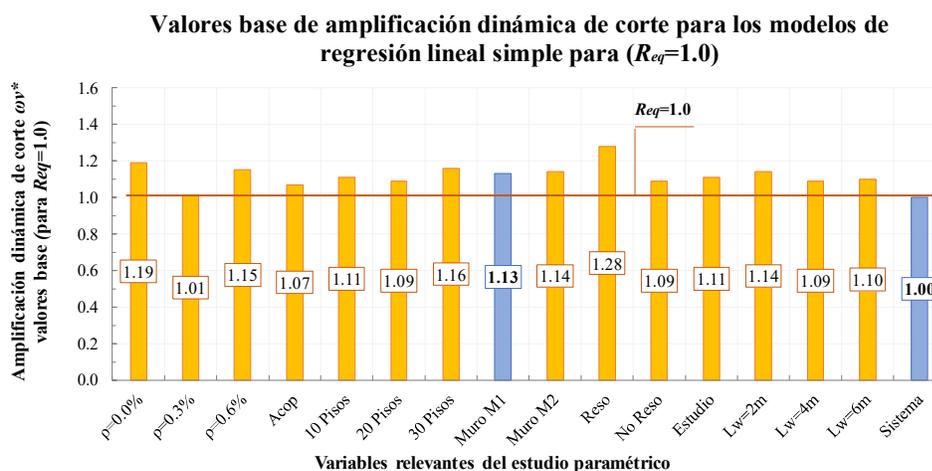


Figura 5.25: Valores base de amplificación para los 16 modelos de regresión lineal.

La Figura 5.25 muestra los valores base de amplificación para los 16 modelos de regresión propuestos, se puede observar que el mayor valor base se presenta para los casos que resonaron con el registro de aceleraciones ($\omega_v^*=1.28$), el menor valor se da para el modelo que representa el sistema global ($\omega_v^*=1.0$). Para el modelo de regresión del muro M1 se tiene un valor base de 1.13, notándose como es de esperar la existencia de amplificación para el valor promedio unitario del factor de modificación de respuesta equivalente.

Dado que se necesita un caso representativo del problema de amplificación y que tenga una razón de cambio importante se puede notar que los casos para el muro M1 y el sistema global son los casos que poseen una mayor representación del factor de amplificación dinámico de corte, por lo que son estos 2 casos los elegidos para establecer una expresión de diseño adecuada para explicar la amplificación dinámica de corte. El modelo que representa al muro de mayor resistencia (M1) explica bastante bien la amplificación dinámica de corte, ya que, involucra a todas las variables presentes en el estudio paramétrico.

Otra particularidad que tiene el modelo de regresión para este elemento es que posee una razón de cambio superior a la mayoría de los modelos propuestos y presenta un valor base que explica bien el agrietamiento del hormigón, por otro lado, el caso general, representa la respuesta global de la estructura, es decir, considera la totalidad de las variables involucradas, sin embargo, para el caso lineal, no representa el agrietamiento del hormigón al presentar para el caso lineal un valor promedio de amplificación igual a 1.0. El gráfico que abarca todos los modelos se muestra en la Figura 5.26.

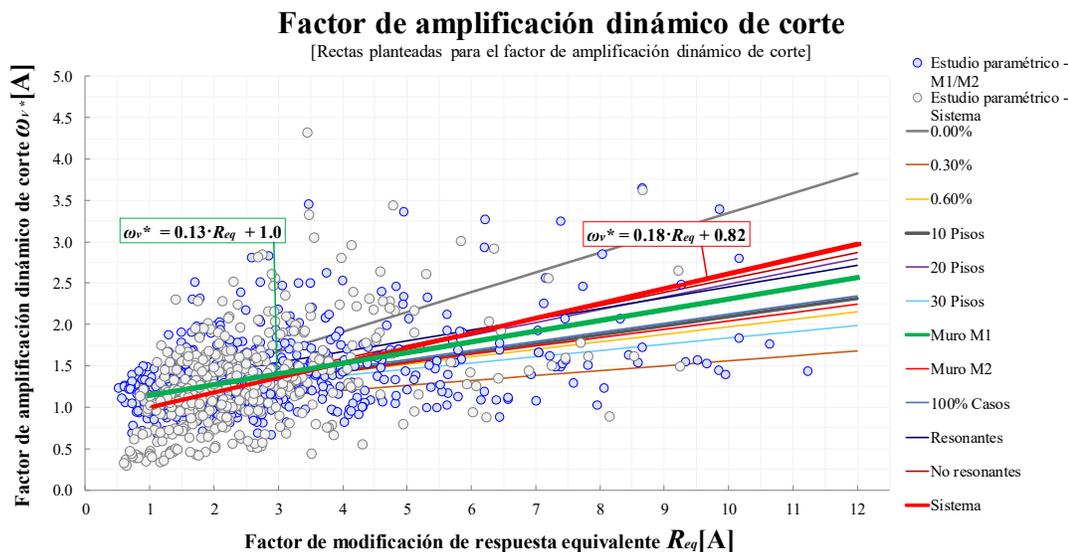


Figura 5.26: Modelos de regresión lineal de acuerdo con distintos criterios de selección de casos analizados.

La Figura 5.26 muestra las 16 expresiones propuestas para el factor de amplificación dinámica de corte, se debe observar que las ecuaciones de amplificación propuesta para el caso de edificios de 20 pisos y para los casos conectados son ecuaciones que envuelven de buena forma a todos los casos planteados, sin embargo, que no son representativas del comportamiento del conjunto de datos al tratarse de casos específicos.

Como se expresa en párrafos anteriores, se debe seleccionar una expresión para el factor de amplificación que sea representativa del problema, en ese sentido muchas de las expresiones propuestas buscan explicar el factor de amplificación, a través de variables como la altura del muro o las cuantías de acoplamiento, sin embargo, no se debe olvidar el nivel de corte que actúa sobre los muros M1 y M2, el cual es muy superior para el caso del muro de mayor resistencia.

Otro aspecto importante es visualizar como se comporta la amplificación dinámica de corte a escala global y como se visualiza este comportamiento global en comparación al comportamiento de los muros en particular (M1 y M2). Si bien se ha afirmado que el muro M1 posee dentro de su comportamiento a la totalidad de las variables involucradas en el estudio, es necesario justificar de manera estadística esta afirmación, para esto, se muestra a continuación la correlación que existe entre el factor de modificación de respuesta equivalente del sistema y el factor de modificación de respuesta equivalente de los muros M1 y M2, la idea de esta comparación es mostrar cuál de los 2 muros posee una respuesta predominante dentro del sistema, la Figura 5.27 muestra lo expresado anteriormente.

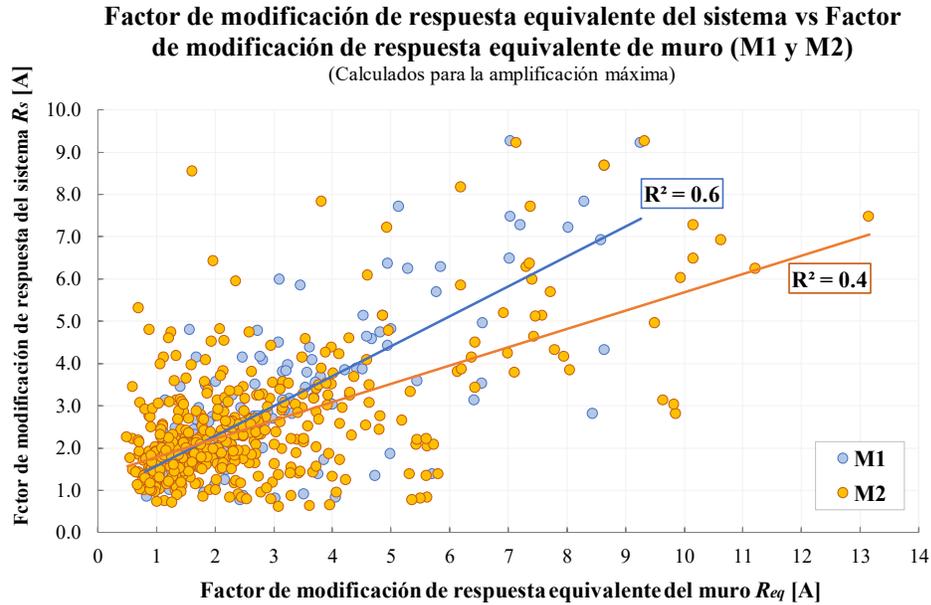


Figura 5.27: Correlación entre el factor de modificación de respuesta equivalente del sistema y el factor de modificación de respuesta equivalente de los muros M1 y M2.

La Figura 5.27 muestra el coeficiente de determinación R^2 para el factor de modificación de respuesta de los muros M1 y M2 y el factor de modificación de respuesta global del sistema, los coeficientes de determinación indican que existe una clara dependencia entre el factor de modificación de respuesta equivalente del muro M1 y el factor de modificación de respuesta del sistema global (R_s), lo que refuerza la idea de establecer una expresión de amplificación en función de los resultados obtenidos para el muro M1.

Se muestra a continuación, las ecuaciones propuestas para el factor de amplificación dinámico de corte, tanto para los valores promedio, como para el modelo predictivo, las expresiones propuestas corresponden a los resultados obtenidos para el muro M1 y para el sistema global. La ecuaciones 5.1 a la 5.4 muestran los modelos de regresión lineal construidos.

Valores promedio:

$$\omega_v^* = 0.13 \cdot R_{eq} + 1.0 \quad \text{- Muro M1} \quad \text{Ec. 5.1}$$

$$\omega_v^* = 0.18 \cdot R_{eq} + 0.82 \quad \text{- Sistema global} \quad \text{Ec. 5.2}$$

Modelo predictivo:

$$\omega_v^* = 0.13 \cdot R_{eq} + 1.27 \quad \text{- Muro M1} \quad \text{Ec. 5.3}$$

$$\omega_v^* = 0.18 \cdot R_{eq} + 1.27 \quad \text{- Sistema global} \quad \text{Ec. 5.4}$$

Las Ec. 5.1 y Ec. 5.2 representan los modelos de regresión lineal para valores medios para el factor de amplificación dinámico de corte de los muros M1 y del sistema global

respectivamente. Las ecuaciones 5.3 y 5.4 muestran las expresiones para el modelo predictivo para la amplificación dinámica de corte del muro M1 y del sistema global. Antes de explicar de qué se tratan ambas ecuaciones, se debe mencionar que para R_{eq} del muro M1 se tienen un valor promedio del estudio de 2.47 (sólo para M1), por otro lado, el valor promedio de R_{eq} para el sistema global es de 2.5 (total de casos).

De la Ec. 5.1 se puede afirmar con un 60% de confianza (80% de los datos) que el verdadero valor promedio de amplificación para un edificio con $R_{eq}=2.47$, se encuentra entre (1.29 y 1.32 – Intervalo de confianza), mientras que el intervalo de predicción para un solo edificio que presente el mismo factor de modificación de respuesta se encontrará entre 1.03 y 1.59. Asimismo, De la Ec. 5.2 se puede afirmar con un 60% de confianza (80% de los datos) que el verdadero valor promedio de amplificación para un edificio con $R_{eq}=2.50$, se encuentra entre (1.27 y 1.31 – Intervalo de confianza), mientras que el intervalo de predicción para un solo edificio que presente el mismo factor de modificación de respuesta se encontrará entre 0.86 y 1.73. Se debe notar que el factor de modificación de respuesta utilizado en la ecuación de amplificación propuesta, corresponde a un R_{eq} (Factor de modificación de respuesta equivalente), denominación que se da a este factor, debido a que, es un factor que no considera las fuentes de sobrerresistencia propia de todos los sistemas estructurales, es decir, no se incluyen los factores de carga y resistencia, consideraciones conservadoras propias de la práctica de diseño y adicionalmente la sobrerresistencia del material.

5.2 COMPARACIÓN DE LA EXPRESIÓN DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE CORTE CON EL ACI318-19

Se realiza una comparación entre la ecuación propuesta en este estudio para los valores promedio Ec. 5.1 y el factor de amplificación propuesto en la edición 2019 del ACI318. Como la ecuación propuesta por el ACI318 está relacionada con el número de pisos que posee el edificio, es necesario establecer algunos supuestos que permitan realizar algún tipo de comparación válida, para esto, es necesario establecer una relación entre la altura del edificio y el periodo de este. Para establecer el periodo de la estructura se utiliza el índice de rigidez obtenido a partir de la base de datos de Guendelman (2010) para edificios de rigidez normal (Figura 2.14), la cual, muestra los índices de rigidez para una base de datos de 2622 edificios chilenos, el eje de las abscisas representa el periodo fundamental de los edificios obtenido para un supuesto de hormigón no fisurado, el eje de las ordenadas representa la altura del edificio. Los índices se mueven dentro de un rango entre 20 a 160 m/s. Se dividen los datos presentados en 3 categorías correspondientes a edificios rígidos, de rigidez normal y flexibles. Para la comparación que se quiere realizar con el ACI318-19 se seleccionan 2 rectas correspondientes a edificios de rigidez normal que representan una gran cantidad de casos, estas rectas poseen pendientes que van desde $H/T=40$ hasta $H/T=70$ (área del triángulo en rojo), lo anterior se muestra en la Figura 5.28.

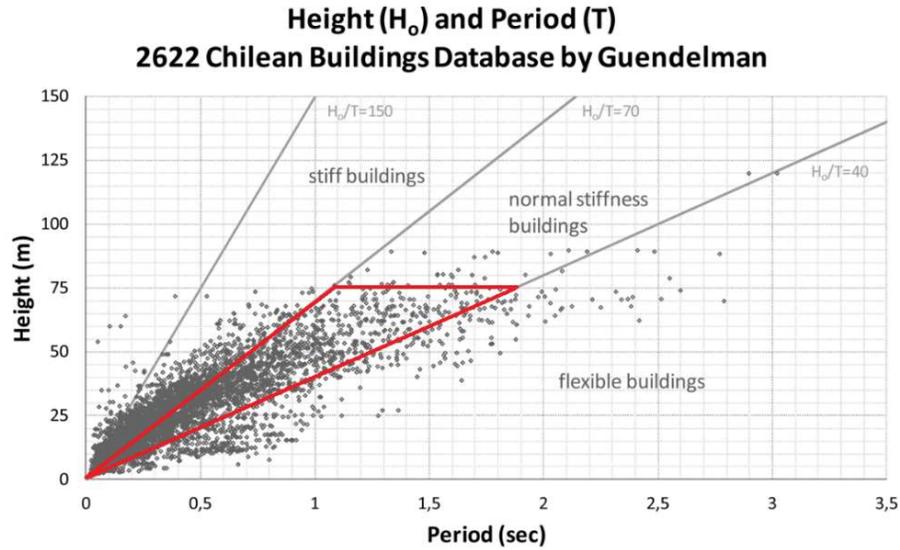


Figura 5.28: Índices de rigidez para edificios con base a estructuración de muros de hormigón armado (Lagos, 2012). En rojo límites para el índice de rigidez utilizados para la comparación del factor de amplificación propuesto por el ACI318-19.

La Figura 5.28 muestra el área que abarcan las rectas propuestas para edificios de rigidez normal $T=H/40$ a $T=H/70$. La altura del edificio se calcula considerando una altura de entrepiso de 2.5 m, para considerar la fisuración del hormigón se multiplica por 1.3, luego T es:

$$T_{\text{sup}} = \frac{H_o}{40} = \frac{2.5 \cdot n_s}{40} = (1.3)_c \cdot 0.0813 \cdot n_s \quad \text{y} \quad T_{\text{inf}} = \frac{H_o}{70} = \frac{2.5 \cdot n_s}{70} = (1.3)_c \cdot 0.0464 \cdot n_s$$

Por otro lado, las Ec. 5.1 es dependientes de R_{eq} . Para que la comparación entre la expresión propuesta en este estudio (valores promedio y predictivos) y el ACI318-19 sea representativa de la realidad chilena, se debe plantear una expresión para R_{eq} que sea consistente con la realidad del diseño sismorresistente chileno. A continuación, se establece la expresión para R_{eq} de manera similar al estudio de Lagos (2012), salvo que se utiliza en este trabajo el factor de sobrerresistencia establecido corresponde a los factores de carga y resistencia $\Omega=1.4/0.9=1.56$. La expresión para el factor de modificación de respuesta equivalente para edificios chilenos se puede plantear de acuerdo con la Ec.5.5.

$$R_{eq} = \frac{V_L}{\Omega \cdot V_D} \quad | \quad V_D = \max\left(\frac{V_L}{R^*}, V_{\min}\right) \quad \text{Ec.5.5}$$

La Ec.5.5 muestra el comportamiento del factor de modificación de respuesta equivalente consistente con la realidad de la práctica de diseño chilena. Esta expresión es dependiente del factor de modificación de respuesta modal R^* y considera la sobrerresistencia entregada básicamente por los factores de carga y resistencia. Se puede observar que la expresión propuesta por Lagos (2012) se obtiene de dividir el corte lineal del AME por el corte de diseño multiplicado por un factor de sobrerresistencia de 1.4. Realizando los reemplazos correspondientes en la Ec.5.5 se tiene:

$$R_{eq} = \frac{V_L}{1.4 \cdot \max\left(\frac{V_L}{R^*}, V_{\min}\right)} = \frac{S_a \cdot I \cdot P}{1.4 \cdot \max\left(\frac{S_a \cdot I \cdot P}{R^*}, \frac{s \cdot I \cdot A_o \cdot P}{6}\right)} = R^{**}$$

$$R^{**} = \frac{V_L}{1.4 \cdot \max\left(\frac{V_L}{R^*}, V_{\min}\right)} = \frac{s \cdot A_o \cdot \left[\frac{1 + 4.5 \cdot \left(\frac{T}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T}{T_o}\right)^3} \right] \cdot I \cdot P}{1.4 \cdot \max\left[\frac{s \cdot A_o \cdot \left[\frac{1 + 4.5 \cdot \left(\frac{T}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T}{T_o}\right)^3} \right] \cdot I \cdot P}{1 + \frac{T}{0.1 \cdot T_o + \frac{T}{11}}}, \frac{s \cdot I \cdot A_o \cdot P}{6} \right]}$$

$$R_{eq} = \frac{\left[\frac{1 + 4.5 \cdot \left(\frac{T}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T}{T_o}\right)^3} \right]}{1.4 \cdot \max\left[\left[\frac{1 + 4.5 \cdot \left(\frac{T}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T}{T_o}\right)^3} \right], \frac{1}{6} \right]} \rightarrow \omega_s^* = 0.13 \cdot \frac{\left[\frac{1 + 4.5 \cdot \left(\frac{T}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T}{T_o}\right)^3} \right]}{1.4 \cdot \max\left[\left[\frac{1 + 4.5 \cdot \left(\frac{T}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T}{T_o}\right)^3} \right], \frac{1}{6} \right]} + 1.0$$

Del desarrollo de la Ec.5.5 se puede observar que el comportamiento de R^{**} depende exclusivamente del período fundamental y de los parámetros del suelo T_o y p . Reemplazando el valor de R_{eq} en la expresión de la Ec.5.1 para suelos tipo C y edificios de rigidez normal se tienen las siguientes curvas de comportamiento del factor de amplificación de corte dependiente del número de pisos, para esta comparación analizaremos sólo los casos de edificios sobre 5 pisos, ya que, corresponden a casos en donde la respuesta comienza a estar gobernada por el comportamiento flexural y no por el corte. La Figura 5.29 muestra la comparación para el factor de amplificación dinámico de corte para suelo tipo C.

Curvas para la amplificación dinámica de corte promedio en edificios de rigidez normal dependiente del número de pisos, suelo tipo C
 Expresión de amplificación para el sistema global (Ec.5.2) vs ACI318-19

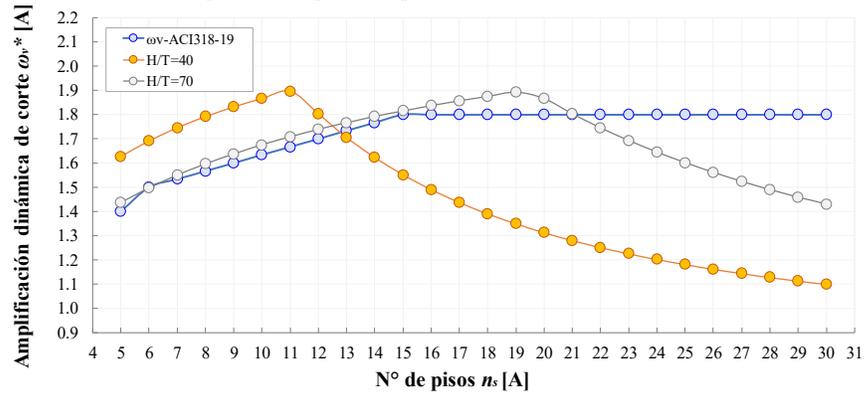


Figura 5.29: Comparación entre la propuesta promedio de amplificación dinámica de corte dependiente del factor de modificación de respuesta efectivo de la Nch433 Of.1996 – Mod2012 y la ecuación del ACI318-19 para edificios de rigidez normal y suelo tipo C.

La Figura 5.29 muestra el comportamiento del factor de amplificación dinámica de corte para estructuras de rigidez normal y suelo tipo C. El factor de modificación de respuesta efectivo (R_{ef}) se calcula de acuerdo con el factor de modificación de respuesta modal (R^*) dividido por una sobrerresistencia de 1.4. Las rectas mostradas corresponden a índices de rigidez de 40 (naranja) y 70 (gris) para suelo tipo C ($v_{s30} \geq 350$ m/s). Se puede apreciar como al utilizar los parámetros de diseño de la Nch433 el factor de amplificación del ACI318-19 subestima la amplificación para edificios menores a 12 pisos de rigidez normal fundados en suelo firme. La Figura 5.30 muestra el comportamiento de la amplificación para suelo tipo D.

Curvas para la amplificación dinámica de corte promedio en edificios de rigidez normal dependiente del número de pisos, suelo tipo D
 Expresión de amplificación para el sistema global (Ec.5.2) vs ACI318-19

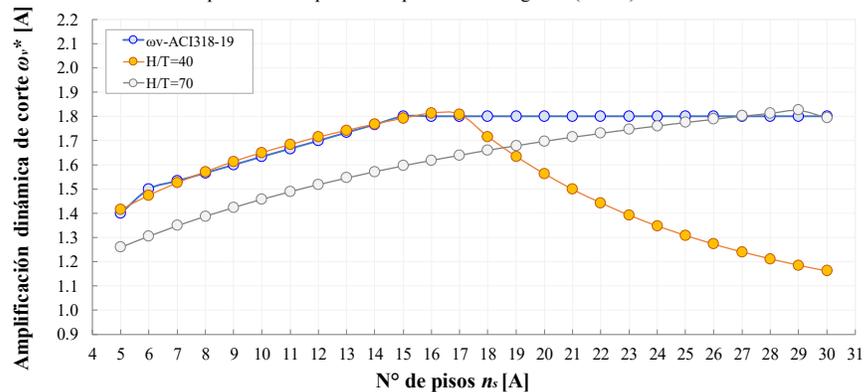


Figura 5.30: Comparación entre la propuesta promedio de amplificación dinámica de corte dependiente del factor de modificación de respuesta efectivo de la Nch433 Of.1996 – Mod2012 y la ecuación del ACI318-19 para edificios de rigidez normal y suelo tipo C.

La Figura 5.30 muestra el comportamiento del factor de amplificación para suelo tipo D ($v_{s30} \geq 180$ m/s). Se puede apreciar como al utilizar los parámetros de diseño de la Nch433 el factor de amplificación del ACI318-19 representa bastante bien la amplificación para edificios de rigidez normal fundados en suelo medianamente denso. Se muestra de manera complementaria el contraste entre el factor de modificación de respuesta efectivo de la norma Nch433Of.1996-Mod2012 ($R_{ef}=R^*/1.4$) y el factor de modificación de respuesta equivalente del sistema del estudio paramétrico, la Figura 5.31 muestra lo expresado anteriormente.

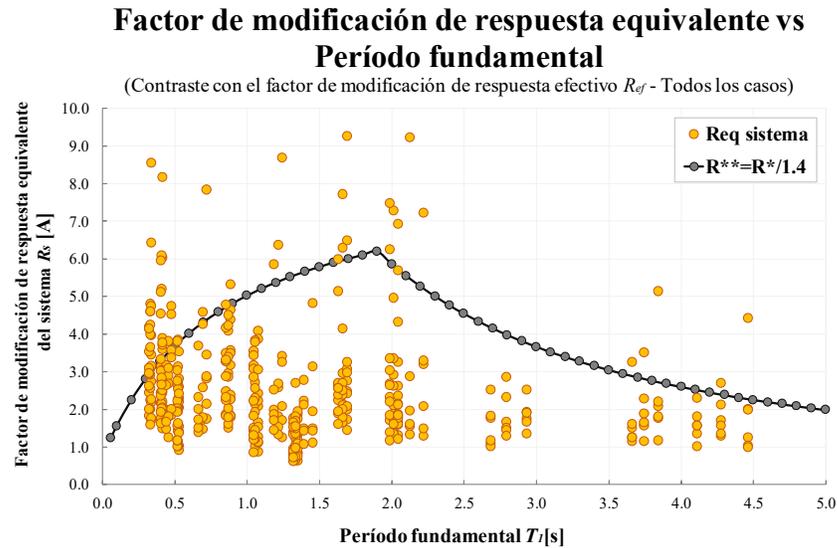


Figura 5.31: Contraste entre el factor de modificación de respuesta equivalente del sistema para el estudio paramétrico y el factor de modificación de respuesta efectivo de la norma chilena Nch433Of.1996-Mod2012.

La Figura 5.31 muestra el comportamiento del factor de modificación de respuesta equivalente del estudio paramétrico contrastado con el factor de modificación de respuesta efectivo ($R_{ef}=R^*/1.4$), se puede observar que el actor de modificación de respuesta modal propuesto por la norma Nch433Of.1996-Mod2012 entrega resultados bastante similares a lo observado en el comportamiento no lineal “real” de edificios en los que se han incluido las propiedades no lineales del sistema, lo anterior significa que la utilización del factor de modificación de respuesta efectivo en la expresión de amplificación propuesta en este estudio (Ec. 5.1 y Ec. 5.2) entrega a priori resultados que no distan de la realidad observada en edificios chilenos.

VI. CAPITULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones de este trabajo se resumen en los siguientes puntos:

Existe una clara correlación entre el factor de amplificación dinámico de corte (ω_v^*) y el factor de modificación de respuesta equivalente (R_{eq}). La dependencia del factor de amplificación dinámico de corte con el comportamiento no lineal de la estructura es un buen parámetro para estimar los efectos de amplificación dinámicos de corte. Si bien existe una tendencia creciente del factor de amplificación dinámico de corte con la plastificación del sistema, es importante notar que la tendencia no representa un fenómeno que ocurre en todos los casos, valores altos de amplificación están directamente relacionados con la plastificación de la base más que con a plastificación de los elementos de acople. Por otro lado, las deformadas que presenta la estructura cuando la base alcanza la plastificación son similares al segundo modo natural de vibración y en ningún caso en este estudio se evidencian deformadas similares al tercer modo natural. Existen casos de muros acoplados en los que la plastificación en altura de las losas genera altos valores de R_{eq} , aun cuando, la base no presenta incursiones no lineales importantes, generando bajos valores de amplificación.

Los factores de amplificación dinámicos de sistemas de muro conectado son mayores a los presentados en sistemas acoplados, los valores promedio de amplificación para muros conectados son de $\omega_{v[\rho=0.0\%]}=1.45$. Para los casos acoplados se tienen promedios de $\omega_v^*_{[\rho=0.3\%]}=1.1$ y $\omega_v^*_{[\rho=0.6\%]}=1.35$. Los valores altos de amplificación en muros conectados se deben a que, para estos casos la caída en la resultante de fuerzas inerciales es más drástica, debido a la baja redundancia estructural de estos sistemas. La concentración de las fuentes de no linealidad en la base para los casos conectados hace que una vez disminuida la rigidez en esta zona comience una marcada influencia de los modos superiores. La baja redundancia estructural de este tipo de estructuras genera valores moderados para el factor de modificación de respuesta equivalente (En promedio $R_{eq[\rho=0.0\%]}=2.07$), estos bajos valores de R_{eq} promedio, son suficientes para entregar altos niveles de amplificación, lo que, refuerza la influencia de la participación de modos superiores en los efectos de amplificación.

En lo que respecta a los casos de edificios acoplados, la cuantía de losas de acople de 0.3% entrega resultados bastante aceptables respecto a los niveles de amplificación esperados para edificios acoplados, la existencia de bajos niveles de acoplamiento hace que la disminución de los niveles de carga axial no sean determinantes y no afecten de manera importante la resistencia flexural de los muros, lo que, consigue que la influencia de los modos superiores sea menos marcada (menor pérdida de rigidez en la base). Por otra parte, para la cuantía de elementos de acople de 0.6% se obtienen niveles de amplificación mayores a los encontrados en acoplamientos de 0.3% (mayor influencia de carga axial), lo anterior, quiere decir, que, a mayor acoplamiento, mayor pérdida de resistencia en la base, debilitando en exceso a uno de los muros acoplados, convirtiendo el comportamiento del sistema en un caso asimilable al de “muro conectado” elevando los efectos de modos superiores y por ende los valores de amplificación.

La existencia de fluctuaciones de carga axial proveniente de las losas de acople reduce la capacidad resistente a momento flector del muro descargado y aumenta la capacidad a momento en el muro comprimido, generando en los casos que poseen altas cuantías para los

elementos de acople una disminución importante de la resistencia a corte y momento del elemento descargado (o que experimenta cargas axiales de tracción). La disminución de resistencia origina una migración de esfuerzos de corte del muro de menor resistencia hacia el muro de mayor resistencia. Si bien el acoplamiento origina una disminución de la resistencia de los muros, a bajos niveles ($\rho_{acop}=0.3\%$) genera un efecto global positivo en el sistema estructural y en especial sobre la amplificación, ya que, origina una estructura resistente y redundante. Este incremento en la cantidad de zonas de plastificación genera que la intensidad y el contenido de frecuencias del sismo deben ser lo suficientemente altas como para lograr plastificar los elementos de acople y luego en la base de los muros, entregando un grado de sobrerresistencia al sistema que evita la temprana plastificación de los muros en la base, generando, por lo tanto, una reducción en el efecto de modos superiores sobre el sistema.

Para los casos con acoplamiento, se debe realizar una distinción especial para el muro M2 (débil) y el nivel de acoplamiento que presenta el sistema, ya que, la disminución en los valores de carga axial que sufre este muro hace que los valores de amplificación que presenta sean altos en algunos casos, sin embargo, el corte no lineal que absorbe dada su pérdida de resistencia es muy bajo, siendo poco importante el efecto de amplificación para este elemento. Lo anterior es significativo, ya que cuando 2 muros de diferente geometría están conectados, el muro fuerte en algún instante de tiempo resistirá gran parte de la sollicitación (dada la pérdida de resistencia del muro débil), siendo un caso crítico el de edificios en donde las losas de acople tienen altas cuantías de refuerzo. Otro aspecto importante para destacar es la correlación entre la no linealidad entre ambos muros, en este aspecto se desprende de los resultados obtenidos la alta dependencia no lineal del muro M2 con la no linealidad del muro M1 cuando la amplificación en M2 es máxima (Figura 4.47), esta dependencia se explica por la alta rigidez del muro M1 con respecto al muro M2. También se observa la alta correlación que existe entre la no linealidad de ambos muros para el caso conectado y la baja correlación que existe entre la no linealidad de ambos muros cuando el muro M1 presenta los máximos niveles de amplificación (Figura 4.48), esta baja correlación se explica por la baja dependencia del muro M2 sobre el comportamiento del muro M1.

Los factores de modificación de respuesta equivalentes calculados a partir de análisis no lineales tiempo historia se comportan de manera similar a lo comúnmente encontrado en el diseño sísmico de edificios en Chile (R^{**} - Lagos, 2012), esto quiere decir, que el estudio paramétrico muestra la buena calibración de los valores del factor de modificación de respuesta modal evidenciados en la práctica de diseño sismorresistente en Chile para gran parte de los casos. Existe una buena correlación entre el factor de modificación de respuesta equivalente del muro M1 con el factor de modificación de respuesta equivalente del sistema ($R^2=0.6$), lo que, sugiere que el comportamiento del muro M1 es determinante dentro del comportamiento global del sistema. Existen casos en que se presenten altos valores de R_{eq} , explicado por los efectos de resonancia con el registro de aceleraciones, a su vez, la existencia de altos valores de R_{eq} en modelos estructurales de alto periodo (entre 1.75 s y 2.25 s) se deben a los registros de doble máximo de amplitud (Concepción centro y Concepción San Pedro). En esta línea, la consideración de sismos con características de doble máximos de frecuencias debiera ser parte del alcance del espectro de diseño de la NCh433Of.1996 para la correcta cuantificación de las fuerzas sísmicas.

La expresión del ACI318-19 que relaciona el factor de amplificación dinámico de corte con el número de pisos en general no representa de buena manera la amplificación dinámica de

corte, ya que, en pocos casos explica de manera confiable la relación entre ambas variables. Los casos más extremos se dan para edificios flexibles y de rigidez normal independiente del tipo de suelo sobre el cual estén fundados, ya que, subestima de manera importante los valores de amplificación. Adicionalmente, la expresión del ACI sobreestima la amplificación para edificios flexibles (H/T entre 25 y 40) independiente del tipo de suelo en el que este fundado. Se debe destacar, que el número de pisos poco puede decir respecto a las características de resistencia y ductilidad de una estructura, los cuales, son determinantes a la hora de establecer un factor de amplificación dinámico de corte. Por otro lado, la cantidad de factores de amplificación dinámicos de corte superiores a 1.5 (valor considerable) es parejo para los modelos de 10(44% de los casos), 20(45%) y 30(45%) pisos.

Se entregan 2 propuestas para el factor de amplificación dinámico de corte, estando ambas expresiones, están referidas a los valores promedio, es decir, que engloban el 50% de los casos analizados. La primera de ellas (Ec.5.1) se extrae de los resultados obtenidos para el muro M1 (muro fuerte) el cual, presentó en todos los casos los mayores niveles de carga axial, corte y momento flector. La segunda expresión (Ec.5.2) se extrae de los resultados obtenidos para el sistema en su comportamiento global e involucra el comportamiento de ambos muros (muro fuerte y muro débil). Respecto a las ecuaciones Ec.5.3 y 5.4 corresponden a expresiones que engloban al 80% de los casos y son parte de un modelo predictivo. La utilización de las expresiones promedio o de predicción en la práctica, dependerá del grado de seguridad que se quiera obtener en el diseño y los objetivos de desempeño que se quieran alcanzar.

El uso de una expresión de amplificación se debe emplear de manera cuidadosa, siendo necesario contar con respaldo técnico respecto a la realidad sísmica del país en donde se está utilizando este factor, se debe recordar que las características del sismo es un factor importante en la determinación de los factores de amplificación, ya que, son las características del sismo en la zona las que condicionan el comportamiento del factor de modificación de respuesta (parámetro determinante en la amplificación dinámica de corte), es por esto, que es conveniente al momento de cuantificar los efectos de amplificación de corte realizar algún estudio paramétrico de tal manera de adaptar el factor de amplificación a la realidad y sismicidad local.

VII. CAPITULO 7: BIBLIOGRAFÍA

- American Concrete Institute. United States of America. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-08) and Commentary. Farmington Hills, Michigan, U.S.A: ACI, 2008. I, 503p.
- American Society of Civil Engineers. United States of America. (ASCE/SEI7-16) Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Reston, Virginia, U.S.A: ASCE, 2016. I, 811p.
- American Society of Civil Engineers. United States of America. (ASCE/SEI41-13) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia, U.S.A: ASCE, 2013. I, 518p.
- Blakeley, R., Cooney, R., & Megget, L. M. (1975). Seismic Shear Loading at Flexural Capacity in Cantilever Wall Structures. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 8(December), 278–290. Retrieved from <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/Text/201005272>
- Building Seismic Safety Council. (2009). NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, FEMA P-1050. Fema P-750, II, 388.
- Chopra, A. K. (1995). DYNAMICS OF STRUCTURES—Theory and Applications to Earthquake Engineering. *Dynamics of Structures* (3rd ed., p. 681). New Jersey: Prentice Hall.
- Computers & Structures, INC (2017). CSI Analysis Reference Manual for SAP2000®, ETABS®, SAFE® and CSiBridge®. Walnut Creek, California, U.S.A, 546p.
- Derecho, A. T., Iqbal, M., Fintel, M., and Corley, W. G., Loading History for Use in Quasi-static Simulated Loading Test, Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces, ACI Special Publication SP-63, 329–344, 1980.
- Eberhard, M. O., & Sozen, M. A. (2006). Behavior-Based Method to Determine Design Shear in Earthquake-Resistant Walls. *Journal of Structural Engineering*, 119(2), 619–640. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1993\)119:2\(619\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1993)119:2(619))
- Eibl J, Keinzel E (1988) Seismic shear forces in RC cantilever shear walls, vol VI. 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto.
- Estay, C. (2008). Características de muros de hormigón armado diseñados en Chile. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.
- Galal, K.; El-Sokkary, H. (2008). Advancement in Modeling of RC Shear Walls: 14th World Conference on Earthquake Engineering. October 12-17, Beijing. China.

- Guendelman, T.; Guendelman, M. & Lindenberg, J. (1997). *Perfil Bio-Sísmico de edificios*. VII Jornadas de Sismología e Ingeniería Antisísmica y Primer Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica, La Serena, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización, Chile. NCh2369 Of.2003 Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales. Santiago, Chile: INN, 2003. I, 120p.
- Instituto Nacional de Normalización, Chile. NCh433 Of.1996 Modificada en 2012 - Diseño sísmico de edificios. Santiago, Chile: INN, 2012. III, 65p.
- Jiménez, F. (2016). Estudio experimental de la amplificación dinámica del corte en muros de hormigón armado con discontinuidades. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.
- Jiménez, F.J. & Massone, L.M (2018). Experimental seismic shear force amplification in scaled RC cantilever shear walls with base irregularities. *Bulletin of earthquake engineering*, 16(10), 4735-4760. Recuperado de <https://doi.org/10.1007/s1051>.
- Jorquera, R.A. (2014). Catálogo de terremotos subductivos chilenos para la generación de curvas de fragilidad. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.
- Lagos, R.; Kupfer, M.; Lindenberg, J.; Bonelli, P.; Saragoni, R.; Guendelman, T.; Massone, L.; Boroscheck, R.; Yañez, F. (2012). Seismic Performance of High-rise Concrete Buildings in Chile. *International Journal of High-Rise Buildings*, 1(3), 181-194.
- Massone, L., Díaz, S., Manriquez, I., Rojas, F., & Herrera, R. (2017). Experimental Cyclic Response of RC Walls With Setback Discontinuities: 16th World Conference on Earthquake Engineering. Santiago. Chile.
- Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. New York: Editorial McGraw-Hill Education.
- Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2006). Flexural modeling of reinforced concrete walls - Experimental verification. *ACI Structural Journal*, 103(2), 196–206.
- Rathje, E. M., Abrahamson, N. A., & Bray, J. B. (1998). Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(2), 150–159. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:2\(150\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:2(150))
- Rutenberg, A., & Nsieri, E. (2006, February). The seismic shear demand in ductile cantilever wall systems and the EC8 provisions. *Bulletin of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s10518-005-5407-9>.

Saatcioglu, M., & Razvi, S. (1999). Confinement Model for High-Strength Concrete. *Journal of Structural engineering*, 125(3), 281-289. Recuperado de [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1999\)125:3\(281\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:3(281)).