



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE VIVENDAS SOCIALES EN ALBAÑILERÍA CONFINADA.

JOSÉ ANDRÉS CISTERNA TOLEDO

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:

HERNÁN SANTA MARÍA OYANEDEL

Santiago de Chile, Octubre 2015

(A mi futura esposa y familia)

AGRADECIMIENTOS

A mi compañera de aventuras y futura esposa Alejandra, la cual con su ayuda y comprensión hizo más llevadero este laborioso capítulo de mi vida.

A mi familia, por inculcarme el valor de la educación y la perseverancia.

A mis compañeros del Magister, por el buen compartir y apoyo.

A los profesores del programa, por los conocimientos entregados y la siempre buena disposición.

Además, se agradece el aporte de CONICYT a través del proyecto FONDAP #15110017.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	vi
INDICE DE FIGURAS	ix
RESUMEN.....	xvi
ABSTRACT.....	xvii
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 Motivación	1
1.2 Objetivos.....	1
2. METODOLOGÍA DE TRABAJO.....	3
3. CARACTERIZACIÓN DE LOS ARQUETIPOS DE ESTUDIO	19
3.1 Requerimientos de Diseño	19
3.2 Configuración típica del sistema.....	23
3.3 Definición de arquetipos.....	24
4. DESARROLLO DE MODELOS CONSTITUTIVOS.....	27
4.1 Envolvente trilineal.....	29
4.2 Modelos histeréticos	39
5. MODELACIÓN.....	44
5.1 Modelos de análisis.....	49
5.2 Análisis estático no lineal (Pushover).....	51
5.3 Análisis dinámico incremental no lineal.....	57
5.3.1 Registros Sísmicos	58
5.3.2 Curvas IDA	62
5.3.3 Curvas de Fragilidad	67
6. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DEL SISTEMA.....	71

6.1 Determinación del coeficiente de colapso (CMR).....	71
6.2 Determinación de la incertidumbre del sistema.....	74
6.3 Evaluación del sistema.....	75
6.4 Evaluación comparativa considerando NCh433.....	77
7. CONCLUSIONES	79
BIBLIOGRAFÍA.....	84
ANEXO A: ENVOLVENTE TRILINEAL PARA CADA MURO	87
ANEXO B: CURVAS OBTENIDAS DEL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL (1º NIVEL).....	102
ANEXO C: CÁLCULO DE LA PROBABILIDAD DE FALLA	128

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 2.1: Cuantificación de la incertidumbre asociada a los requerimientos de diseño (Traducción de la Tabla 3-1 FEMA P695.).....	6
Tabla 2.2: Cuantificación de la incertidumbre asociada a los ensayos experimentales. (Traducción de la Tabla 3-2 FEMA P695.).....	7
Tabla 2.3: Variables de diseño y propiedades físicas relacionadas. (Traducción de la Tabla 4-1 FEMA P695.).....	9
Tabla 2.4: Comportamiento sísmico y consideraciones de diseño (Traducción de la Tabla 4-2 FEMA P695.)	10
Tabla 2.5: Matriz de grupos de desempeño. (Traducción de la Tabla 4-3 FEMA P695)	11
Tabla 2.6: Cuantificación de la incertidumbre asociada al desarrollo de modelos de análisis. (Traducción de la Tabla 5-3 FEMA P695.).....	12
Tabla 3.1: Definición de los Arquetipo Índice.....	26
Tabla 4.1. Parámetros que definen la envolvente trilineal.....	35
Tabla 4.2. Puntos característicos de las envolventes obtenidas.....	37
Tabla 4.3. Comparación entre valores de resistencia obtenidos de manera experimental y calculada [10].....	38
Tabla 4.4. Deformación y tensión de corte en cada ciclo de carga y descarga obtenidos del modelo histerético.....	42
Tabla 5.1: Solicitación axial en muros.....	46
Tabla 5.2: Puntos característicos de la envolvente trilineal para cada muro.....	48
Tabla 5.3: Valores de masa asociado a cada diafragma rígido (N-mm/s ²).....	50
Tabla 5.4: Matriz de masa de la estructura (N-mm/s ²).....	51
Tabla 5.5.: Vector modal y patrón de carga lateral para análisis pushover.....	52

Tabla 5.6: Valor de sobrerresistencia en dirección de análisis X.....	54
Tabla 5.7: Parámetros para determina factor C_p - Pushover dirección X.....	54
Tabla 5.8: Valor de sobrerresistencia en dirección de análisis Y.....	56
Tabla 5.9: Parámetros para determina factor C_p - Pushover dirección Y.....	56
Tabla 5.10: Registros de Campo Lejano (Tabla A-4A FEMA P695).....	59
Tabla 5.11 Resumen de parámetros para registros de campo lejano (Tabla A-4C FEMA P695).....	60
Tabla 5.12 Factor de normalización para registros de campo lejano (Tabla A-4D FEMA P695).....	61
Tabla 5.13 $PGA_{m\acute{a}x}$ para cada registro justo antes de producirse la inestabilidad dinámica.....	68
Tabla 5.14 Probabilidad de falla para cada intensidad de PGA.....	69
Tabla 6.1: Determinación de la intensidad máxima del sismo considerado (Tabla 6-1 FEMA P695).....	71
Tabla 6.2: Factor de forma espectral SSF (Tabla 7-1b FEMA P695).....	73
Tabla 6.3: Valores aceptables en la evaluación de la probabilidad de colapso (Tabla 7-3 FEMA P695).....	76
Tabla 6.4a: Comparativa de evaluación mediante NCh433, análisis dirección X.....	77
Tabla 6.4b: Comparativa de evaluación mediante NCh433, análisis dirección Y.....	78
Tabla A.1: Cálculo modelo constitutivo MURO A1 1° NIVEL.....	87
Tabla A.2: Cálculo modelo constitutivo MURO A1 2° NIVEL.....	88
Tabla A.3: Cálculo modelo constitutivo MURO A1 3° NIVEL.....	89
Tabla A.4: Cálculo modelo constitutivo MURO A2 1° NIVEL.....	90
Tabla A.5: Cálculo modelo constitutivo MURO A2 2° NIVEL.....	91
Tabla A.6: Cálculo modelo constitutivo MURO A2 3° NIVEL.....	92

Tabla A.7: Cálculo modelo constitutivo MURO B 1° NIVEL.....	93
Tabla A.8: Cálculo modelo constitutivo MURO B 2° NIVEL.....	94
Tabla A.9: Calculo modelo constitutivo MURO B 3° NIVEL.....	95
Tabla A.10: Cálculo modelo constitutivo MURO 1 Y 3 1° NIVEL.....	96
Tabla A.11: Cálculo modelo constitutivo MURO 1 Y 3 2° NIVEL.....	97
Tabla A.12 : Cálculo modelo constitutivo MURO 1 Y 3 3° NIVEL.....	98
Tabla A.13: Cálculo modelo constitutivo MURO 2 1° NIVEL.....	99
Tabla A.14: Cálculo modelo constitutivo MURO 2 2° NIVEL.....	100
Tabla A.15: Cálculo modelo constitutivo MURO 2 3° NIVEL.....	101
Tabla C.1: Cálculo de probabilidad de falla para sismo en dirección X.....	128
Tabla C.2: Cálculo de probabilidad de falla para sismo en dirección Y.....	129

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1: Curva idealizada de análisis estático no lineal (pushover) (Obtenida de Figura 6-5 FEMA P695).....	15
Figura 2.2: Curva esquemática IDA. [3].....	16
Figura 2.3: Curva de fragilidad esquemática.....	17
Figura 2.4: Determinación del margen de colapso CMR.....	18
Figura 3.1: Planta típica de distribución de muros.....	24
Figura 4.1: Falla de corte por deslizamiento [12].....	27
Figura 4.2: Falla de corte sin y con armadura horizontal en el paño [12].....	28
Figura 4.3: Falla por agrietamiento de tracción diagonal [12].....	29
Figura 4.4: Envolvente trilineal idealizada obtenida de ensayos experimentales histeréticos [10].....	30
Figura 4.5: Condiciones de borde para muros de albañilería [9].....	32
Figura 4.6: Dimensiones y propiedades de los muro ensayados [10].....	36
Figura 4.7: Patrón de desplazamientos impuestos a los muros [10].....	36
Figura 4.8: Falla típica por corte de los muros ensayados [10].....	37
Figura 4.9: Comparación entre envolventes experimentales y calculadas.....	38
Figura 4.10: Definición de elementos link multilineal plásticos [13].....	39
Figura 4.11: Prototipos de edificios de albañilería confinada en Chile [11].....	40
Figura 4.12 Propiedades del espécimen A de los ensayos experimentales [11].....	41
Figura 4.13 Resultado experimental y resultado mediante el modelo constitutivo.....	42
Figura 5.1: Planta de estructura arquetipo en estudio.....	44

Figura 5.2: Modelo 3D para estimación de carga axial en muros.....	45
Figura 5.3: Envolvente trilineal idealizada.....	48
Figura 5.4: Modelado de arquetipo mediante elementos link. Para análisis de sismo en dirección X (izquierda) y para sismo en dirección Y (derecha).....	50
Figura 5.5: Definición de caso de carga Pushover en programa SAP 2000.....	52
Figura 5.6: Curvas de capacidad dirección X (izquierda) y dirección Y (derecha).....	53
Figura 5.7: Carga de registros sísmicos al programa SAP 2000.....	62
Figura 5.8: Definición de caso de carga tiempo historia no lineal en SAP 2000.....	63
Figura 5.9: Definición de amortiguamiento en SAP 2000.....	64
Figura 5.10: Definición de drift de entrepiso en SAP 2000.....	65
Figura 5.11: Curvas IDA típicamente obtenidas.....	66
Figura 5.12a: Curva de fragilidad en dirección X.....	70
Figura 5.12b: Curva de fragilidad en dirección Y.....	70
Figura 6.1: Espectros de aceleración para el sismo máximo considerado (Figura 6-2 FEMA P695).....	72
Figura A.1: Envolvente trilineal MURO A1 1°NIVEL.....	87
Figura A.2: Envolvente trilineal MURO A1 2°NIVEL.....	88
Figura A.3: Envolvente trilineal MURO A1 3°NIVEL.....	89
Figura A.4: Envolvente trilineal MURO A2 1°NIVEL.....	90
Figura A.5: Envolvente trilineal MURO A2 2°NIVEL.....	91
Figura A.6: Envolvente trilineal MURO A2 3°NIVEL.....	92
Figura A.7: Envolvente trilineal MURO B 1°NIVEL.....	93
Figura A.8: Envolvente trilineal MURO B 2°NIVEL.....	94
Figura A.9: Envolvente trilineal MURO B 3°NIVEL.....	95

Figura A.10: Envolverte trilineal MURO 1 Y 3 1°NIVEL.....	96
Figura A.11: Envolverte trilineal MURO 1 Y 3 2°NIVEL.....	97
Figura A.12: Envolverte trilineal MURO 1 Y 3 3°NIVEL.....	98
Figura A.13: Envolverte trilineal MURO 2 1°NIVEL.....	99
Figura A.14: Envolverte trilineal MURO 2 2°NIVEL.....	100
Figura A.15: Envolverte trilineal MURO 2 3°NIVEL.....	101
Figura B.1: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Northridge. Estación Beverly Hills - Mullhol. Componente 1.....	102
Figura B.2: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Northridge. Estación Canyon Country-WLC. Componente 1.....	102
Figura B.3: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Duzce, Turkey. Estación Bolu. Componente 1.....	103
Figura B.4: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Imperial Valley. Estación Delta. Componente 1.....	103
Figura B.5: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Imperial Valley. Estación El Centro Array #11. Componente 1.....	103
Figura B.6: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Kobe, Japón. Estación Nishi-Akashi. Componente 1.....	104
Figura B.7: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Kobe, Japón. Estación Shin-Osaka. Componente 1.....	104
Figura B.8: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Kocaeli, Turquía. Estación Arcelik. Componente 1.....	104
Figura B.9: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Landers. Estación Yermo Fire Station. Componente 1.....	105
Figura B.10: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Loma Prieta. Estación Capitola. Componente 1.....	105
Figura B.11: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Loma Prieta. Estación Gillroy Array #3. Componente 1.....	105

Figura B.12: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Superstition Hills. Estación Poe Road. Componente 1.....	106
Figura B.13: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Cape Mendocino. Estación Rio Dell Overpass. Componente 1.....	106
Figura B.14: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo San Fernando. Estación LA - Hollywood Stor. Componente 1.....	106
Figura B.15: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Friuli, Italia. Estación Tolmezzo. Componente 1.....	107
Figura B.16: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Northridge. Estación Beverly Hills - Mullhol. Componente 2.....	108
Figura B.17: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Northridge. Estación Canyon Country-WLC. Componente	108
Figura B.18: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Duzce, Turkey. Estación Bolu. Componente 2.....	108
Figura B.19: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Imperial Valley. Estación Delta. Componente 2.....	109
Figura B.20: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Imperial Valley. Estación El Centro Array #11. Componente 2.....	109
Figura B.21: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Kobe, Japón. Estación Nishi-Akashi. Componente 2.....	109
Figura B.22: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Kobe, Japón. Estación Shin-Osaka. Componente 2.....	110
Figura B.23: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Kocaelly, Turquía. Estación Duzce. Componente 2.....	110
Figura B.24: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Kocaelly, Turquía. Estación Arcelik. Componente 2.....	110
Figura B.25: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Landers. Estación Yermo Fire Station. Componente 2.....	111
Figura B.26: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Landers. Estación Coolwater. Componente 2.....	111

Figura B.27: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Loma Prieta. Estación Capitola. Componente 2.....	111
Figura B.28: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Loma Prieta. Estación Gilroy Array #3. Componente 2.....	112
Figura B.29: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Superstition Hills. Estación El Centro Imp.Co. Componente 2.....	112
Figura B.30: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Superstition Hills. Estación Poe Road. Componente 2.....	112
Figura B.31: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Cape Mendocino. Estación Rio Dell Overpass. Componente 2.....	113
Figura B.32: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Chi-Chi, Taiwan. Estación CHY101. Componente 2.....	113
Figura B.33: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo San Fernando. Estación LA-Hollywood Stor. Componente 2.....	113
Figura B.34: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Friuly, Italia. Estación Tolmezzo. Componente 2.....	114
Figura B.35: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Northridge. Estación Beverly Hills - Mullhol. Componente 1.....	115
Figura B.36: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Northridge. Estación Canyon Country - WLC. Componente 1.....	115
Figura B.37: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Duzce, Turkey. Estación Bolu. Componente 1.....	115
Figura B.38: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Imperial Valley. Estación Delta. Componente 1.....	116
Figura B.39: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Imperial Valley. Estación El Centro Array #11. Componente 1.....	116
Figura B.40: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Kobe, Japón. Estación Nishi-Akashi. Componente 1.....	116
Figura B.41: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Kobe, Japón. Estación Shin-Osaka. Componente 1.....	117

Figura B.42: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Kocaeli, Turquía. Estación Acelik. Componente 1.....	117
Figura B.43: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Landers. Estación Yermo Fire Station. Componente 1.....	117
Figura B.44: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Landers. Estación Coolwater. Componente 1.....	118
Figura B.45: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Loma Prieta. Estación Capitola. Componente 1.....	118
Figura B.46: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Loma Prieta. Estación Gilroy Array #3. Componente 1.....	118
Figura B.47: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Superstition Hills. Estación Poe Road. Componente 1.....	119
Figura B.48: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Cape Mendocino. Estación Rio Dell Overpass. Componente 1.....	119
Figura B.49: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo San Fernando. Estación LA - Hollywood Stor. Componente 1.....	119
Figura B.50: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Friuly, Italia. Estación Tolmezzo. Componente 1.....	120
Figura B.51: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Northridge. Estación Beverly Hills - Mullhol. Componente 2.....	121
Figura B.52: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Northridge. Estación Canyon Country - WLC. Componente 2.....	121
Figura B.53: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Duzce, Turkey. Estación Bolu. Componente 2.....	121
Figura B.54: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Imperial Valley. Estación Delta. Componente 2.....	122
Figura B.55: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Imperial Valley. Estación El Centro Array #11. Componente 2.....	122
Figura B.56: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Kobe, Japón. Estación Nishi-Akashi. Componente 2.....	122

Figura B.57: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Kobe, Japón. Estación Shin-Osaka. Componente 2.....	123
Figura B.58: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Kocaeli, Turquía. Estación Duzce. Componente 2.....	123
Figura B.59: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Kocaeli, Turquía. Estación Acelik. Componente 2.....	123
Figura B.60: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Landers. Estación Yermo Fire Station. Componente 2.....	124
Figura B.61: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Landers. Estación Coolwater. Componente 2.....	124
Figura B.62: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Loma Prieta. Estación Capitola. Componente 2.....	124
Figura B.63: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Loma Prieta. Estación Gilroy Array #3. Componente 2.....	125
Figura B.64: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Superstition Hills. Estación El Centro Imp. Co. Componente 2.....	125
Figura B.65: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Superstition Hills. Estación Poe Road. Componente 2.....	125
Figura B.66: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Cape Mendocino. Estación Rio Dell Overpass. Componente 2.....	126
Figura B.67: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Chi-Chi, Taiwan. Estación CHY101. Componente 2.....	126
Figura B.68: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo San Fernando. Estación LA-Hollywood Stor. Componente 2.....	126
Figura B.69: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Friuly, Italia. Estación Tolmezzo. Componente 2.....	127

RESUMEN

En la presente investigación se implementa la metodología FEMA P695 para la evaluación del desempeño sísmico de edificios de viviendas sociales chilenas, estructuradas en base a muros de albañilería confinada.

Se caracterizan este tipo de viviendas determinando su estructuración y configuración típica, con el fin de definir arquetipos de estudio, implementando la metodología para un arquetipo en particular.

Basados en resultados experimentales y estudios presentes en la literatura, se desarrolla un modelo constitutivo que representa el comportamiento de muros de albañilería confinada frente a la acción de una carga lateral. Con esta información, se generan modelos computacionales en el programa SAP2000 los cuales se someten a análisis estáticos no lineales generando curvas pushover, mediante las cuales se determina la ductilidad y sobrerresistencia de la estructura. Luego, se ejecutan análisis dinámicos incrementales para generar curvas de fragilidad del sistema, y así determinar la probabilidad de colapso.

Los resultados obtenidos indican que la normativa vigente busca acertadamente brindar sobrerresistencia y ductilidad a este tipo de estructuras. En cuanto a la probabilidad de colapso, ésta es consistente con los códigos de diseño, ya que para zonas sísmicas y suelos en los cuales se verifica el diseño a corte de los muros, la probabilidad de colapso es menor a la aceptada como válida en la metodología, mientras que para zonas sísmicas y suelos en los cuales no se verifica el diseño al corte de los muros, la probabilidad de colapso es mayor a la aceptable.

ABSTRACT

In the present investigation is implemented the methodology FEMA P695 for the evaluation of seismic performance of Chilean social housing, which are structured with confined masonry walls.

For this, social homes are characterized to determine their structure and typical configuration, in order to define archetypes of study and then the methodology is implemented for a singular archetype.

Based in experimental results and present studies in the literature, a constitutive model is developed to represent the behavior of a confined masonry wall against the action of a lateral load. With this information, computer models are generated in the SAP 2000 software. These models are subjected to non-linear static analysis. The ductility and overstrength is determined based in the curves of the results. Then, incremental dynamic analyzes are performed to generate the fragility curve system by determining the probability of collapse.

The results indicate that current normative rightly seeks to provide overstrength and ductility for these structures. As regard to the probability of collapse this is consistent with the design code, for seismic zones and soils in which the shear design is checked for the walls, the probability of collapse is less than the accepted as valid in the methodology, while for seismic zones and soils in which the shear design is not checked for the walls, the probability of collapse is greater than the acceptable.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

El terremoto del 27 de febrero de 2010 en la zona central y sur del país dejó daños importantes en diferentes tipos de estructuras, dejando en evidencia fallas en el diseño y construcción de algunas de éstas, daños y fallas de las cuales se deben obtener enseñanzas con la finalidad de mejorar nuestras normas de análisis y diseño. En específico, para las viviendas sociales ubicadas cerca del epicentro, en las que predomina el uso del ladrillo, se evidenciaron estructuras con daños severos, incluso uno de estos edificios llegó al colapso [5], dejando miles de viviendas dañadas y miles de personas damnificadas. Es por esto que en el presente estudio se aplicará un método para evaluar el desempeño sísmico de este tipo de viviendas, evaluando las probabilidades de colapso de éstas.

1.2 Objetivos

El objetivo general del presente trabajo es evaluar el desempeño sísmico de edificios habitacionales estructurados en base a muros de albañilería confinada utilizando la metodología FEMA P695 [1].

Se implementa la metodología antes indicada a un tipo de edificio con geometría y características específicas.

Como objetivos específicos se tiene.

- Determinación de parámetros de desempeño sísmico para determinar la sobrerresistencia y ductilidad del sistema estructural.
- Generación de curvas de fragilidad: Probabilidad de colapso vs Aceleración máxima del terreno.

- Determinación de la incertidumbre total del sistema, evaluando la información utilizada para realizar el análisis, es decir, evaluar los requerimientos de diseño, datos experimentales, modelación y registros utilizados.
- Determinación del margen de colapso y su comparación con valores aceptables presentes en la metodología

2. METODOLOGÍA DE TRABAJO

Para la evaluación del desempeño sísmico de las estructuras en estudio se utilizará la metodología FEMA P695 [1] desarrollada por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de Estados Unidos, FEMA por sus siglas en inglés. La metodología consiste en un método racional para determinar factores de desempeño sísmico de un determinado conjunto de estructuras con características similares entre sí. Estos factores pretenden establecer parámetros de diseño sísmico de edificios a partir de información cuantitativa sobre el comportamiento que dicho grupo de estructuras podría tener durante un evento sísmico. Estos parámetros a determinar corresponden al factor R = factor de reducción de la sollicitación sísmica, Ω_o = factor de sobrerresistencia del sistema estructural y C_d = factor de amplificación de desplazamientos.

El primer objetivo de la metodología es determinar los parámetros R , Ω_o y C_d para nuevos sistemas estructurales, de manera de proveer un adecuado nivel de seguridad en el diseño de estas estructuras. Como segundo objetivo se plantea determinar la probabilidad de colapso ante sollicitaciones sísmicas de una magnitud equivalente a la del sismo máximo considerado. Las etapas que comprende esta metodología se indican a continuación.

- Desarrollar el concepto del sistema estructural.
- Obtención de información necesaria para establecer requerimientos de diseño del nuevo sistema estructural.
- Caracterizar el comportamiento de los elementos del sistema. Definir arquetipos.
- Desarrollo de modelos analíticos para los arquetipos antes definidos.
- Análisis de los modelos. Utilizar análisis estático lineal y dinámico no lineal.

- Evaluar el desempeño de los modelos.
- Decidir sobre la aceptabilidad del sistema adoptado.

Cada uno de estos pasos estará vinculado a un capítulo específico dentro del presente trabajo. A continuación se realiza una breve descripción de cada uno de estos.

Desarrollo conceptual del sistema estructural

El proceso comienza con el desarrollo de un concepto bien definido de como el sistema estructural es capaz de resistir las solicitaciones sísmicas, esto incluye el tipo de material, la configuración del sistema, los mecanismos de deformación inelástica y el rango de aplicación de este.

La cantidad de documentación necesaria para describir el sistema y sus componentes variará dependiendo de la novedad del sistema estructural y sus singularidades.

Para el caso del presente estudio, estructuras en albañilería confinada, no se está implementando un nuevo sistema estructural sino que se evalúa uno ya existente, del cual se conoce el comportamiento del material y como éste, a través de sus muros de corte, los cuales se encuentran confinados por cadenas y pilares de hormigón armado, es capaz de resistir las solicitaciones sísmicas. Además se conoce de la literatura las posibles fallas que podrían generarse en este sistema estructural. Por otro lado, se deja de manifiesto que se evaluarán viviendas sociales estructuradas en este material, acotando el rango de estudio de este sistema. En los capítulos siguientes se ahondará más en esta materia.

Obtención de información requerida

La información requerida incluye conocer los requerimientos de diseño y ensayos experimentales que se hayan realizado del material así como de los componentes del sistema estructural.

Los requerimientos de diseño incluyen las normas de diseño, las cuales deben abordar todos los aspectos importantes de éste, el detalle del sistema sismo-resistente, criterios para determinar la resistencia mínima y criterios para garantizar la deformación inelástica. En tanto los ensayos experimentales incluyen la información de las propiedades del material, comportamiento fuerza-deformación y comportamiento no lineal, esto para caracterizar la resistencia, rigidez y ductilidad del material, de sus componentes y establecer las propiedades del análisis no lineal.

La metodología asocia la calidad de los requerimientos de diseño con cierta incertidumbre, la cual se cuantifica a través de la integridad y solidez de estos requerimientos así como de la confianza con que estos representan el comportamiento real de la estructura . Un nivel *Alto* es sinónimo de una gran confianza, basada en ensayos de laboratorio y/o evidencia histórica, en que las propiedades de los materiales, los criterios de diseño y las ecuaciones de diseño permitirán que el sistema se comporte como es esperado. Por el contrario, un nivel *Bajo* implica que se cuenta con poca evidencia para sustentar las predicciones hechas para el sistema. La evaluación de esta incertidumbre se presenta en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Cuantificación de la incertidumbre asociada a los requerimientos de diseño.
(Traducción de la Tabla 3-1 FEMA P695.)

Integridad y solidez	Confianza en las bases de los requerimientos de diseño		
	Alto	Medio	Bajo
Alta. Amplias garantías contra modos inesperado de fallas. Todos los aspectos de diseño y aseguramiento de la calidad se abordan	(A) Superior $\beta_{dr} = 0.10$	(B) Bueno $\beta_{dr} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{dr} = 0.35$
Medio. Garantías razonables contra modos de falla inesperados. Se abordan los mas importantes aspectos de diseño y aseguramiento de la calidad	(B) Bueno $\beta_{dr} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{dr} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{dr} = 0.50$
Bajo. Garantías cuestionables contra modos de falla inesperados. Muchos aspectos importantes de diseño no son aborados y no se asegura la calidad.	(C) Razonable $\beta_{dr} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{dr} = 0.50$	-

También se asocia cierta incertidumbre respecto a la calidad de los ensayos realizados para conocer el sistema estructural; esta incertidumbre se cuantifica (ver Tabla 2.2) teniendo en consideración la calidad de los resultados obtenidos a partir de un programa de investigación experimental y de las consideraciones realizadas y tomadas en cuenta en la realización de estos. La metodología considera que para el desarrollo de un programa experimental exhaustivo, los siguientes aspectos deben ser considerados:

- Efectos de daño acumulativo
- Efectos de tamaño
- Efectos de velocidad de deformación
- Condiciones de borde
- Aplicación de las cargas
- Configuración y número de muestras de ensayo

- Interacción entre los componentes estructurales
- Dirección de la carga
- Efectos en el plano y fuera del plano de la carga
- Efectos de la carga de gravedad
- Variabilidad estadística
- Condiciones del ambiente
- Fabricación de las muestras de ensayo
- La experiencia de ensayos anteriores
- Documentación de los ensayos y resultados de las pruebas

Tabla 2.2: Cuantificación de la incertidumbre asociada a los ensayos experimentales.
(Traducción de la Tabla 3-2 FEMA P695.)

Integridad y solidez	Confianza en los resultados de ensayos experimentales		
	Alto	Medio	Bajo
Alta. Materiales, componentes, conexiones, montajes y comportamiento del sistema fue bien entendido y tomado en consideración. Todos, o casi todos, los ensayos importantes fueron considerados	(A) Superior $\beta_{td} = 0.10$	(B) Bueno $\beta_{td} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{td} = 0.35$
Medio. Materiales, componentes, conexiones, montajes y comportamiento del sistema fue generalmente entendido y tomado en consideración. Los ensayos mas importantes fueron considerados.	(B) Bueno $\beta_{td} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{td} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{td} = 0.50$
Bajo. Materiales, componentes, conexiones, montajes y comportamiento del sistema fue razonablemente entendido y tomado en consideración. Importantes ensayos no fueron considerados	(C) Razonable $\beta_{td} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{td} = 0.50$	-

Caracterización del comportamiento. Definición de arquetipos

El comportamiento de un sistema resistente a fuerzas sísmicas se investiga mediante el uso de arquetipos. Un arquetipo es una representación prototípica de un sistema estructural sismo-resistente. Estos arquetipos pretenden reflejar la gama de parámetros de diseño y características del sistema, los cuales tienen un impacto medible en la respuesta de éste. Todas las configuraciones posibles de obtener utilizando tal sistema conforman el espacio de diseño. Este espacio de diseño es descrito usando los denominados arquetipos índice, los cuales pueden definirse como estructuraciones particulares del sistema, pero que contienen características claves en el desempeño sísmico de éste. El espacio de diseño es dividido en grupos de desempeño, que corresponden a arquetipos índice con comportamiento similar o con ciertas características comunes.

Las variables típicas de diseño que pueden afectar el comportamiento de un sistema sismo-resistente se resumen en la Tabla 2.3. Estas deben ser utilizadas como una guía en el establecimiento de arquetipos índices.

Tabla 2.3: Variables de diseño y propiedades físicas relacionadas.
(Traducción de la Tabla 4-1 FEMA P695.)

Variables de diseño	Propiedades físicas relacionadas
Ocupación y uso	Disposiciones típicas de diseño Distribución de las fuerzas sísmicas a las componentes del sistema Intensidad de las fuerzas de gravedad Sobresresistencia
Configuración en planta y elevaciones	Distribución de las fuerzas sísmicas a las componentes del sistema Disposiciones típicas de diseño Irregularidades permitidas (resistencia y rigidez) Luces de vigas, número de grillas, irregularidad del sistema Longitud de muros, relación de aspecto, muros de acople Arriostramientos, número y configuración Diafragmas rígidos o flexibles Relación entre la masa sísmica y los componentes sísmo-resistente Relación entre la carga de gravedad y la fuerza sísmica
Pisos del edificio	Altura de pisos Número de pisos
Tipos de componentes estructurales	Conexión de momento en los marcos Tipos de revestimiento de muros Propiedades de aisladores
Diseño sísmico	Intensidad de sismo de diseño Diseño especial/ requerimientos de detalles Límites de aplicación
Fuerzas de gravedad	Intensidad de las cargas de gravedad Disposiciones típicas de diseño Relación entre la masa sísmica y los componentes sísmo-resistente Sobresresistencia

Los efectos en el comportamiento sísmico se presentan en la Tabla 2.4

Tabla 2.4: Comportamiento sísmico y consideraciones de diseño
(Traducción de la Tabla 4-2 FEMA P695.)

Comportamiento	Consideraciones de diseño
Resistencia	Fuerzas mínimas de diseño Fuerzas calculadas en los elementos estructurales Diseño por capacidad Componente de sobrerresistencia
Rigidez	Fuerzas de diseño Límites de derivas Configuración de la planta y elevaciones Derivas calculadas entre pisos Diagrama rígido o flexible Rigidez de las fundaciones
Capacidad de deformación inelástica	Requerimiento de detalle de los elementos Proporciones geométricas de los elementos Requerimientos de diseño por capacidad Fuerzas calculadas en los elementos estructurales Redundancia estructural
Categoría de diseño sísmico	Intensidad del sismo de diseño Diseño especial/ requerimientos de detalles
Sistema inelástico	Altura del edificio y períodos Rigidez de diafragmas Irregularidades de rigidez permitidas Requerimientos de diseño por capacidad

La metodología también requiere que se identifiquen grupos de desempeño formados por un conjunto de arquetipos índice de características similares. Entre grupos de desempeño se deben reflejar las mayores diferencias en configuración, cargas gravitacionales, intensidad de cargas sísmicas y períodos estructurales.

Para esto se utilizará la Tabla 2.5 en la cual se organizan dichos grupos a través de los parámetros indicados anteriormente.

Tabla 2.5: Matriz de grupos de desempeño.
(Traducción de la Tabla 4-3 FEMA P695)

Resumen grupos de desempeño					
Grupo No.	Criterios de agrupación			Número de arquetipos	
	Configuración básica	Nivel de cargas de diseño			Período de dominio
		Gravitacional	Sísmico		
PG-1	Tipo 1	Alto	Max SDC	Corto	≥ 3
PG-2				Largo	≥ 3
PG-3			Min SDC	Corto	≥ 3
PG-4				Largo	≥ 3
PG-5		Bajo	Max SDC	Corto	≥ 3
PG-6				Largo	≥ 3
PG-7			Min SDC	Corto	≥ 3
PG-8				Largo	≥ 3
PG-9	Tipo 2	Alto	Max SDC	Corto	≥ 3
PG-10				Largo	≥ 3
PG-11			Min SDC	Corto	≥ 3
PG-12				Largo	≥ 3
PG-13		Bajo	Max SDC	Corto	≥ 3
PG-14				Largo	≥ 3
PG-15			Min SDC	Corto	≥ 3
PG-16				Largo	≥ 3
PG-17	Tipo N	Alto	Max SDC	Corto	≥ 3
PG-18				Largo	≥ 3
PG-19			Min SDC	Corto	≥ 3
PG-20				Largo	≥ 3
PG-21		Bajo	Max SDC	Corto	≥ 3
PG-22				Largo	≥ 3
PG-23			Min SDC	Corto	≥ 3
PG-24				Largo	≥ 3

La metodología, tal como es propuesta, implica abarcar el espacio de diseño que genera el sistema estructural que se está evaluando, por lo que involucra el estudio de un número considerable de arquetipos índice. Como se aclaró anteriormente, el presente trabajo considera la evaluación sísmica de un tipo específico de estructura, razón por la cual la metodología que aplicaremos diferirá en relación con la metodología FEMA P695 obteniendo resultados que son aplicables en un rango bastante acotado de tipos estructurales.

Desarrollo de modelos analíticos

La metodología entrega pautas para desarrollar modelos para análisis no lineales, a partir de la información requerida del sistema. Estos modelos idealmente deben simular todos los mecanismos de falla, la rigidez y resistencia, que puedan desarrollarse en el sistema sismo-resistente, ya que la evaluación del desempeño se hará en función de la capacidad de colapso.

La metodología establece cierto grado de incertidumbre asociado al desarrollo de estos modelos de análisis, el cual es evaluado y cuantificado según la Tabla 2.6.

Tabla 2.6: Cuantificación de la incertidumbre asociada al desarrollo de modelos de análisis. (Traducción de la Tabla 5-3 FEMA P695.)

Representación de las características de colapso	Precisión y solidez de los modelos		
	Alto	Medio	Bajo
Alta. Los modelos capturan un alto rango de efectos estructurales que contribuyen al colapso de los arquetipos del espacio de diseño	(A) Superior $\beta_{mdl} = 0.10$	(B) Bueno $\beta_{mdl} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{mdl} = 0.35$
Media. Los modelos generalmente comprenden y representan los efectos que contribuyen al colapso de los arquetipos del espacio de diseño	(B) Bueno $\beta_{mdl} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{mdl} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{mdl} = 0.50$
Bajo. Aspectos significativos que contribuyen al colapso de los arquetipos en el espacio de diseño no fueron considerados en los modelos.	(C) Razonable $\beta_{mdl} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{mdl} = 0.50$	-

Los modelos creados para cada arquetipo índice deben ser analizados en primera instancia mediante un análisis estático no lineal (pushover), a través del cual se determinarán los parámetros de sobrerresistencia y ductilidad. Luego estos modelos deben ser analizados

mediante un análisis dinámico incremental no lineal (tiempo historia) generando curvas IDA y posteriormente curvas de fragilidad del sistema mediante la cual se podrá determinar el margen de colapso asociada a la categoría sísmica para la cual fue diseñada la estructura.

Análisis estático no lineal

Para realizar el análisis estático no lineal (pushover) se deben seguir los siguientes pasos.

1. Ejecutar análisis pushover. Utilizar patrón de carga lateral proporcional al producto entre la matriz de masa del modelo y el vector modal, asociado al modo predominante. Considerar la siguiente combinación de carga.

$$1.05D + 0.25L$$

2. Determinar el valor de la capacidad máxima de la estructura, V_{max} , a partir de la curva del análisis pushover (corte basal vs desplazamiento de techo).
3. Calcular el factor de sobrerresistencia como el cuociente entre V_{max} y el valor del corte basal de diseño del arquetipo.

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V}$$

4. Calcular el factor de ductilidad μ_T a través de las expresiones

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{yeff}}$$

$$\delta_{y\text{eff}} = C_0 \cdot \frac{V_{\text{max}}}{W} \cdot \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \cdot \max(T, T_1)^2$$

$$C_0 = \delta_{1x} \cdot \frac{\sum_{x=1}^N m_x \cdot \delta_{1x}}{\sum_{x=1}^N m_x \cdot \delta_{1x}^2}$$

dónde:

δ_{μ} = desplazamiento lateral a nivel de techo cuando se ha producido un 20% de reducción en la capacidad (Figura 2.1)

$\delta_{y\text{eff}}$ = desplazamiento (de techo) de fluencia efectivo

C_0 = factor que relaciona los desplazamientos del modo fundamental con los desplazamientos del nivel de techo

W = peso de la estructura.

g = aceleración de gravedad

T = período fundamental de vibración

T_1 = período del modo fundamental, proveniente de análisis de frecuencias propias del sistema

m_x = masa del modelo del edificio en el nivel x

δ_{1x} = desplazamiento lateral del nivel x, en el modo fundamental del modelo

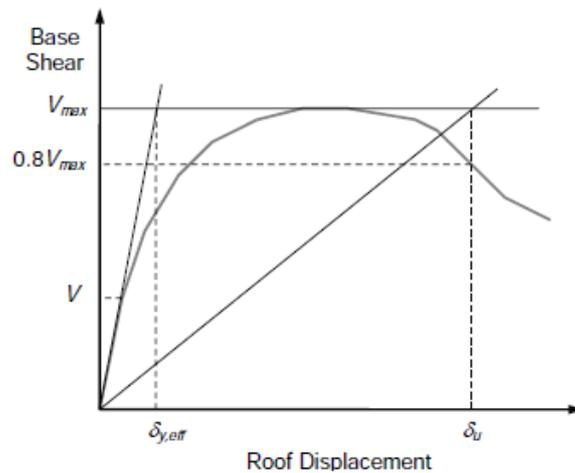


Figura 2.1: Curva idealizada de análisis estático no lineal (pushover)
(Obtenida de Figura 6-5 FEMA P695)

Análisis dinámico no lineal

Se debe realizar un análisis dinámico incremental, o IDA, en el cual se someterá a cada uno de los modelos a registros sísmicos escalados a distintos niveles de intensidad. Estas curvas IDA relacionan algún parámetro que permita medir el daño sufrido en la estructura y una medida de intensidad que posee un registro sísmico cuando es escalado a cierto nivel.

En la Figura 2.2 se observa una curva esquemática IDA en la cual en el eje horizontal se establece la deriva de entrepisos como parámetro para medir el daño sufrido en la estructura, mientras que en el eje vertical se considera la aceleración del sismo. Las diferencias entre las líneas reflejan las diferencias en la respuesta del mismo modelo arquetipo índice cuando se somete a diferentes registros sísmicos con diferentes intensidades de aceleración sísmica. Se observa que a partir de ciertos valores de

aceleración las curvas comienzan a disminuir su pendiente hasta hacerse casi planas, este tramo es el que se denomina de inestabilidad dinámica y determina el valor de intensidad a partir del cual un pequeño incremento en intensidad significa un incremento desproporcionado en la respuesta de la estructura [2].

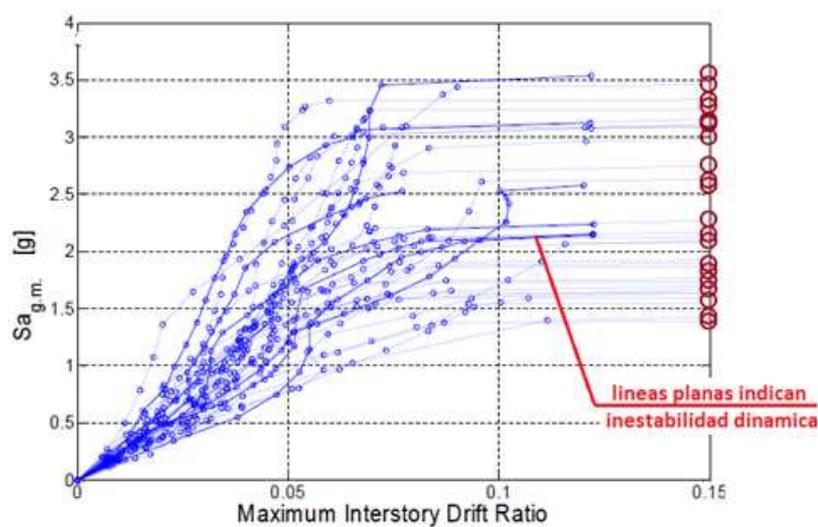


Figura 2.2: Curva esquemática IDA. [3]

Para generar estas curvas IDA es necesario someter a la estructura a una serie de análisis tiempo historia no lineal, en cada uno de los cuales, se aumenta la intensidad de la aceleración sísmica, registrando el drift de entrepisos asociado a este valor. Utilizando la información obtenida a través de las curvas IDA, es decir, la aceleración sísmica a partir de la cual se inicia la inestabilidad dinámica de la estructura, es posible determinar las curvas de fragilidad a través de una función de distribución acumulativa que relaciona alguna medida de intensidad de los registros sísmicos, típicamente la aceleración sísmica, con la probabilidad de colapso de la estructura. La Figura 2.3 muestra una curva de fragilidad que

relaciona la aceleración espectral, utilizada como medida de intensidad, con la probabilidad de colapso.

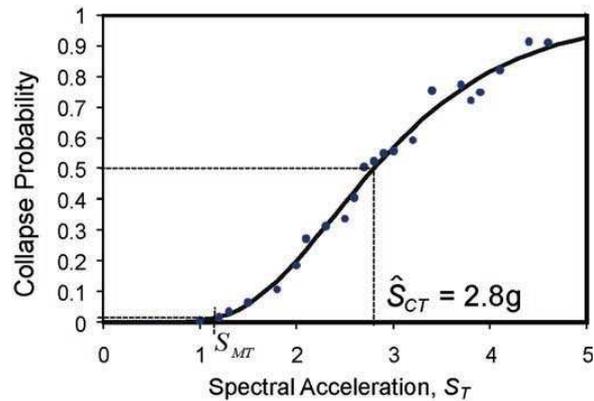


Figura 2.3: Curva de fragilidad esquemática [1].

Evaluación del desempeño

La evaluación del desempeño se realiza una vez obtenido los resultados del análisis no lineal estático y las curvas de fragilidad del sistema estructural. Para esto se deberán seguir los siguientes pasos.

1. Calcular factor de incertidumbre asociado a la variabilidad entre registros, mediante la ecuación 7-2 de FEMA P695.

$$\beta_{RTR} = 0.1 + 0.1\mu_T \leq 0.4$$

2. Calcular la incertidumbre total del sistema, a través de la ecuación 7-5 FEMA P695.

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2 + \beta_{RTR}^2}$$

3. Determinar el margen de colapso (CMR) obtenido como el cociente entre la mediana de colapso (S_{CT}), determinada como la aceleración espectral para la cual existe un 50% de probabilidad de colapso, y la aceleración espectral correspondiente al máximo sismo

considerado MCE (S_{CM}) asociado a la categoría sísmica para la que fue diseñada la estructura analizada (Figura 2.4). Este último parámetros es posible determinar en función del período de la estructura y la Tabla 6-1 de FEMA P695.

$$CMR = \frac{S_{CT}}{S_{MT}}$$

4. Comparar el margen de colapso (CMR) con los valores de la tabla 7.3 de FEMA P695. Si el margen de colapso obtenido es mayor al mínimo tabulado para el valor de β_{TOT} , se considera aceptable dicho margen y por lo tanto el factor R propuesto inicialmente también es aceptable. Si el margen de colapso resulta ser menor al mínimo tabulado para el valor de β_{TOT} , se deberá mejorar la calidad de la información requerida del sistema y/o los modelos usados en el análisis con la finalidad de disminuir el factor de incertidumbre. Otra opción es rediseñar las estructuras considerando requisitos de diseño más conservadores y repetir el proceso.

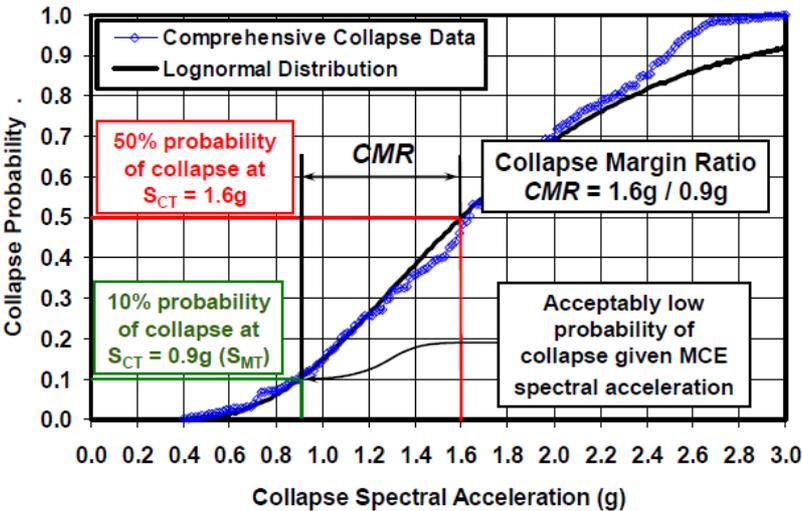


Figura 2.4: Determinación del margen de colapso CMR.

3. CARACTERIZACIÓN DE LOS ARQUETIPOS DE ESTUDIO

Para el desarrollo del presente trabajo se ha considerado la evaluación sísmica de viviendas sociales estructuradas en base a muros de albañilería confinada, las cuales deben cumplir los requisitos de las norma NCh433.Of1996 Mod.2009 [6], NCh 2123.Of1997 Mod.2003 [3] y de las Bases Técnicas Generales para Viviendas Sociales del MINVU [4]. Para definir nuestros arquetipos índice nos apoyaremos en un estudio de fallas y levantamiento en terreno que se realizó a diversos conjuntos habitacionales, sumando 247 edificios, en la ciudad de Constitución luego de ocurrido el terremoto del 27 de febrero de 2010 [5]. Es importante destacar que utilizaremos la información contenida en este estudio sólo para definir nuestros arquetipos índice y no representará una evaluación sísmica de ellos ya que 143 de estos edificios fueron construidos antes del año 1997, por lo que muchos de ellos no cumplen a cabalidad los requisitos normativos. De este levantamiento realizado hemos seleccionado 36 edificios, los cuales se caracterizan por poseer una planta rectangular continua y tres pisos de altura, definiendo así nuestro espacio de diseño.

3.1 Requerimientos de Diseño

De los requisitos establecidos por MINVU [4] para este tipo de edificaciones en referencia al proyecto de estructura se indica.

- La calidad mínima del hormigón de cimiento sin armar deberá ser H-10 con un nivel de confianza del 90%.
- Los sobrecimientos deberán tener una altura mínima de 20 cm y la calidad mínima del hormigón de estos debe ser H-20.

- Los pilares y cadenas de confinamiento de albañilerías serán mínimo hormigón H20 con armadura de fierro A44-28H. Deberán tener armadura mínima de 4Ø10 mm y estribos de Ø6mm. En el caso de las vigas y pilares aislados la armadura mínima deberá ser 4Ø12 mm y estribos Ø6mm, la separación mínima entre estribos deberá ser igual al espesor del elemento, sin perjuicio de los distanciamientos exigidos por la norma NCh 2123.Of1997 [3] para el caso de albañilería confinada.
- Se deberá considerar losa de hormigón armado como estructura de entrepiso, aceptando envigado de madera o cerchas en cielo del último piso. En este caso se verificará especialmente la acción del sismo normal al plano de los muros.
- En edificios con muros exteriores de albañilería, los antepechos deberán ser del mismo material. No se aceptarán juntas de dilatación entre el antepecho y la estructura del edificio.
- La distancia máxima entre ejes de pilares de hormigón armado que confinan albañilerías deberá ser 5.50 m.
- Los muros longitudinales en el primer piso de mayor dimensión en la primera unidad extrema de viviendas continuas, deberán ser completamente de hormigón armado y no de menos de 1 m de longitud. Se eximen de este requisito los edificios de doble crujía, de menos de 15 m de largo o estructurados con marcos de hormigón armado.
- Sólo se aceptarán ladrillo cerámico MqP, grado 2 y de 29x14x7.1 cm.
- Para los muros de albañilería sólo se aceptarán escalerillas como elemento de refuerzo horizontal.
- En albañilerías con barras verticales no se aceptarán traslapes en los huecos de los ladrillos. Las barras verticales deberán anclarse en los cimientos.

La norma NCh 2123.Of1997 [3] establece los criterios de diseño y los métodos de cálculo de las construcciones de albañilería confinada, en las que se utilizan estructuralmente muros compuestos por unidades de albañilería, los cuales deben estar totalmente enmarcados por elementos de hormigón armado.

- Para los efectos de calcular las deformaciones producidas por la acción sísmica, el módulo de elasticidad E_m y el módulo de corte G_m de la albañilería se deben determinar con las siguientes expresiones.

$$E_m = 1000 \cdot f_m'$$

$$G_m = 0,3 \cdot E_m$$

donde f_m' corresponde a la resistencia básica a la compresión de la albañilería, siendo de 2,75(MPa) para ladrillos cerámico del tipo MqP.

- En el diseño de los muros se considera que los elementos de confinamiento de hormigón armado, cadenas y pilares, no contribuyen a aumentar la resistencia al corte del muro. La función de estos elementos es evitar la falla frágil luego de producido el agrietamiento diagonal de la albañilería.

- De acuerdo con los requisitos establecidos en la norma NCh433 [6], se deben confinar todos los muros en zonas sísmicas 2 y 3. En zona sísmica 1 se deben cumplir las siguientes tres condiciones: deben estar confinados todos los muros perimetrales, debe estar confinado un conjunto de muros que resistan por lo menos el 70% del corte del piso, y deben estar confinado cualquier muro que resista 10% o más del corte sísmico del piso donde se ubica.

- Los elementos de refuerzo de hormigón armado deben cumplir, en forma independiente, la función de confinamiento en el plano del muro y de apoyo del paño de albañilería ante fuerzas horizontales perpendiculares al muro.
- Las dimensiones de un paño de albañilería quedan determinadas por la distancia entre los ejes de los elementos de confinamiento, pilares y cadenas, ubicados en un mismo plano. El área máxima del paño en su plano será de $12,5 \text{ m}^2$ y la dimensión horizontal máxima del paño será de 6 m
- Los pilares de hormigón armado que confinan los muros deben ubicarse en todos los bordes libres, en todas las intersecciones de los muros y en el interior de un paño de albañilería para cumplir con las restricciones máximas antes indicadas.
- Las cadenas de hormigón armado que confinan los muros se deben colocar a nivel de techumbre y de los pisos, los cimientos, en el interior de un paño para cumplir con restricciones máximas, en el borde superior de todo antetecho. Los cimientos y sobrecimientos de hormigón desempeñan la función de una cadena.

3.2 Configuración típica del sistema

Del levantamiento realizado [5] y la observación de las plantas de los edificios se pueden establecer las siguientes características típicas entre ellos.

- Poseen tres pisos de altura, con altura típica de entrepiso de 230 cm.
- Dimensiones en planta que varían en la dirección X entre 15 y 16 m y en la dirección Y varían entre 48 y 55 m.
- Poseen tres ejes resistentes en la dirección Y conformados por muros continuos, dos muros perimetrales y un muro central que divide la planta en dos departamentos.
- En la dirección X posee dos ejes resistentes perimetrales. Se observa un eje perimetral (ver eje A en la Fig. 3.1) con cuatro o cinco secciones de muro, cuya longitud entre 150 a 210 cm, delimitados por aberturas con dimensiones entre 100 a 175 cm, con antepechos típicos de 100 cm de altura, exceptuando dos aberturas de altura 60 cm, medidas desde el borde inferior de la cadena, con longitudes que varían entre 45 a 170 cm; los accesos a cada departamento se encuentran en ambos extremos de este eje, pegados a los muros perimetrales en dirección Y y cuya longitud en planta es de 110 cm. El otro eje perimetral (ver eje B en la Figura 3.1) está formado por dos muros que varían su longitud entre 430 y 445 cm separados por una abertura central cuyas dimensiones varían entre 220 a 260 cm, y que está dividida al centro por el muro perpendicular del eje Y, en los bordes poseen aberturas típicas de 110 cm; todas con altura de antepecho de 100 cm.
- Se observan dos sistemas de piso. Un sistema de piso compuesto por losas prefabricadas formadas por viguetas de hormigón armado apoyadas en los muros y bovedillas huecas de hormigón, sobre las cuales se aplica una sobre losa armada, y un sistema de piso con losa tradicional. El último piso no posee losa.

- Los pilares típicos de confinamiento poseen una sección de 20 x 14 cm y están ubicados en las intersecciones de los muros y en los bordes libres de los muros, excepto en aquellas aberturas que poseen una altura de 60 cm las cuales se refuerzan con 1Ø10 mm en ambos bordes.
- Las cadenas típicas de confinamiento poseen una sección de 20 x 14 cm, y están ubicadas en todo el perímetro y en el borde superior del muro central.

En la Figura 3.1 se muestra una planta típica de los edificios en estudio.

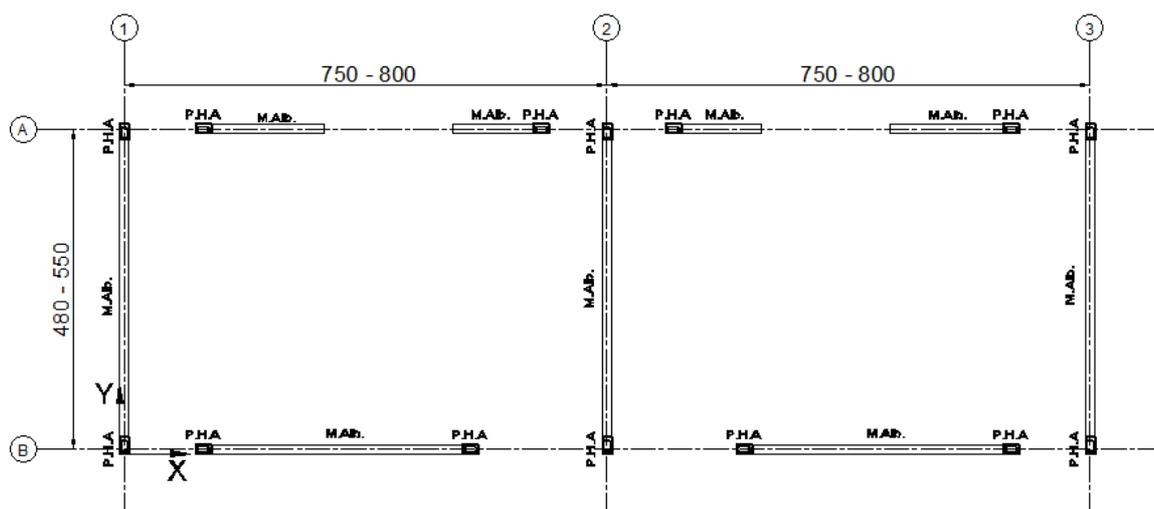


Figura 3.1: Planta típica de distribución de muros

3.3 Definición de arquetipos

De la información recopilada vemos que hay muchas características de este tipo de viviendas que se mantienen constantes: el número de pisos (tres), la altura de entrepisos (230 cm), el espesor de los muros (14 cm), las dimensiones de pilares (20x14 cm), las dimensiones de cadenas (20x14) y la altura de antepecho (100 cm). Además, de la norma

NCh1537 Of.1986 determinamos que la sobrecarga de uso de este tipo de viviendas debe ser considerada en 200 kg/m^2 .

Los principales parámetros que varían entre una estructura y otra son las dimensiones en planta y la cantidad y largos de muro del eje A y eje B (Figura 3.1). Usaremos tres parámetros que nos permitirán definir nuestros arquetipos índice, estos son.

Relación de aspecto : cociente entre la longitud del edificio en la dirección X y la longitud del edificio en la dirección Y (X/Y).

Densidad de muros en la dirección X : cociente entre la sumatoria de los largos de muros (definidos entre aberturas) en un eje y el largo del eje.

Diferencia de densidad de muros: diferencia entre la densidad del eje A y la densidad del eje B.

Para los edificios considerados en este estudio se obtienen relaciones de aspecto que varían entre 0,3 a 0,35, densidad de muros en el eje A que van de 0,55 a 0,65, densidad de muro prácticamente constante en eje B de 0,55 y diferencias de densidades de muro entre ambos ejes de 0,0 a 0,10. A partir de la variabilidad de estos parámetros y las dimensiones típicas analizadas en la configuración del sistema definimos los siguientes arquetipos índices (Tabla 3.1).

Tabla 3.1: Definición de los Arquetipo Índice

Definición de Arquetipos Índice				
N° arquetipo	Relacion de aspecto (X/Y)	Diferencia entre densidad	Densidad de muros eje A	Densidad de muros eje B
1	0,3	0	0,55	0,55
2		0,02	0,57	0,55
3		0,05	0,60	0,55
4		0,08	0,63	0,55
5		0,1	0,65	0,55
6	0,33	0	0,55	0,55
7		0,02	0,57	0,55
8		0,05	0,60	0,55
9		0,08	0,63	0,55
10		0,1	0,65	0,55
11	0,35	0	0,55	0,55
12		0,02	0,57	0,55
13		0,05	0,60	0,55
14		0,08	0,63	0,55
15		0,1	0,65	0,55

4. DESARROLLO DE MODELOS CONSTITUTIVOS

En el presente capítulo se desarrollará un modelo constitutivo basado en información y análisis propuesto por otros autores para representar el comportamiento de un muro de albañilería confinada. Luego se utilizará la constitutiva desarrollada y se comparará frente a los resultados obtenidos de un análisis experimental.

De acuerdo a lo expuesto en la literatura y de análisis experimentales, se establecen principalmente cuatro modos de falla para un muro de albañilería confinada sometido a fuerzas sísmicas en su plano [12]. Estos modos dependen de la geometría del muro, de la calidad de los materiales, del contacto entre el paño de ladrillos y los elementos de confinamiento y de las restricciones de borde de éste.

Los modos de fallas que pueden presentar este tipo de muros son los siguientes.

- Falla de corte por deslizamiento, la cual se produce por un deslizamiento a lo largo de la junta horizontal de mortero como consecuencia de una falla de adherencia por corte en la junta. Este deslizamiento produce un mecanismo del tipo “columna corta” en los pilares (Figura 4.1)

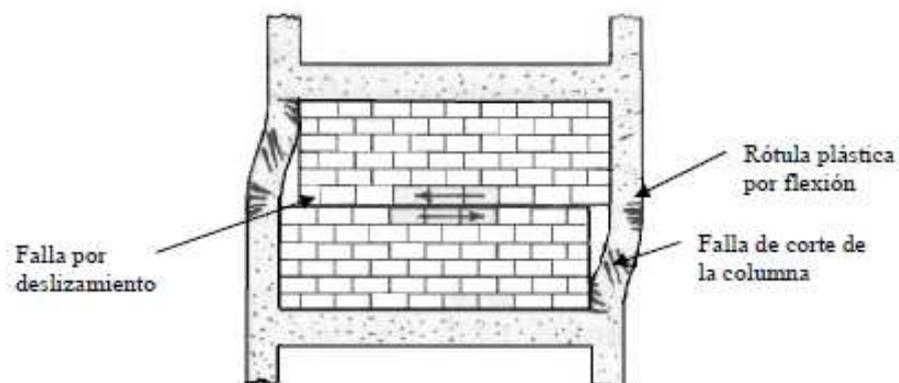


Figura 4.1: Falla de corte por deslizamiento [12].

- Falla de corte, esta falla se caracteriza por un agrietamiento diagonal del paño de albañilería y es consecuencia de las tensiones de tracción diagonal que se producen en el paño (Figura 4.2). Para evitar la propagación de la grieta diagonal en los elementos de confinamiento es necesario reforzar las zonas críticas de estos elementos, especialmente cuando la albañilería es de buena calidad y el paño de albañilería es largo.

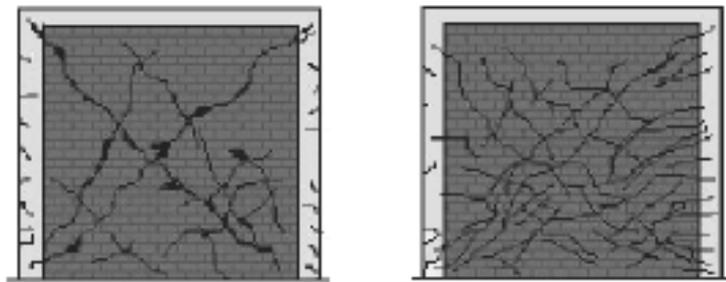


Figura 4.2: Falla de corte sin y con armadura horizontal en el paño [12].

- Falla por agrietamiento de tracción diagonal. Esta falla es producto del efecto de puntal que se produce cuando se separa el paño de albañilería de los elementos de confinamiento. Esta situación genera grandes tensiones de compresión en las esquinas del muro, las que pueden provocar la falla por aplastamiento de la zona cuando la albañilería es de baja calidad o cuando se usan unidades del tipo rejilla de paredes delgadas.

Este modo de falla es típicamente caracterizado por la formación de una fisura diagonal en el muro, la cual se desarrolla a través de las hiladas de mortero y/o a través de los ladrillos. Luego de que se fisura el paño de albañilería el esfuerzo cortante es tomado por el marco confinante más el puntal de compresión que se genera cuando el paño de albañilería se separa de estos. (Figura 4.3)

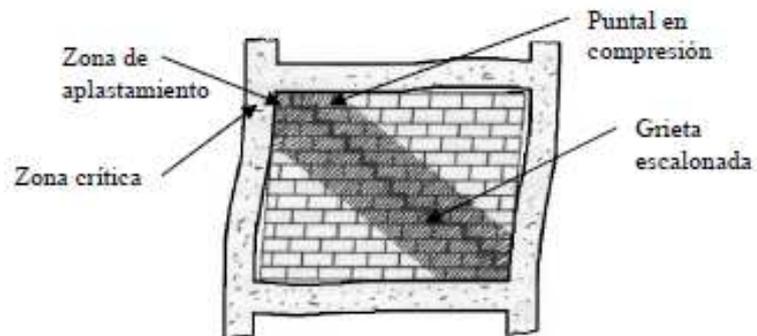


Figura 4.3: Falla por agrietamiento de tracción diagonal [12].

- Falla por flexión, en el caso de que la resistencia a cortante del muro sea alta y que la relación momento/corte solicitante en el muro también sea alta, se desarrollarán fisuras de compresión en la base del muro, indicando la presencia del modo de falla por flexión.

Para estructuras de albañilería confinada con configuraciones y calidad de los materiales normales, es el corte el que define el comportamiento de éstas. Su resistencia flexural sólo debe ser verificada en el caso de elementos esbeltos [8].

Así, para el presente estudio desarrollaremos un modelo constitutivo en el cual se considerará el comportamiento por corte de un muro de albañilería confinada frente a cargas sísmicas en su plano.

4.1 Envolvente trilineal

El comportamiento de un muro de albañilería confinada sujeto a la combinación de una fuerza vertical constante y una secuencia de fuerzas laterales es representada e idealizada mediante una envolvente trilineal (Figura 4.4). Para idealizar esta envolvente experimental se definen tres límites.

- Límite de agrietamiento, determinado por el desplazamiento d_{cr} y la resistencia H_{cr} para las que se produce las primeras grietas significativas en el muro, cambiando la pendiente de la curva envolvente.
- Resistencia máxima, determinada por la máxima resistencia H_{dmax} , obtenida en los ensayos, y correspondiente al desplazamiento d_{Hmax}
- Estado último, determinado por el máximo desplazamiento d_{max} , obtenido en los ensayos, y correspondiente a la resistencia H_{dmax}

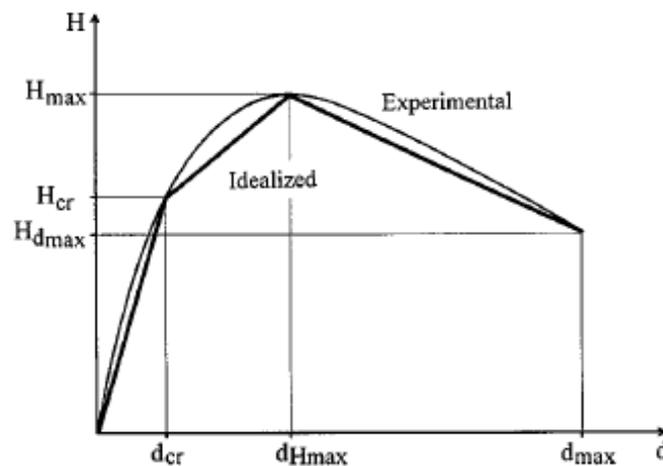


Figura 4.4: Envolvente trilineal idealizada obtenida de ensayos experimentales histeréticos [10].

Para utilizar esta envolvente es necesario definir la rigidez y resistencia lateral del muro en función de sus propiedades geométricas y de las propiedades mecánicas de los materiales.

Rigidez

La pendiente inicial de la envolvente (Figura 4.5) queda definida como una rigidez secante a la formación de las primeras fisuras, razón por la cual es denominada como la rigidez secante del muro ($K_s = H_{cr}/d_{cr}$). Para definir la rigidez lateral de un muro de albañilería debemos considerar el aporte de la rigidez por cortante y la rigidez por flexión. Esta rigidez depende de las propiedades mecánicas de los elementos constituyentes, la geometría y condiciones de borde.

La rigidez lateral de un muro de albañilería confinada es calculada por una simple ecuación basada en la teoría de la elasticidad, la cual considera la deformación flexural y por corte del muro.

$$K_s = \left(\frac{h^3}{\beta \cdot E \cdot I_w} + \frac{\kappa \cdot h}{G \cdot A_w} \right)^{-1}$$

donde

I_w = momento de inercia del muro

A_w = sección transversal del muro

h = altura del muro

E = módulo de elasticidad de la albañilería

G = módulo de corte de la albañilería

$\kappa = 1,2$ = coeficiente de corte para secciones transversales rectangulares.

$\beta = 12$ para muros empotrados-empotrados (Figura 4.5)

$\beta = 3$ para muros en voladizo. (Figura 4.5)

Debido a que las dimensiones de los elementos confinantes son relativamente pequeñas, la contribución de estos a la rigidez lateral no es considerada explícitamente. Sin embargo, en

la determinación del momento de inercia y de la sección transversal del muro se incluye la dimensión de los pilares de confinamiento con las propiedades mecánicas de la albañilería [10].

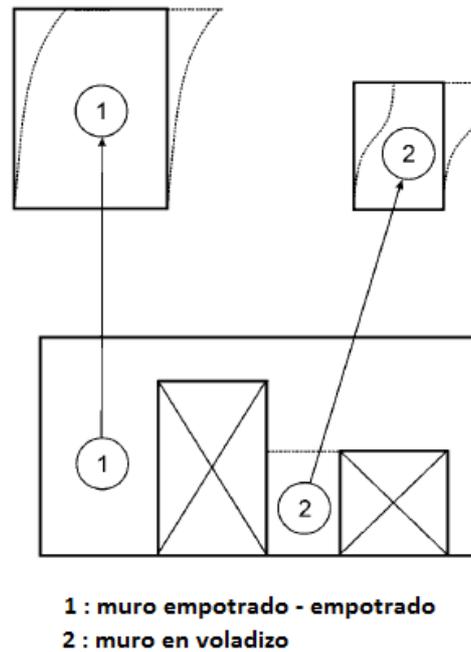


Figura 4.5: Condiciones de borde para muros de albañilería (FEMA 356)

Después de producido el agrietamiento la rigidez del muro es determinada a través de la rigidez secante ($K = H/d$) la cual es definida según el grado de daño presente en el muro I_d y la rigidez secante efectiva K_g . Así,

$$K = K_g - \sqrt{a \cdot I_d - b}$$

Se definen los siguientes grados de daño en el muro.

$I_d = 0,5$: Se produce un aumento del número de fisuras, las cuales se orientan en forma diagonal atravesando las juntas de mortero horizontal y vertical. Este patrón de daño es observado cuando se logra la resistencia máxima del muro.

$I_d = 1,0$: Se produce un aumento en el ancho de las fisuras, las cuales atraviesan las unidades de albañilería, se produce trituración del hormigón en la parte superior de los pilares de confinamiento, ruptura de las barras de refuerzo y el pandeo o colapso de los pilares. Este patrón de daño se relaciona con el estado último del muro.

Los parámetros de degradación de rigidez a y b son obtenidos de manera experimental. Para el caso de un muro aislado con condiciones de apoyo empotrado-empotrado se debe considerar $a = 1,281 \cdot K_s^2$ y $b = 0,320 \cdot K_s^2$ [10].

Resistencia lateral

Considerando una falla por agrietamiento de tracción diagonal del muro, modo de falla típico para muros de albañilería confinada frente a cargas sísmicas, y suponiendo que para deformaciones pequeñas y antes de que se produzca la separación entre el paño confinado y los elementos de confinamiento, el muro se comporta como un elemento estructural monolítico, se establece que la resistencia máxima a cortante de un muro de albañilería confinada $H_{m\acute{a}x}$ es calculada como la suma de la resistencia a cortante del paño de albañilería ($H_{s,w}$) más la contribución de los pilares que confinan este paño ($H_{d,rv}$) [10].

Así,

$$H_{max} = H_{s,w} + H_{d,rv}$$

Siendo

$$H_{s,w} = \frac{f_t \cdot A_w}{C_l \cdot b} \cdot \left[1 + \sqrt{C_l^2 \left(1 + \frac{N_w}{f_t \cdot A_w} \right) + 1} \right]$$

$$H_{d,rv} = n \cdot 0,806 \cdot d_{rv}^2 \cdot \sqrt{f_c \cdot f_y}$$

dónde

f_c =resistencia a tracción de la albañilería, obtenido a través del ensayo de compresión diagonal.

A_w = sección transversal del muro

b = factor de distribución del esfuerzo de corte

$$b = \begin{cases} 1; & h/l \leq 1 \\ \frac{h}{l}; & 1 < \frac{h}{l} < 1,5 \\ 1,5; & \frac{h}{l} \geq 1,5 \end{cases}$$

$C_1 = 2 \cdot \alpha \cdot \frac{b}{h} \cdot l$ = coeficiente de interacción de fuerzas y distribución de tensiones de corte en la sección del muro. Para el caso de muros de albañilería confinada se ha determinado en forma experimental $\alpha = \frac{5}{4}$.

N_w = fuerza de compresión en el muro.

n = número de barras de refuerzo por pilar de confinamiento.

d_{rv} = diámetro de las barras de refuerzo.

f_c =resistencia a compresión del hormigón

f_y = tensión de fluencia de las barras de refuerzo.

Se establece que la resistencia elástica y resistencia última se determinan reduciendo la resistencia máxima por el factor C_{cr} y C_{sd} respectivamente [10].

$$H_{cr} = C_{cr} \cdot H_{max}$$

$$H_{dmax} = C_{sd} \cdot H_{max}$$

Múltiples ensayos experimentales han mostrado que la relación H_{cr}/H_{max} varía entre 0.6 y 0.8 y se recomienda utilizar $C_{cr} = 0.7$ [8].

Para el factor de degradación de resistencia C_{sd} la relación H_{dmax}/H_{max} varía entre 0.4 y 0.8 [8]. Se utilizará un factor $C_{sd} = 0.4$, ya que como veremos en capítulos posteriores este factor ajusta de mejor manera el modelo constitutivo con las curvas experimentales.

Definida la rigidez y la resistencia lateral del muro es posible generar la envolvente trilineal para muros de albañilería confinada sometidos a una carga lateral (Tabla 4.1).

Tabla 4.1. Parámetros que definen la envolvente trilineal.

	K	H	d
Limite agrietado	K_g	$C_{cr} \cdot H_{max}$	H/K_g
Resistencia Máxima	$K_g - \sqrt{\alpha \cdot I_d - b}$	H_{max}	H/K
Estado último	$K_g - \sqrt{\alpha \cdot I_d - b}$	$C_{sd} \cdot H_{max}$	H/K

Para validar la envolvente trilineal los autores [10] realizaron ensayos experimentales a muros de albañilería confinada con las siguientes propiedades y geometría (Figura 4.6).

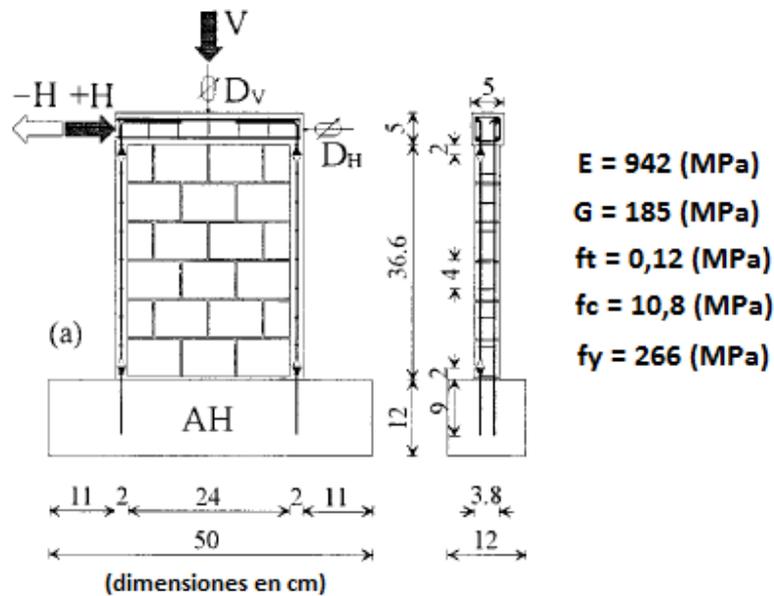


Figura 4.6: Dimensiones y propiedades de los muro ensayados [10].

Se ensayaron tres muros de albañilería confinada de relación de aspecto $h/l = 1,58$ y confinados por pilares de hormigón de sección 20×38 mm reforzados por dos barras de diámetro 3.2 mm. Los muros fueron sometidos a una tensión vertical promedio de $\sigma_v = 0,28$ (MPa) y un patrón de desplazamientos laterales (Figura 4.7)

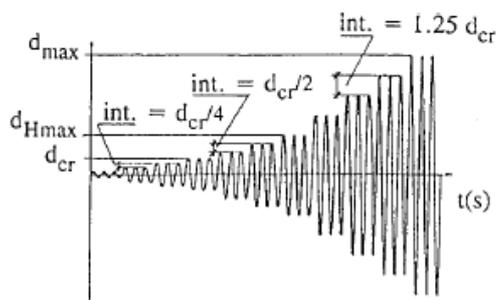


Figura 4.7: Patrón de desplazamientos impuestos a los muros [10].

Se observó que todos los muros ensayados presentaron grietas orientadas diagonalmente, indicando la falla por corte de estos. (Figura 4.8).



Figura 4.8: Falla típica por agrietamiento diagonal de los muros ensayados [10].

Como resultados se presentan los puntos característicos de la envolvente de dos de los ensayos realizados (AH-1 y AH-3) y los puntos obtenidos a través del modelo desarrollado (Figura 4.9).

Tabla 4.2. Puntos característicos de las envolventes obtenidas

	AH-1	AH-3	Modelo constitutivo
Hcr (kN)	1,14000	0,64000	1,056
dcr (mm)	0,63000	0,27	0,441
Hmax (kN)	2,29000	1,84000	2,393
dHmax (mm)	3,030	3,020	2,305
Hdmax (kN)	0,72000	0,52000	0,957
dmax (mm)	12,52	17,53	15,239

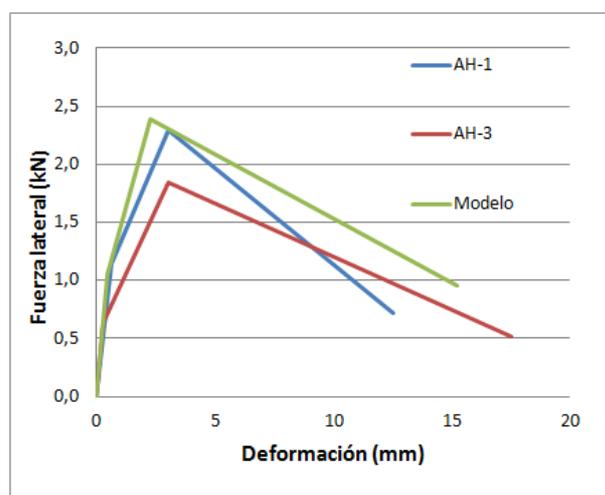


Figura 4.9: Comparación entre envolventes experimentales y calculadas.

De manera similar, se ensayaron muros de albañilería confinada con relación de aspecto $h/l = 1,0$ y diferentes niveles de tensiones verticales comparando los resultados obtenidos de manera experimental y a través del modelo desarrollado (Tabla 4.3)

Tabla 4.3. Comparación entre valores de resistencia obtenidos de manera experimental y calculada [10].

Wall designation	h/l ratio	σ_0/f ratio	H_{cr} (kN)			H_{max} (kN)		
			Exp.	Calc.	Exp./Calc.	Exp.	Calc.	Exp./Calc.
Wall 18 ¹²	1-0	0-093	55-9	95-0	0-58	119-5	92-7	1-29
Wall 19 ¹²	1-0	0-046	139-0	164-1	0-85	190-0	217-9	0-87
Wall 20 ¹²	1-0	0-059	164-5	162-1	1-01	186-0	215-5	0-86
Wall 21 ¹²	1-0	0-046	132-5	164-1	0-81	167-6	217-9	0-77
Wall 27 ¹²	1-0	0	151-9	190-6	0-80	204-0	251-0	0-81
Wall 28 ¹²	1-03	0	146-0	154-6	0-94	189-0	206-1	0-92
Wall 29 ¹²	1-03	0-025	173-0	167-1	1-04	193-8	221-7	0-87
Wall 30 ¹²	1-03	0-08	182-0	188-8	0-96	236-5	248-8	0-95
Wall 31 ¹²	1-03	0-13	213-3	207-4	1-03	235-2	272-0	0-86
Wall MO ⁹	1-01	0-14	70-8	70-9	1-00	114-0	115-0	0-99

Estas comparaciones muestran que los valores calculados de resistencia de agrietamiento y resistencia máxima se sobreestiman en promedio un 10 % y 8%, respectivamente.

4.2 Modelos histéricos

Para representar el comportamiento histérico de un muro de albañilería confinada lo realizaremos mediante la modelación de elementos links del tipo multilinear plástico usando el programa SAP 2000 [13]. Estos elementos link permiten definir el comportamiento no lineal de elementos mediante la definición de la envolvente (curva fuerza - deformación) y el ciclo de histéresis de éstos (ver Figura 4.10).

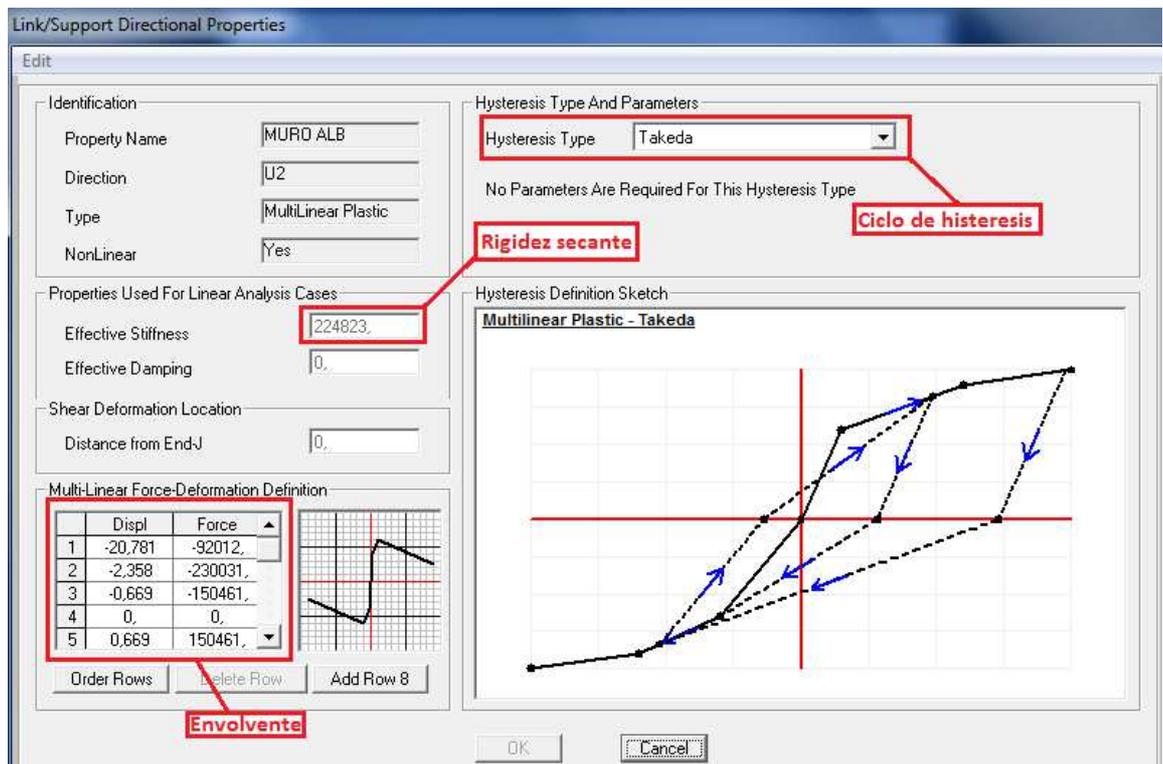


Figura 4.10: Definición de elementos link multilinear plásticos (SAP 2000).

Diversos autores han realizado ensayos experimentales a muros de albañilería confinada frente a la acción de una carga lateral. En específico el Instituto de Investigación de la Construcción, Tsukuba, Japón [11], ha realizado ensayos experimentales a muros de

albañilería confinada frente a la acción de cargas laterales cíclicas basados en prototipos de edificios chilenos (Figura 4.11).

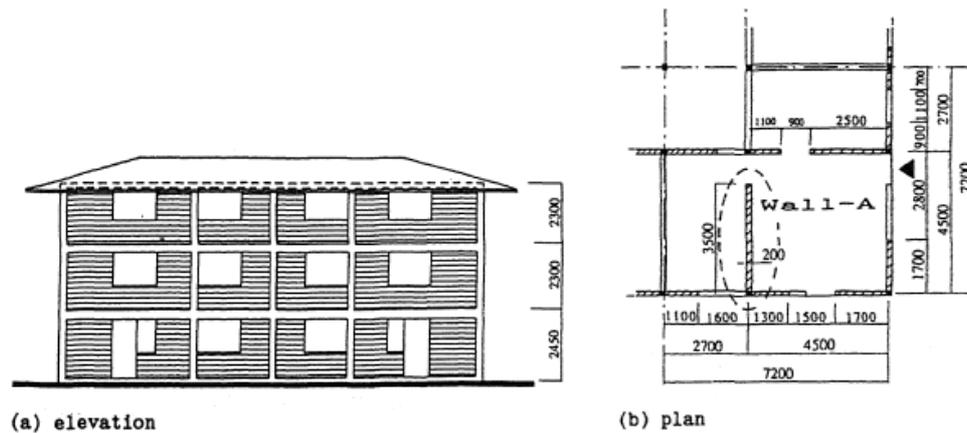


Figura 4.11: Prototipos de edificios de albañilería confinada en Chile [11].

Para realizar estos ensayos se construyeron muros de albañilería de dimensiones 1270x1330x100 mm, manteniendo una escala de 1:2 respecto a las dimensiones reales presentes en este tipo de edificios.

Para comparar los resultados experimentales y los resultados obtenidos mediante la modelación no lineal basada en la definición de la envolvente trilineal, nos basaremos en las dimensiones y propiedades de los materiales del espécimen A, desarrollados en los ensayos experimentales. Se selecciona este espécimen pues posee un espaciamiento en los estribos de los pilares de confinamiento que se asemeja de mejor manera a los muros considerados en este estudio (Figura 4.12).

Prism	$\sigma_c = 40.3 \text{ MPa}$, $E_c = 12 \times 10^3 \text{ MPa}$
Concrete	$\sigma_c = 20.3 \text{ MPa}$, $E_c = 20 \times 10^3 \text{ MPa}$
Reinforcing Bar	D6 $\sigma_y = 370 \text{ MPa}$, $E_s = 199 \times 10^3 \text{ MPa}$
	D8 $\sigma_y = 406 \text{ MPa}$, $E_s = 252 \times 10^3 \text{ MPa}$
	D13 $\sigma_y = 348 \text{ MPa}$, $E_s = 205 \times 10^3 \text{ MPa}$

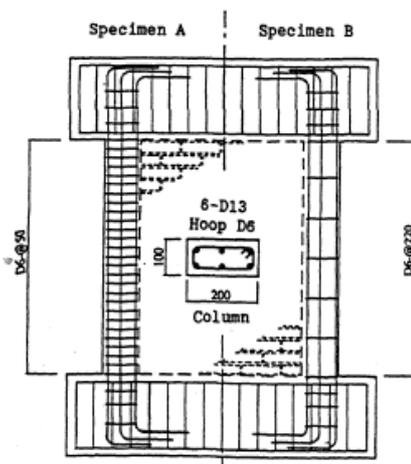
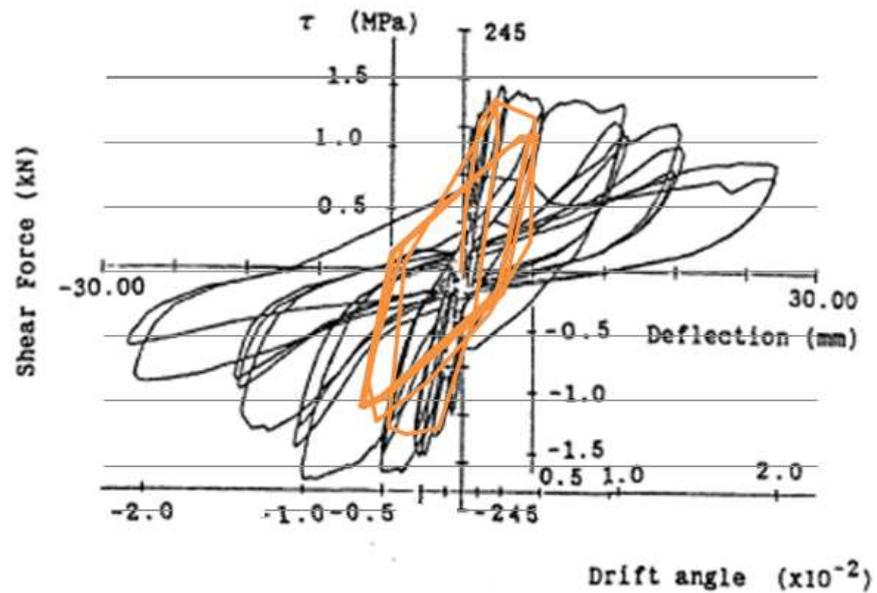


Figura 4.12 Propiedades del espécimen A de los ensayos experimentales [11].

Para hacer este análisis comparativo se considerará que el módulo de corte de la albañilería corresponde a un 30% del módulo de elasticidad [3] y que la resistencia a la tracción puede ser estimada como un 3% de la resistencia a la compresión [10].

Se define un estado de carga tiempo historia sinusoidal con una amplitud de manera de ejercer una fuerza lateral máxima de 230 kN en el elemento link, magnitud similar a la utilizada en los ensayos experimentales. Así, se tiene las siguientes respuestas (ver Figura 4.13):



(a) Specimen-A

Figura 4.13 Resultado experimental y resultado mediante el modelo constitutivo.

En la Tabla 4.4 se muestran los valores máximos de deformación lateral y tensión de corte en los primeros tres ciclos de carga y descarga obtenidos en la modelación realizada mediante elementos link utilizando el modelo constitutivo trilineal y el ciclo de histéresis de Takeda.

Tabla 4.4. Deformación y tensión de corte en cada ciclo de carga y descarga obtenidos del modelo histérico.

	CICLOS DE CARGA Y DESCARGA			
	→		←	
	def. (mm)	τ (Mpa)	def. (mm)	τ (Mpa)
1° ciclo	2,95	1,33	-6,09	-1,2
2° ciclo	3,18	1,3	-7,02	-1,15
3° ciclo	6,46	1,05	-8,15	-1,05

De la Figura 4.13 y Tabla 4.4 se puede apreciar que el modelo desarrollado es capaz de captar de buena manera las magnitudes máximas de tensión de corte y deformación en los primeros ciclos de carga y descarga, valores similares a los obtenidos en el ensayo experimental. A su vez, en la Tabla 4.4, se observa que en cada ciclo se produce una disminución de la rigidez, mostrando valores máximos de tensión de corte menores en cada uno de estos ciclos.

También se observan algunas diferencias en cuanto al ciclo de histéresis entre el ensayo experimental y el modelo desarrollado. Se observa un cierto "pinching" en los resultados experimentales, que el modelo de Takeda no es capaz de reproducir, lo que induce una subestimación en las deformaciones obtenidas en ciclos posteriores.

Para efectos del desarrollo de esta investigación y por la facilidad de análisis mediante el programa SAP 2000, se proseguirá considerando el ciclo de histéresis de Takeda.

5. MODELACIÓN

En el presente capítulo se desarrollará un modelo computacional, en el programa SAP 2000 [13], de uno de los arquetipos índice definidos en la Tabla 3.1. Este arquetipo queda definido a través de los parámetros que se indican a continuación y cuya planta de estructura esquemática se muestra en la Figura 5.1.

$$\text{Relación de aspecto} = \frac{500}{1500} = 0.33$$

$$\text{Densidad de muro eje A} = \frac{200 + 210 + 210 + 200}{1500} = 0.55$$

$$\text{Densidad de muro eje B} = \frac{410 + 410}{1500} = 0.55$$

$$\text{Diferencia de densidad de muros} = 0.55 - 0.55 = 0$$

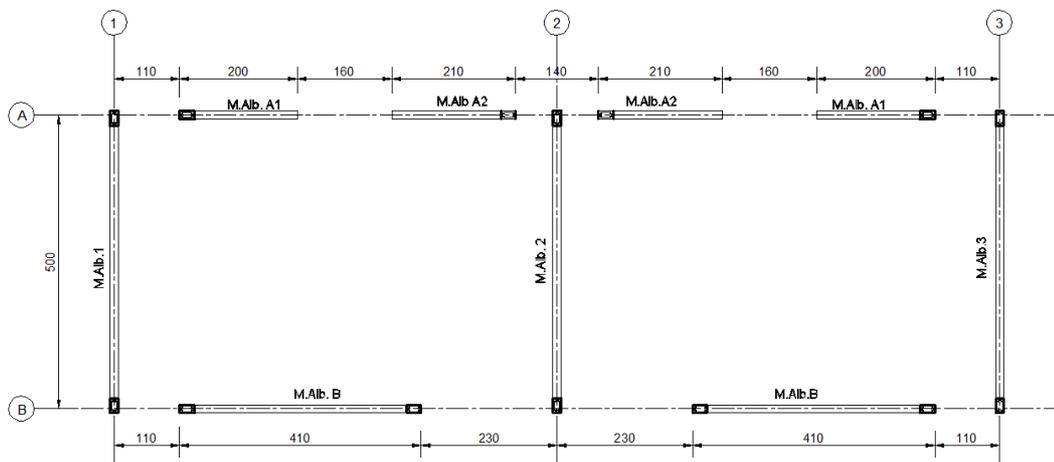


Figura 5.1: Planta de estructura arquetipo en estudio

Además, teniendo en cuenta las configuraciones típicas de este tipo de estructuras, se considerará una altura típica de entrepiso de 230 cm, losas de hormigón armado de 11 cm de espesor para los niveles 1 y 2 y una estructura de techumbre con un peso de 30 kg/m².

Como se planteó en el capítulo 4, para poder definir el modelo constitutivo de un muro de albañilería confinada, es necesario conocer sus propiedades geométricas, las propiedades mecánicas de los materiales componentes y la carga axial a la cual es sometido.

Con el objetivo de determinar la carga axial solicitante en cada muro, se desarrolla un modelo computacional (Figura 5.2) en el cual se incluyen muros y antepechos de albañilería, cadenas y losas de hormigón armado y una estructura de techo con peso propio de 30 kg/m^2 , además de considerar una sobrecarga de uso de 200 kg/m^2 para las losas de hormigón y una sobrecarga de techo reducida de 53 kg/m^2 , estas dos últimas según NCh1537.Of1987.

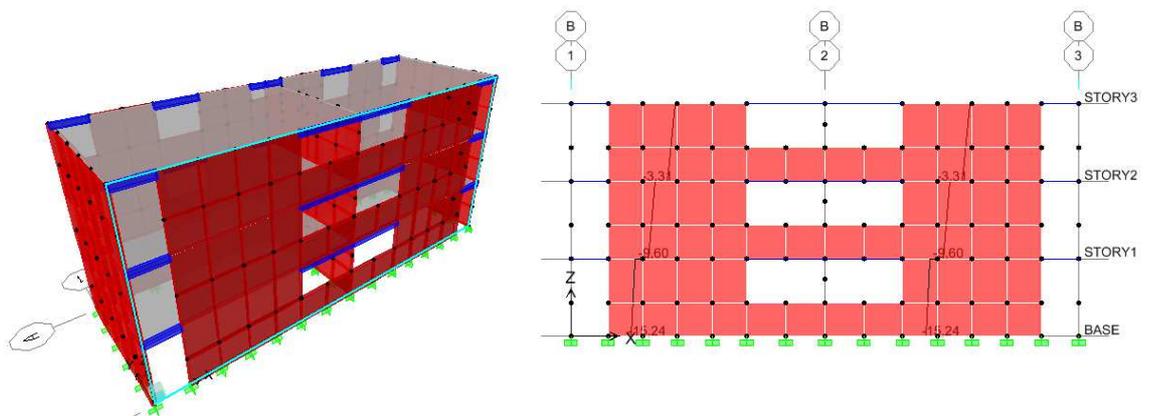


Figura 5.2: Modelo 3D para estimación de carga axial en muros.

Tabla 5.1: Solicitación axial en muros

yalb=	1,8	(T/m3)	NCh1537 ANEXO A - ALBAÑILERÍA
yhorm.=	2,5	(T/m3)	NCh1537 ANEXO A - HORMIGÓN ARMADO
e losa=	0,11	(m)	
SC losa=	200	(Kg/m2)	NCh1537 TABLA 4 - VIVIENDAS
SC red .techo=	53	(Kg/m2)	NCh1537 TABLA 3 - A > 50 (m2) y F 5 %
PP techo=	30	(Kg/m2)	Estimado

	MURO (ver Fig.5.1)	Largo (m)	1,05 PP + 0,25 SC (T)
3° NIVEL	1	5,0	3,51
	2	5,0	3,12
	3	5,0	3,51
	A1	2,0	1,08
	A2	2,1	1,48
	B	4,1	2,96
2° NIVEL	1	5,0	8,96
	2	5,0	10,6
	3	5,0	8,96
	A1	2,0	3,82
	A2	2,1	4,30
	B	4,1	8,56
1° NIVEL	1	5,0	14,06
	2	5,0	19,10
	3	5,0	14,06
	A1	2,0	7,35
	A2	2,1	8,02
	B	4,1	14,12

Se considerarán las siguientes propiedades de los materiales.

$$E = 1000 \cdot f_m^l = 1000 \cdot 2,75 = 2750 \text{ (MPa)} \quad (\text{ec.7 NCh21230f.97})$$

$$G = 0,3 \cdot E_m = 825 \text{ (MPa)} \quad (\text{ec.8 NCh21230f.97})$$

$$f_c = 3\% f_p = 0,03 \cdot 11 = 0,33 \text{ (MPa)} \quad (\text{estimado según Tomazevic, 2006})$$

$$f_c = 20 \text{ (MPa)} \quad (\text{Hormigón H20})$$

$$f_y = 280 \text{ (MPa)} \quad (\text{Acero de refuerzo A44 – 28H})$$

Con.

E = Módulo de elasticidad de la albañilería.

G = Módulo de corte de la albañilería.

f_t = Resistencia a tracción de la albañilería.

f_c = Resistencia a la compresión del hormigón.

f_y = Fluencia del acero de refuerzo del hormigón.

Haciendo uso de las ecuaciones establecidas en el capítulo 4.1, se determinan los puntos característicos de la envolvente trilineal que define el comportamiento de cada muro del arquetipo en estudio. El detalle de los cálculos realizados puede ser revisado en el Anexo

A. Así tenemos:

Tabla 5.2: Puntos característicos de la envolvente trilineal para cada muro

		d (mm)	H (N)		d (mm)	H (N)		d (mm)	H (N)
MURO A1 1° NIVEL	(dmax, Hdmax)	54,4	67448	MURO A1 2° NIVEL	50,7	62819	MURO A1 3° NIVEL	82,9	58822
	(dHmax, Hmax)	6,18	168619		5,75	157047		9,41	147055
	(dcr, Hcr)	1,61	101147		1,48	93047		2,39	86052
MURO A2 1° NIVEL	(dmax, Hdmax)	55,4	73765	MURO A2 2° NIVEL	51,6	68688	MURO A2 3° NIVEL	81,9	64417
	(dHmax, Hmax)	6,29	184413		5,85	171719		9,29	161044
	(dcr, Hcr)	1,66	112203		1,53	103317		2,40	95844
MURO B 1° NIVEL	(dmax, Hdmax)	40,9	128185	MURO B 2° NIVEL	38,2	119517	MURO B 3° NIVEL	42,8	109879
	(dHmax, Hmax)	4,64	320463		4,33	298793		4,85	274698
	(dcr, Hcr)	1,30	207438		1,21	192269		1,34	175402
MURO 1=3 1° NIVEL	(dmax, Hdmax)	37,1	145071	MURO 1=3 2° NIVEL	35,0	136825	MURO 1=3 3° NIVEL	37,4	127270
	(dHmax, Hmax)	4,21	362678		3,97	342064		4,25	318174
	(dcr, Hcr)	1,19	236988		1,12	222558		1,19	205835
MURO 2 1° NIVEL	(dmax, Hdmax)	39,0	152691	MURO 2 2° NIVEL	35,7	139543	MURO 2 3° NIVEL	37,2	126551
	(dHmax, Hmax)	4,43	381728		4,05	348857		4,22	316377
	(dcr, Hcr)	1,26	250323		1,14	227314		1,18	204577

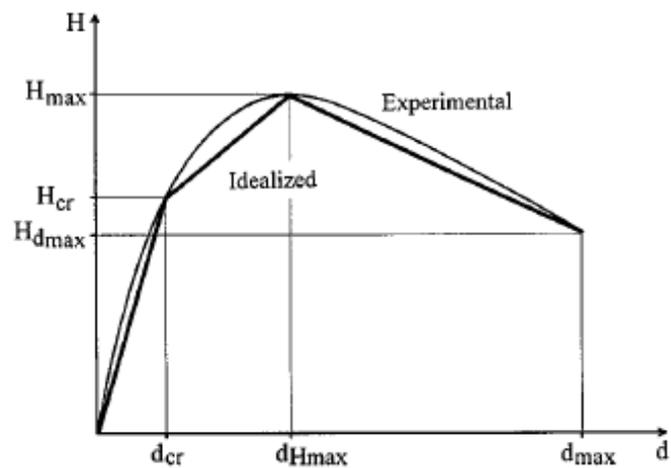


Figura 5.3: Envolvente trilineal idealizada [10].

5.1 Modelos de análisis

Definidos los puntos característicos de la curva de comportamiento para cada muro componente de nuestro arquetipo en estudio procedemos con la modelación.

Se analizará el comportamiento del arquetipo para cada dirección ortogonal de análisis por separado, es decir el sistema resistente para la acción del sismo en dirección X corresponderán a los muros de ejes A y B mientras que para la acción sísmica en dirección Y se considerarán los muros de ejes 1, 2 y 3 (Figura 5.1). Esto debido a los alcances del presente estudio en el cual se ha analizado y estudiado el comportamiento de los muros de albañilería frente a esfuerzos de corte en su plano.

Se indican los aspectos relevantes considerados en la modelación en SAP 2000.

- Se definen los muros mediante elementos "Link" del tipo "Multilinear Plastic" con propiedades no lineales en la dirección de análisis, U2 para el sismo en X y U3 para el sismo en Y, además de no permitir las rotaciones de los muros, sólo desplazamientos (Figura 4.10).

Este tipo de elementos nos permiten definir el modelo constitutivo mediante la envolvente trilineal de cada muro e incorporar un ciclo de histéresis al modelo. Como se aclaró y fundamentó en el capítulo 4.2, se ha decidido incorporar el ciclo de histéresis de Takeda ya que refleja de buena manera la degradación de rigidez en cada ciclo histerético.

- Se modela cada elemento link en el centro geométrico de cada muro y se consideran empotrados en la base.

- Se asigna un diafragma rígido en cada nivel, asignando una masa concentrada en el centro de masa de cada diafragma, para facilitar el análisis también se considera que a nivel de techo existe un diafragma rígido. El valor de cada masa concentrada en cada nivel

la determinamos considerando la combinación de carga 1.05 PP + 0.25 SC definida en el procedimiento FEMA P695 [1] (Tabla 5.3). Estos valores los obtenemos del modelo desarrollado para obtener las cargas axiales en los muros (opción "Diaphragm Mass Data").

Tabla 5.3: Valores de masa asociado a cada diafragma rígido (N-mm/s²)

Diaphragm Mass Data			
Story	Diaphragm	MassX	MassY
STORY3	D1	14,7185	14,7185
STORY2	D1	48,7910	48,7910
STORY1	D1	48,7910	48,7910

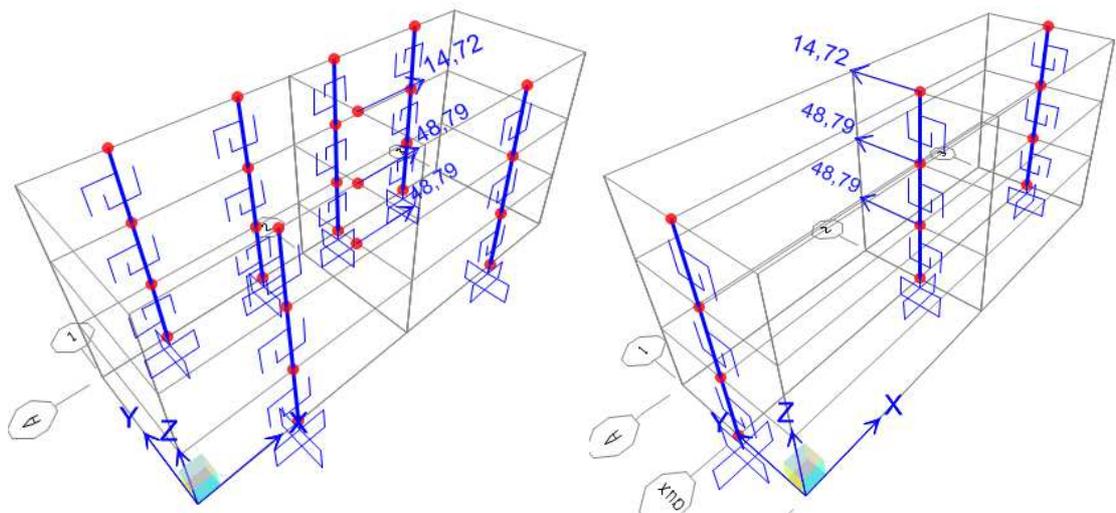


Figura 5.4: Modelado de arquetipo mediante elementos link. Para análisis de sismo en dirección X (izquierda) y para sismo en dirección Y (derecha).

Definido los modelos mediante elementos links (Figura 5.4) se ejecuta el análisis modal de cada uno de ellos obteniendo un período de vibración de $T_x=0,104$ s para la dirección X y $T_y=0,102$ s para la dirección Y, estos períodos se asemejan bastante a los obtenidos a

través de la modelación clásica mediante elementos frame y shell (Fig. 5.2) siendo estos $T_x=0,101$ s y $T_y=0,088$ s.

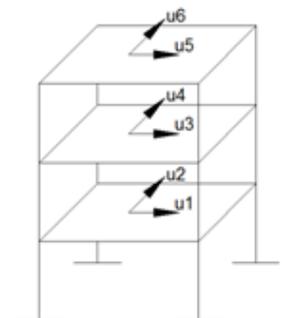
5.2 Análisis estático no lineal (Pushover)

Para ejecutar el análisis pushover debemos determinar un patrón de carga lateral con el cual cargaremos lateralmente la estructura; estas cargas deben ser proporcionales al producto entre la matriz de masa y el vector modal asociado al modo predominante para cada dirección de análisis [1].

Considerando un diafragma rígido por piso con dos grados de libertad traslacionales, uno en dirección X y otro en dirección Y, se obtienen seis grados de libertad los cuales tienen asociada la matriz de masa indicada en la Tabla 5.4

Tabla 5.4: Matriz de masa de la estructura (N-mm/s²)

G.D.L	MATRIZ DE MASA "M" en (N-mm/s ²)					
	u1	u2	u3	u4	u5	u6
u1	48,791	0	0	0	0	0
u2	0	48,791	0	0	0	0
u3	0	0	48,791	0	0	0
u4	0	0	0	48,791	0	0
u5	0	0	0	0	14,718	0
u6	0	0	0	0	0	14,718



Del análisis modal es posible determinar el vector modal en cada dirección de análisis con lo cual determinamos el patrón de carga lateral al multiplicar este vector por la matriz de masa (Tabla 5.5). Aplicamos esta carga en el centro de masa de cada diafragma de piso.

Tabla 5.5: Vector modal y patrón de carga lateral para análisis pushover

G.D.L	Vector Modal ϕ_{1x}	Patrón de carga X $M^*\phi_{1x}$	Vector Modal ϕ_{1y}	Patrón de carga X $M^*\phi_{1y}$
u1	-0,064	-3,118	0	0
u2	0	0	0,065	3,152
u3	-0,108	-5,289	0	0
u4	0	0	0,109	5,333
u5	-0,124	-1,831	0	0
u6	0	0	0,121	1,774

Definimos en el programa SAP 2000 el caso de carga Pushover como una carga estática no lineal con desplazamiento controlado en el centro de masa del último nivel; incluimos además el efecto P-Delta en los parámetros de no linealidad geométrica (Figura 5.5).

Este análisis pushover consiste en cargar la estructura lateralmente, partiendo desde el patrón de carga definido en la Tabla 5.5, e ir aumentando esta hasta obtener el desplazamiento definido en el centro de masa del último nivel de la estructura.

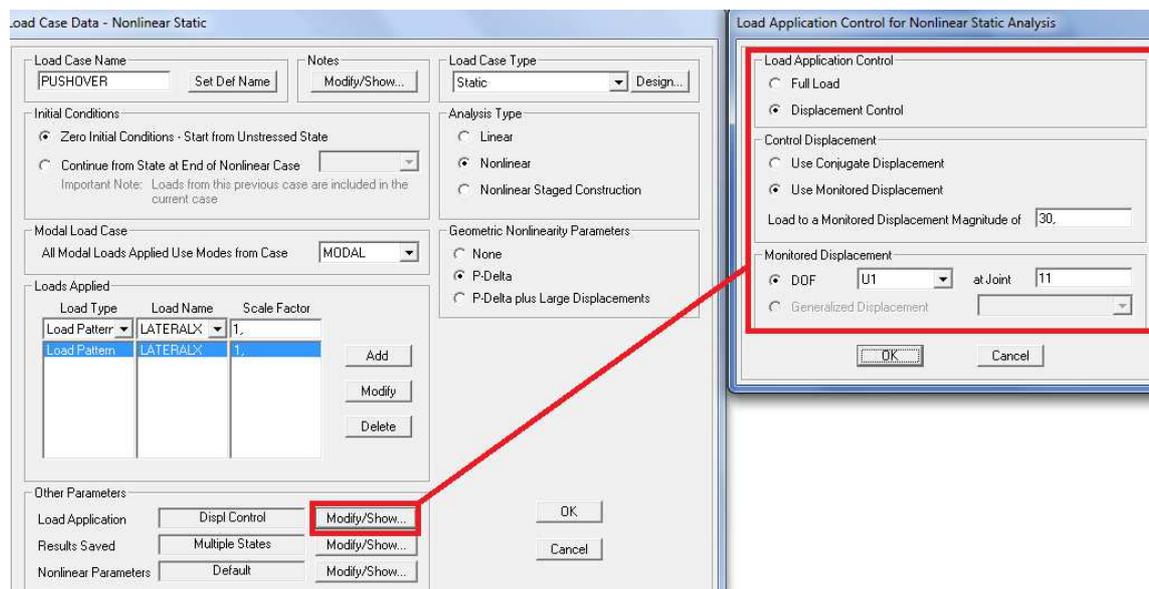


Figura 5.5: Definición de caso de carga Pushover en programa SAP 2000.

Así, de este análisis se obtiene la curva de capacidad de la estructura (Figura 5.6) la cual relaciona el desplazamiento lateral del techo y el corte basal.

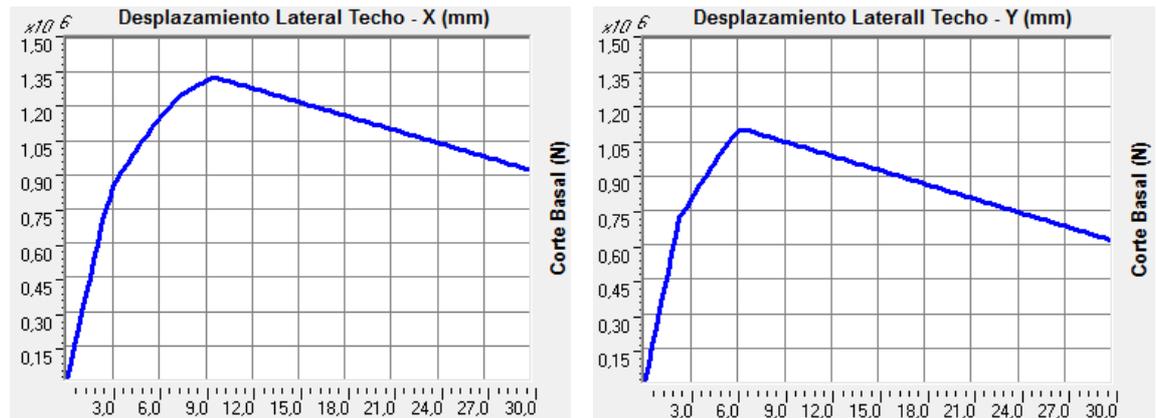


Figura 5.6: Curvas de capacidad dirección X (izquierda) y dirección Y (derecha).

Para cada dirección de análisis determinamos el valor de sobrerresistencia Ω y ductilidad μ

- Análisis Pushover en dirección X.

° Cálculo de Sobrerresistencia Ω_x

$$V_{\max-x} = 1328593,02 \text{ (N)} \text{ -- ver figura 5.5 izquierda}$$

Determinamos la sobrerresistencia de la estructura a través de la expresión

$$\Omega_x = \frac{V_{\max-x}}{V_x}$$

En donde V_x corresponde al corte sísmico de diseño en la dirección X.

En la Tabla 5.6 se presenta el corte de diseño para cada zona sísmica y tipo de suelo definido en la norma NCh 433 [6] junto al valor de sobrerresistencia obtenido.

Tabla 5.6: Valor de sobrerresistencia en dirección de análisis X.

DIRECCION X			
	SUELO	Vmax NCh433 (N)	Sobrerresistencia (-)
ZONA 1	SUELO A	98923,52	13,43
	SUELO B	109865,6	12,09
	SUELO C	115381,12	11,51
	SUELO D	131838,72	10,08
	SUELO E	142869,76	9,30
ZONA 2	SUELO A	148385,28	8,95
	SUELO B	164842,88	8,06
	SUELO C	173116,16	7,67
	SUELO D	197847,04	6,72
	SUELO E	214304,64	6,20
ZONA 3	SUELO A	197847,04	6,72
	SUELO B	219820,16	6,04
	SUELO C	230762,24	5,76
	SUELO D	263766,4	5,04
	SUELO E	285739,52	4,65

° Cálculo de Ductilidad μ_x

Tabla 5.7: Parámetros para determina factor C_o - Pushover dirección X

G.D.L	Nivel	m_x	ϕ_{1x}	$m_x \cdot \phi_{1x}$	$m_x \cdot \phi_{1x}^2$
u1	1	48,791	-0,064	-3,118	0,199
u4	2	48,791	-0,108	-5,289	0,573
u7	3	14,7185	-0,124	-1,831	0,228
			Σ	-10,238	1,000

$$C_{o-x} = \phi_{1r} \cdot \frac{\sum_{X=1}^N m_x \cdot \phi_{1x}}{\sum_{X=1}^N m_x \cdot \phi_{1x}^2} = -0,124 \cdot \frac{-10,238}{1} = 1,273$$

$$W = (48,791 + 48,791 + 14,719) \cdot 9810 = 1101672,8 \text{ (N)} \quad - \text{Peso de la estructura}$$

$$\delta_{y\text{eff-x}} = C_o \cdot \frac{V_{\text{max}}}{W} \cdot \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \cdot \max(T, T_1)^2 = 4,165 \text{ (mm)}$$

$\delta_{u-x} = 22,857 \text{ (mm)}$ – desplazamiento en 0,8 $V_{m\acute{a}x}$.

$$u_x = \frac{\delta_{u-x}}{\delta_{y\text{eff}-x}} = 5,487$$

- Análisis Pushover en dirección Y.

° Cálculo de Sobrerresistencia Ω_y

$V_{max-y} = 1102939,1 \text{ (N)}$ – ver figura 5.5 izquierda

$$\Omega_y = \frac{V_{max-y}}{V_y}$$

En la Tabla 5.8 se presenta el valor de sobrerresistencia para el corte de diseño definido en NCh433.

Tabla 5.8: Valor de sobrerresistencia en dirección de análisis Y.

DIRECCION Y			
	SUELO	Vmax NCh433 (N)	Sobrerresistencia (-)
ZONA 1	SUELO A	98923,52	11,15
	SUELO B	109865,6	10,04
	SUELO C	115381,12	9,56
	SUELO D	131838,72	8,37
	SUELO E	142869,76	7,72
ZONA 2	SUELO A	148385,28	7,43
	SUELO B	164842,88	6,69
	SUELO C	173116,16	6,37
	SUELO D	197847,04	5,57
	SUELO E	214304,64	5,15
ZONA 3	SUELO A	197847,04	5,57
	SUELO B	219820,16	5,02
	SUELO C	230762,24	4,78
	SUELO D	263766,4	4,18
	SUELO E	285739,52	3,86

° Cálculo de Ductilidad μ_y

Tabla 5.9: Parámetros para determina factor C_{ϕ} - Pushover dirección Y

G.D.L	Nivel	m_x	ϕ_{1x}	$m_x \cdot \phi_{1x}$	$m_x \cdot \phi_{1x}^2$
u2	1	48,791	0,065	3,152	0,204
u5	2	48,791	0,109	5,333	0,583
u8	3	14,7185	0,121	1,774	0,214
			Σ	10,258	1,000

$$C_{\phi-y} = \phi_{1r} \cdot \frac{\sum_{x=1}^N m_x \cdot \phi_{1x}}{\sum_{x=1}^N m_x \cdot \phi_{1x}^2} = 0,121 \cdot \frac{10,258}{1} = 1,235$$

$$W = (48,791 + 48,791 + 14,719) \cdot 9810 = 1101672,8 \text{ (N)} \quad - \text{Peso de la estructura}$$

$$\delta_{y\text{eff}-y} = C_D \cdot \frac{V_{\text{max}}}{W} \cdot \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \cdot \max(T, T_1)^2 = 3,356 \text{ (mm)}$$

$$\delta_{u-y} = 17,255 \text{ (mm)} - \text{desplazamiento en } 0,8 V_{\text{máx.}}$$

$$u_y = \frac{\delta_{u-y}}{\delta_{y\text{eff}-y}} = 5,140$$

Se observa que para ambas direcciones de análisis se obtienen valores de ductilidad de orden de 5, lo cual resulta ser un poco mayor que los valores aceptables que plantea Tomazevic, $u = 3.0 - 4.0$, para evitar el daño excesivo en estos muros estructurales. Sin embargo estos valores se asemejan a los resultados experimentales que plantea dicho autor [8].

5.3 Análisis dinámico incremental no lineal.

Siguiendo con la metodología FEMA P695 se debe realizar un análisis dinámico incremental (IDA), en el cual se someterá al arquetipo en estudio a un análisis tiempo historia en el cual se utilizaran registros sísmicos escalados a distintos niveles de intensidad con la finalidad de determinar las curvas IDA. Estas curvas relacionan algún parámetro que permita medir el daño producido en la estructura y la intensidad del registro sísmico escalado. Típicamente estas curvas grafican la aceleración sísmica versus el drift de entrepiso.

5.3.1 Registros Sísmicos

La metodología proporciona dos conjuntos de registros sísmicos para realizar análisis dinámico no lineal. Estos conjuntos corresponden a los registros de campo lejano y campo cercano. El primero considera 22 pares de componentes de movimiento horizontal en sitios ubicados a una distancia igual o mayor a 10 km de la ruptura de la falla, el segundo incluye 28 pares de componentes de movimiento horizontal registrados en sitios ubicados a menos de 10 km de la ruptura de la falla. Ambos tipos de registros no consideran la componente vertical sísmica ya que no se considera primordial para la evaluación de colapso, por lo que no es requerido en la metodología.

Este set de registros sísmicos incluye un número suficiente de ellos para incorporar la variación registro a registro y así determinar la mediana de la intensidad de colapso CMR.

La metodología especifica el uso de registros de campo lejano para evaluar el colapso de estructuras de categoría sísmica de diseño SDC B, C ó D según ASCE, es decir estructuras que se encuentran lejos de fallas activas. Los registros de campo cercano proporcionan información complementaria y se utilizan para evaluar posibles diferencias en el CMR para estructuras de categoría sísmica SDC E.

Los 22 pares de registro de campo lejano son obtenidos del PEER Center [14]. En la Tabla 5.10 se muestran los registros considerados indicando su magnitud, año, nombre del evento, el nombre de la estación y el propietario. De estos 22 registros, 14 ocurrieron entre los años 1971 y 1999 y corresponden a 8 terremotos ocurridos en California, EEUU; los otros 8 registros provienen de Japón, Turquía, Irán, Italia y China.

Tabla 5.10: Registros de Campo Lejano (Tabla A-4A FEMA P695).

Table A-4A Summary of Earthquake Event and Recording Station Data for the Far-Field Record Set

ID No.	Earthquake			Recording Station	
	M	Year	Name	Name	Owner
1	6.7	1994	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	USC
2	6.7	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	USC
3	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu	ERD
4	7.1	1999	Hector Mine	Hector	SCSN
5	6.5	1979	Imperial Valley	Delta	UNAMUCSD
6	6.5	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11	USGS
7	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	CUE
8	6.9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka	CUE
9	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	ERD
10	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik	KOERI
11	7.3	1992	Landers	Yermo Fire Station	CDMG
12	7.3	1992	Landers	Coolwater	SCE
13	6.9	1989	Loma Prieta	Capitola	CDMG
14	6.9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3	CDMG
15	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar	BHRC
16	6.5	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	CDMG
17	6.5	1987	Superstition Hills	Poe Road (temp)	USGS
18	7.0	1992	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	CDMG
19	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	CWB
20	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	CWB
21	6.6	1971	San Fernando	LA - Hollywood Stor	CDMG
22	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo	--

Para cada registro la Tabla 5.11 muestra la secuencia de registro, la frecuencia más baja, el nombre de las dos componentes horizontales, el peak de aceleración y el peak de velocidad. Se observa que el $PGA_{m\acute{a}x}$ varía entre 0,21g y 0,82g con un promedio de 0,43g mientras que el $PGV_{m\acute{a}x}$ varía entre 19 cm/s y 115 cm/s con un promedio de 46 cm/s.

Con el objetivo de reducir la dispersión del $PGV_{m\acute{a}x}$ a un nivel consistente con el $PGA_{m\acute{a}x}$ sin afectar apreciablemente los valores promedios de ambos parámetros, FEMA P695 incorpora un factor de normalización para cada registro (Tabla 5.12), resultando una variación del $PGA_{m\acute{a}x}$ entre 0.18g y 0.58g con un valor promedio de 0.4g mientras que el

PGV_{max} resulta con una variación entre 36 cm/s y 54 cm/s con un valor promedio de 42 cm/s.

Tabla 5.11 Resumen de parámetros para registros de campo lejano (Tabla A-4C FEMA P695).

Table A-4C Summary of PEER NGA Database Information and Parameters of Recorded Ground Motions for the Far-Field Record Set

ID No.	PEER-NGA Record Information				Recorded Motions	
	Record Seq. No.	Lowest Freq (Hz.)	File Names - Horizontal Records		PGA_{max} (g)	PGV_{max} (cm/s.)
			Component 1	Component 2		
1	953	0.25	NORTHR/MUL009	NORTHR/MUL279	0.52	63
2	960	0.13	NORTHR/LOS000	NORTHR/LOS270	0.48	45
3	1602	0.06	DUZCE/BOL000	DUZCE/BOL090	0.82	62
4	1787	0.04	HECTOR/HEC000	HECTOR/HEC090	0.34	42
5	169	0.06	IMPVALL/H-DLT262	IMPVALL/H-DLT352	0.35	33
6	174	0.25	IMPVALL/H-E11140	IMPVALL/H-E11230	0.38	42
7	1111	0.13	KOBE/NIS000	KOBE/NIS090	0.51	37
8	1116	0.13	KOBE/SHI000	KOBE/SHI090	0.24	38
9	1158	0.24	KOCAELI/DZC180	KOCAELI/DZC270	0.36	59
10	1148	0.09	KOCAELI/ARC000	KOCAELI/ARC090	0.22	40
11	900	0.07	LANDERS/YER270	LANDERS/YER360	0.24	52
12	848	0.13	LANDERS/CLW-LN	LANDERS/CLW-TR	0.42	42
13	752	0.13	LOMAP/CAP000	LOMAP/CAP090	0.53	35
14	767	0.13	LOMAP/G03000	LOMAP/G03090	0.56	45
15	1633	0.13	MANJIL/ABBAR-L	MANJIL/ABBAR-T	0.51	54
16	721	0.13	SUPERST/B-ICC000	SUPERST/B-ICC090	0.36	46
17	725	0.25	SUPERST/B-POE270	SUPERST/B-POE360	0.45	36
18	829	0.07	CAPEMEND/RIO270	CAPEMEND/RIO360	0.55	44
19	1244	0.05	CHICHI/CHY101-E	CHICHI/CHY101-N	0.44	115
20	1485	0.05	CHICHI/TCU045-E	CHICHI/TCU045-N	0.51	39
21	68	0.25	SFERN/PEL090	SFERN/PEL180	0.21	19
22	125	0.13	FRIULI/A-TMZ000	FRIULI/A-TMZ270	0.35	31

Tabla 5.12 Factor de normalización para registros de campo lejano (Tabla A-4D FEMA P695).

Table A-4D Summary of Factors Used to Normalize Recorded Ground Motions, and Parameters of Normalized Ground Motions for the Far-Field Record Set

ID No.	As-Recorded Parameters			Normaliz-ation Factor	Normalized Motions	
	1-Sec. Spec. Acc. (g)		PGVPEER (cm/s.)		PGA_{max} (g)	PGV_{max} (cm/s.)
	Comp. 1	Comp. 2				
1	1.02	0.94	57.2	0.65	0.34	41
2	0.38	0.63	44.8	0.83	0.40	38
3	0.72	1.16	59.2	0.63	0.52	39
4	0.35	0.37	34.1	1.09	0.37	46
5	0.26	0.48	28.4	1.31	0.46	43
6	0.24	0.23	36.7	1.01	0.39	43
7	0.31	0.29	36.0	1.03	0.53	39
8	0.33	0.23	33.9	1.10	0.26	42
9	0.43	0.61	54.1	0.69	0.25	41
10	0.11	0.11	27.4	1.36	0.30	54
11	0.50	0.33	37.7	0.99	0.24	51
12	0.20	0.36	32.4	1.15	0.48	49
13	0.46	0.28	34.2	1.09	0.58	38
14	0.27	0.38	42.3	0.88	0.49	39
15	0.35	0.54	47.3	0.79	0.40	43
16	0.31	0.25	42.8	0.87	0.31	40
17	0.33	0.34	31.7	1.17	0.53	42
18	0.54	0.39	45.4	0.82	0.45	36
19	0.49	0.95	90.7	0.41	0.18	47
20	0.30	0.43	38.8	0.96	0.49	38
21	0.25	0.15	17.8	2.10	0.44	40
22	0.25	0.30	25.9	1.44	0.50	44

5.3.2 Curvas IDA

Definidos, caracterizados y normalizados los registros sísmicos a utilizar en el análisis dinámico incremental del arquetipo, y utilizando los modelos computacionales empleados en el análisis pushover, se prosigue con los análisis tiempo historia de la estructura.

Se procede de la siguiente manera.

- Se cargan los registros sísmicos al modelo computacional (ver ejemplo en Figura 5.7).

Considerar que los archivos descargados de la página del PEER [14] se encuentran en unidades de g y que proveen información de cinco puntos por líneas. El valor del intervalo de tiempo varía de registro en registro.

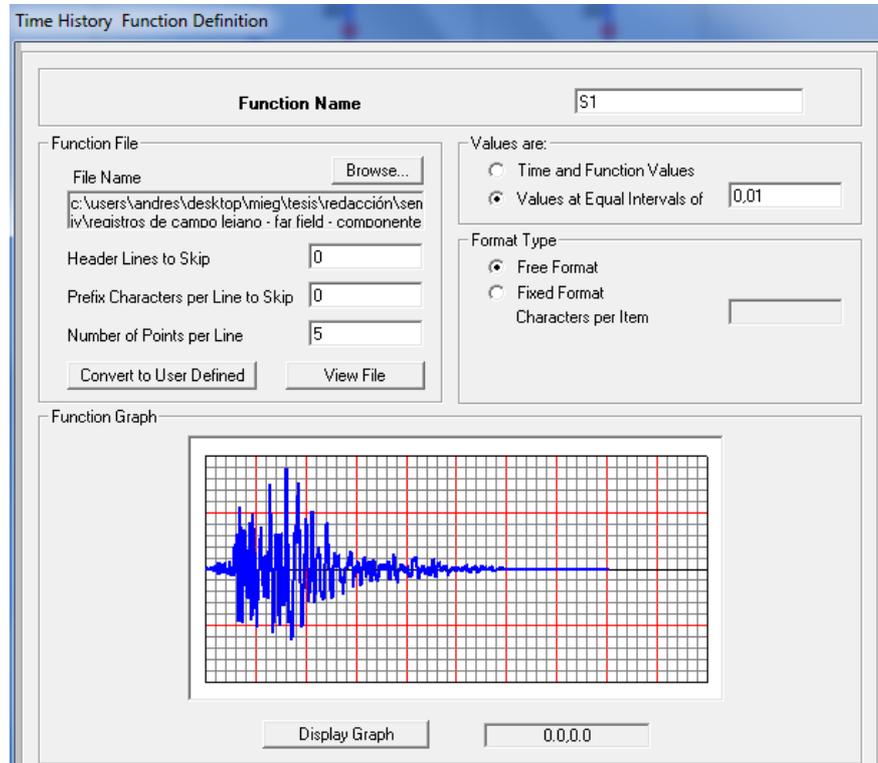


Figura 5.7: Carga de registros sísmicos al programa SAP 2000.

Definimos el caso de carga tiempo historia no lineal con efecto P-delta asociado a cada factor de escala para cada registro considerado (ver Figura 5.8).

En primera instancia escalamos cada registro 10 veces con factores de escala 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 3.8, 4.0, 4.1 y 4.2. Estos factores son ajustados posteriormente para cada sismo de manera de llegar a obtener una curva aceleración v/s drift satisfactoria, es decir, que alcance el nivel de inestabilidad dinámica.

Al tener 22 registros con 2 componentes cada una y cada componente escalada 10 veces, resultan 440 casos de análisis tiempo historia no lineal para cada dirección de análisis, 880 análisis tiempo historia en total.

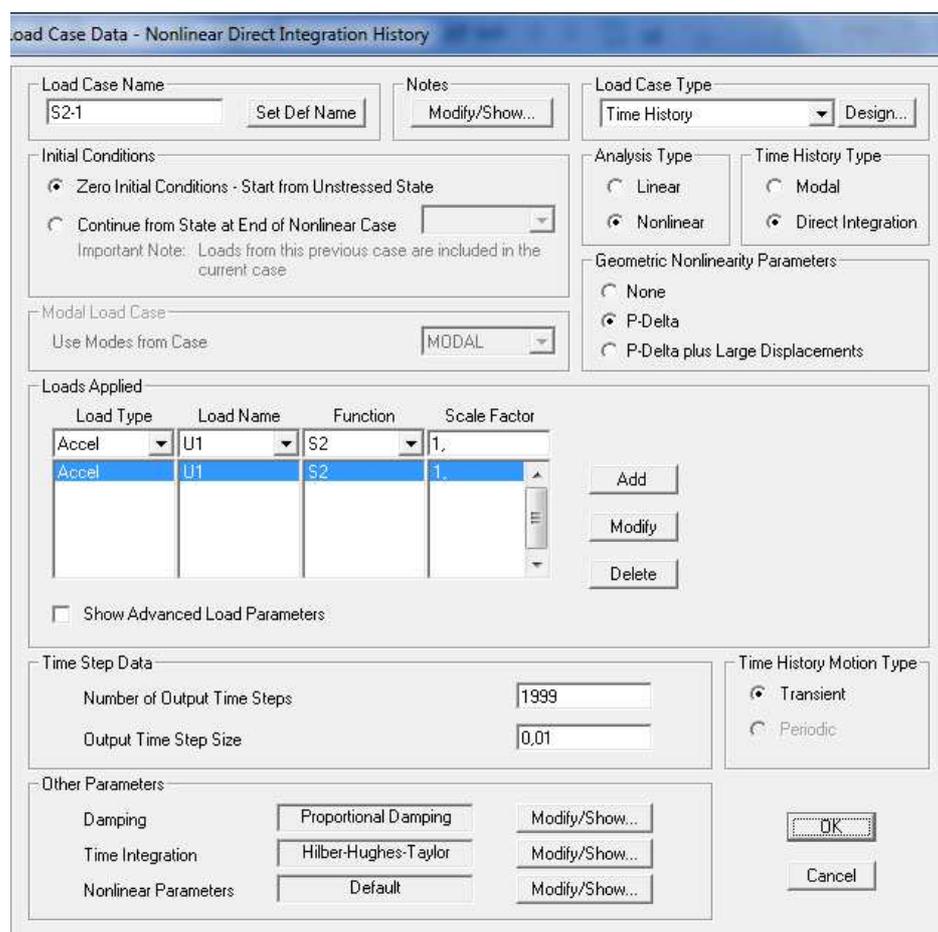


Figura 5.8: Definición de caso de carga tiempo historia no lineal en SAP 2000

Para cada caso de carga se considera un amortiguamiento tipo Rayleigh con una razón de amortiguamiento $\zeta = 0.05$, valor clásico considerado en NCh433 [6] para este tipo de estructuras. Usamos el mismo valor de ζ para los dos primeros modos de la estructura con lo cual queda determinada esta matriz de amortiguamiento clásica (Figura 5.9).

Mass and Stiffness Proportional Damping

Damping Coefficients

Direct Specification
 Specify Damping by Period
 Specify Damping by Frequency

	Mass Proportional Coefficient	Stiffness Proportional Coefficient
	4,3633	4,562E-04

	Period	Frequency	Damping
First	0,1045		0,05
Second	0,0395		0,05

Recalculate Coefficients

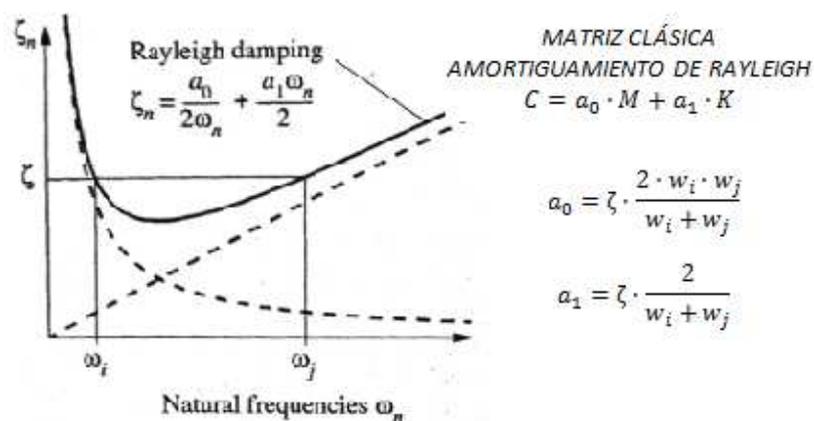


Figura 5.9: Definición de amortiguamiento en SAP 2000.

Utilizando la opción "Generalized Displacements" de SAP 2000 definimos los drift de entrepiso (Figura 5.10). Para ello utilizamos las siguientes expresiones expresadas en 1/1000.

$$DRIFT\ 1 = \frac{d_1}{H} = \frac{d_1}{2,3} = 0,4348 \cdot d_1$$

$$DRIFT\ 2 = \frac{d_2 - d_1}{H} = 0,4348 \cdot (d_2 - d_1)$$

$$DRIFT\ 3 = \frac{d_3 - d_2}{H} = 0,4348 \cdot (d_3 - d_2)$$

Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
10	0,4348	0,	0,	0,	0,	0,
10	0,4348	0,	0,	0,	0,	0,
5	-0,4348	0,	0,	0,	0,	0,

Figura 5.10: Definición de drift de entrepiso en SAP 2000.

- Se ejecuta cada uno de los análisis tiempo historia registrando el valor máximo de drift de entrepiso y el valor máximo de aceleración sísmica. Se agrupan estos valores para cada componente de los registros sísmicos, generando las curvas IDA.

En la Figura 5.11 se muestra un resultado típico de una curva IDA para una componente de un registro sísmico. Se observa que es en el primer nivel dónde se acumula el daño, y que los factores de escalonamiento fueron correctos para este registro ya que se obtiene una curva que a medida que se incrementa la aceleración sísmica aumenta el drift, hasta llegar a cierto nivel en que la curva empieza a disminuir su pendiente hasta hacerse nula, este es el tramo de inestabilidad dinámica, en el cual un pequeño incremento de la aceleración sísmica significa un incremento desproporcionado en la respuesta de la estructura. Para algunos registros sísmicos fue necesario ajustar estos factores de escalonamiento de manera de lograr la inestabilidad dinámica de la estructura. En el Anexo B se muestran las curvas IDA para cada registro sísmico

SISMO	N	FACTOR DE NORMALIZ.	Sa_max (g)	DRIFT 1 PISO (%O)	DRIFT 2 PISO (%O)	DRIFT 3 PISO (%O)
			0	0,000	0,000	0,000
S1-1	1	1,000	0,2703	0,702	0,426	0,159
S1-2	2	1,500	0,4054	0,675	0,452	0,176
S1-3	3	2,000	0,5405	0,892	0,512	0,197
S1-4	4	2,500	0,6756	1,273	0,498	0,222
S1-5	5	3,000	0,8108	1,539	0,612	0,249
S1-6	6	3,500	0,9459	2,468	0,912	0,281
S1-7	7	3,800	1,0270	3,978	0,995	0,301
S1-8	8	4,000	1,0810	4,978	1,013	0,294
S1-9	9	4,100	1,1081	8,622	0,971	0,287
S1-10	10	4,200	1,1351	1715,257	0,944	0,294

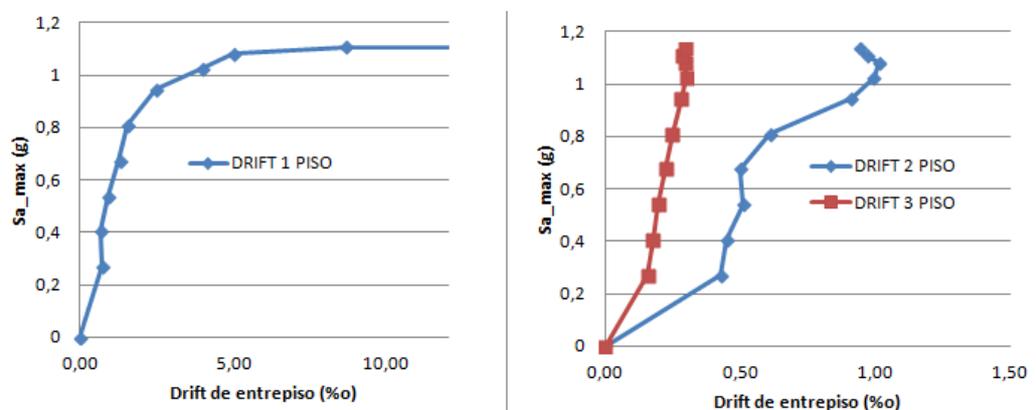


Figura 5.11: Curvas IDA típicamente obtenidas.

De los análisis ejecutados, y luego de calibrar el factor de escalamiento registro a registro, se obtienen 34 curvas IDA satisfactorias para el análisis en dirección X y 35 curvas IDA satisfactorias para el análisis en dirección Y, de un total de 44 que debiesen obtenerse para cada dirección de análisis. Las curvas faltantes no pudieron ser obtenidas debido a la no convergencia de los análisis para ciertos niveles de escalonamiento de algunos registros.

5.3.3 Curvas de Fragilidad

Con el objetivo de determinar el valor medio de la intensidad de colapso para la estructura analizada se generan las curvas de fragilidad, que relacionan intensidad de los registros sísmicos utilizados en los análisis tiempo historia con la probabilidad de colapso de la estructura.

De la lectura de las curvas IDA determinadas anteriormente se tabula el $PGA_{m\acute{a}x}$ y el drift asociado a este valor justo antes de que se produzca la inestabilidad dinámica, determinada por el tramo de la curva en la cual la pendiente se vuelve nula (Tabla 5.13).

Tabla 5.13 $PGA_{m\acute{a}x}$ para cada registro justo antes de producirse la inestabilidad din\amica.

SISMO	DIRECCI\ON SISMO X				DIRECCI\ON SISMO Y			
	C1		C2		C1		C2	
	PGA (g)	DRIFT (%)	PGA (g)	DRIFT (%)	PGA (g)	DRIFT (%)	PGA (g)	DRIFT (%)
1	1,183	4,300	1,183	6,211	1,284	7,801	1,014	8,974
2	1,394	4,300	1,195	11,315	1,195	6,377	0,996	10,202
3	1,550	4,800	1,808	14,960	1,292	3,869	1,550	17,156
4								
5	1,926	14,320	1,376	6,391	1,605	17,969	1,146	5,096
6	1,612	21,330	1,766	1,726	1,612	21,334	2,303	2,418
7	1,051	2,310	2,154	6,057	1,051	11,238	1,051	3,952
8	1,109	3,503	1,267	4,547	1,109	3,503	1,109	5,751
9			1,192	7,513			1,043	10,484
10	2,094	1,803	2,094	16,238	2,094	1,803	1,705	12,401
11	1,022	2,553	1,663	12,205	0,998	2,619	1,354	6,476
12			1,449	2,351	2,029	2,619	0,966	1,722
13	1,155	7,041	1,773	11,984	0,867	3,023	1,444	15,396
14	1,725	19,266	2,070	22,644	1,725	19,266	1,478	8,911
15								
16			1,879	9,695			1,503	6,300
17	1,316	5,258	2,211	18,961	1,053	3,759	1,580	12,116
18	1,894	8,904	1,128	4,050	1,579	7,509	0,902	2,522
19			1,443	14,315			1,173	10,411
20								
21	1,103	9,477	1,764	17,867	0,882	7,409	1,323	9,020
22	1,764	15,593	1,260	5,192	1,512	14,330	1,008	2,922

En la tabla 5.13 las celdas en blanco reflejan los casos en que no se obtuvo convergencia de los an\alisis tiempo historia para ciertos niveles de intensidad del registro.

Del rango de $PGA_{m\acute{a}x}$ obtenidos se seleccionan 10 intensidades 0, 0.9, 1.0, 1.2, 1.4, 1.6, 2.0, 2.2, 2.4 y 2.6 y se eval\ua la probabilidad de falla para cada uno de estos valores de la siguiente manera.

$$P_{falla} = \frac{\text{Cantidad de colapsos}}{N^{\circ} \text{ registros}}$$

Donde la cantidad de colapsos se obtiene de contar en cuantos registros se sobrepasa el valor de intensidad considerado. En el Anexo C se muestra en detalle el cálculo de esta probabilidad.

Así se obtiene la probabilidad de falla para cada intensidad de PGA para cada dirección de análisis (Tabla 5.14).

Tabla 5.14 Probabilidad de falla para cada intensidad de PGA.

n°	PGA	P falla (Sx)	P falla (Sy)
1	0	0,000	0,000
2	0,9	0,000	0,057
3	1	0,000	0,171
4	1,2	0,294	0,486
5	1,4	0,441	0,600
6	1,6	0,529	0,800
7	2	0,853	0,914
8	2,2	0,971	0,971
9	2,4	1,000	1,000
10	2,6	1,000	1,000

Se grafican los resultados anteriormente obtenidos generando las curvas de fragilidad de la estructura analizada. En las figuras 5.12a y 5.12b se muestra junto a estas curvas los mejores ajustes a una distribución lognormal de los resultados obtenidos.

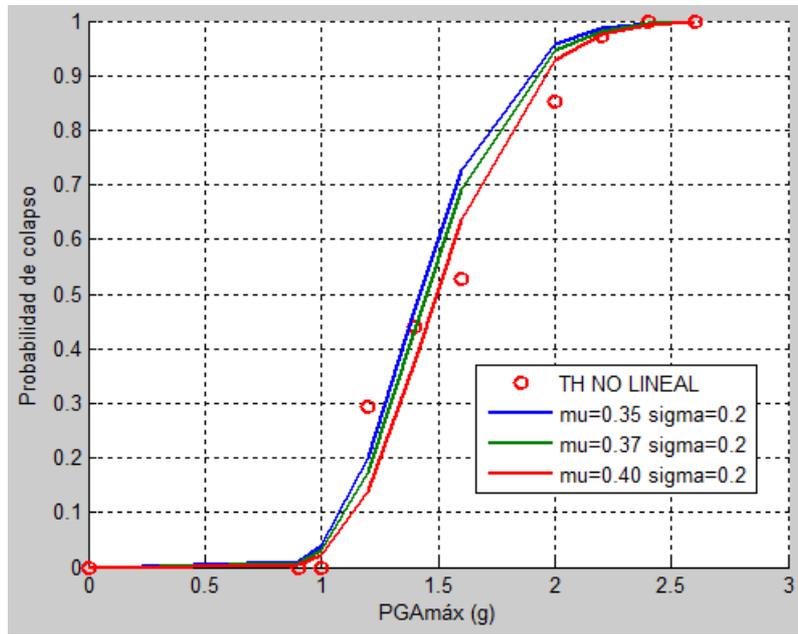


Figura 5.12a: Curva de fragilidad en dirección X.

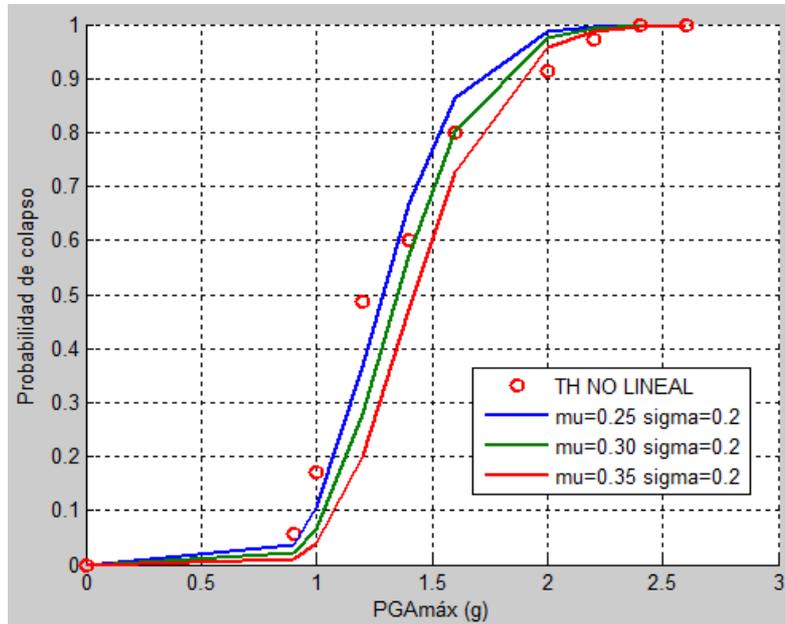


Figura 5.12b: Curva de fragilidad en dirección Y.

6. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DEL SISTEMA

6.1 Determinación del coeficiente de colapso (CMR).

De la distribución de probabilidades de las curvas obtenidas es posible determinar el valor medio de la intensidad de colapso SCT, que corresponde a la intensidad de la aceleración sísmica en que la estructura tiene un 50% de probabilidad de colapso. Luego con el valor de SCT es posible calcular la relación marginal de colapso CMR a través de la expresión.

$$CMR = \frac{SCT}{SMT}$$

Dónde SMT es la intensidad del sismo máximo considerado. Este valor es definido a través del período con los espectros que se muestran en la Figura 6.1 y la Tabla 6.1.

Tabla 6.1: Determinación de la intensidad máxima del sismo considerado (Tabla 6-1 FEMA P695)

Table 6-1 Summary of Maximum Considered Earthquake Spectral Accelerations And Transition Periods Used for Collapse Evaluation of Seismic Design Category D, C, and B Structure Archetypes, Respectively

Seismic Design Category		Maximum Considered Earthquake		Transition Period
Maximum	Minimum	S_{MS} (g)	S_{Mt} (g)	T_s (sec.)
D		1.5	0.9	0.6
C	D	0.75	0.30	0.4
B	C	0.50	0.20	0.4
	B	0.25	0.10	0.4

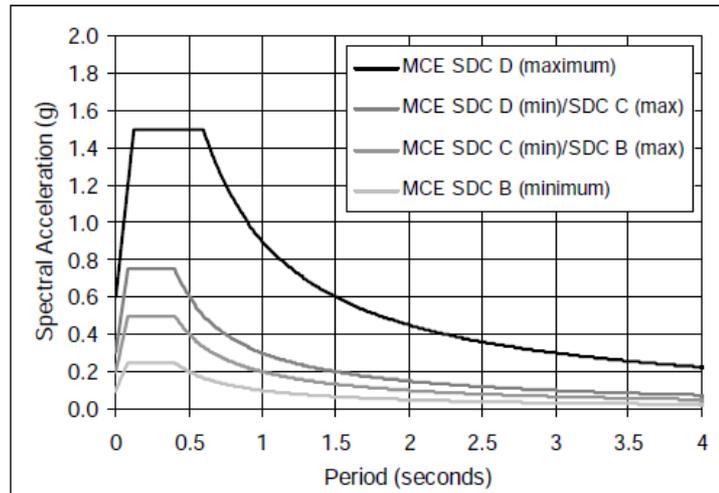


Figure 6-2 MCE response spectra required for collapse evaluation of index archetypes designed for Seismic Design Category (SDC) B, C, and D.

Figura 6.1: Espectros de aceleración para el sismo máximo considerado (Figura 6-2 FEMA P695)

Del análisis modal de la estructura se obtuvieron periodos para ambas direcciones de análisis del orden de $T=0.1$ (s) los cuales resultan ser menores al período T_s indicado en la Tabla 6.1. El valor de SMT para períodos cortos ($T < T_s$) se define como.

$$SMT = SMS$$

Así, para ambas direcciones de análisis se tiene

◦ Evaluación CMR dirección X

$$SCT_x = 1.50 \text{ g} \text{ (ver Fig.5.12a para probabilidad de 50\%)}$$

$$SMT_x = 1.50 \text{ g} \text{ (ver Tabla 6.1, categoría de diseño sísmica D máximo)}$$

$$CMR_x = \frac{SCT_x}{SMT_x} = 1.0$$

◦ Evaluación CMR dirección Y

$$SCT_y = 1.30 g \text{ (ver Fig.5.12b para probabilidad de 50\%)}$$

$$SMT_y = 1.50 g \text{ (ver Tabla 6.1, categoría de diseño sísmica D máximo)}$$

$$CMR_y = \frac{SCT_y}{SMT_y} = 0.87$$

El valor del CMR debe ser ajustado por el factor de forma espectral SSF utilizando la ecuación.

$$ACMR = CMR \cdot SSF$$

Este valor de SSF lo obtenemos mediante el período y la ductilidad de la estructura haciendo uso de la Tabla 6.2.

Tabla 6.2: Factor de forma espectral SSF (Tabla 7-1b FEMA P695)

Table 7-1b Spectral Shape Factor (SSF) for Archetypes Designed using SDC D_{max}

T (sec.)	Period-Based Ductility, μ_T							
	1.0	1.1	1.5	2	3	4	6	≥ 8
≤ 0.5	1.00	1.05	1.1	1.13	1.18	1.22	1.28	1.33
0.6	1.00	1.05	1.11	1.14	1.2	1.24	1.3	1.36
0.7	1.00	1.06	1.11	1.15	1.21	1.25	1.32	1.38
0.8	1.00	1.06	1.12	1.16	1.22	1.27	1.35	1.41
0.9	1.00	1.06	1.13	1.17	1.24	1.29	1.37	1.44
1.0	1.00	1.07	1.13	1.18	1.25	1.31	1.39	1.46
1.1	1.00	1.07	1.14	1.19	1.27	1.32	1.41	1.49
1.2	1.00	1.07	1.15	1.2	1.28	1.34	1.44	1.52
1.3	1.00	1.08	1.16	1.21	1.29	1.36	1.46	1.55
1.4	1.00	1.08	1.16	1.22	1.31	1.38	1.49	1.58
≥ 1.5	1.00	1.08	1.17	1.23	1.32	1.4	1.51	1.61

Así tendremos .

◦ Evaluación ACMR dirección X

$$u_x = 5,487 \text{ (obtenido del análisis Pushover dirección X)}$$

$$T_x = 0,104 \text{ s} < 0.5 \text{ s}$$

$$SSF_x = 1,26 \text{ (interpolando de la Tabla 6.2)}$$

$$ACMR_x = CMR_x \cdot SSF_x = 1,26$$

◦ Evaluación ACMR dirección Y

$$u_y = 5,140 \text{ (obtenido del análisis Pushover dirección Y)}$$

$$T_y = 0,102 \text{ s} < 0.5 \text{ s}$$

$$SSF_y = 1,25 \text{ (interpolando de la Tabla 6.2)}$$

$$ACMR_y = CMR_y \cdot SSF_y = 1,09$$

6.2 Determinación de la incertidumbre del sistema.

Siguiendo la metodología de evaluación es necesario evaluar la incertidumbre producida por los requerimientos de diseño (β_{DR}), por los datos de laboratorio (β_{TD}), por el modelo no lineal empleado en el análisis (β_{MDL}) y por los registros utilizados (β_{RTR}).

Si consideramos en la evaluación de β_{DR} una integridad y solidez media de los requerimientos de diseño, es decir que se proveen de garantías razonables contra modos de falla inesperados y que se abordan los más importantes aspectos de diseño y aseguramiento

de la estructura, sumado a un nivel de confianza bueno en dichos requerimientos, se obtendrá un valor $\beta_{DR} = 0,20$ (ver Tabla 2.1).

En la evaluación de los ensayos experimentales se considerará un valor de $\beta_{TD} = 0,35$ (Tabla 2.2), el cual considera una integridad y solidez media de los ensayos realizados y un nivel de confianza razonable en los resultados experimentales obtenidos, esto principalmente teniendo en consideración que los ensayos experimentales fueron obtenidos de la literatura y no se realizó un programa experimental propio.

Para cuantificar la incertidumbre asociada a los modelos de análisis consideraremos una representación media de las características de colapso y una precisión buena de estos modelos, por lo que se obtiene un valor $\beta_{MDL} = 0,20$ (Tabla 2.6).

En la evaluación de la incertidumbre de los registros asociados FEMA P695 [1] establece un valor fijo de $\beta_{RTR} = 0,40$ para estructuras con ductilidad $u > 3,0$.

Así la incertidumbre total del sistema será.

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2 + \beta_{RTR}^2}$$
$$\beta_{TOT} = 0,60$$

6.3 Evaluación del sistema..

La metodología establece que para evaluar el término de reducción de respuesta R se deben cumplir los siguientes criterios.

- Para cada grupo de desempeño, la probabilidad de colapso promedio para el sismo máximo considerado debe ser menor que el 10% y el valor promedio de la relación marginal de colapso ajustada ACMR debe ser mayor que el valor aceptable ACMR10% (Tabla 6.3).

- Para cada arquetipo, la probabilidad de colapso para el sismo máximo considerado debe ser menor que el 20% y el valor de la relación marginal de colapso ajustada ACMR debe ser mayor que el valor aceptable ACMR20% (Tabla 6.3).

Tabla 6.3: Valores aceptables en la evaluación de la probabilidad de colapso (Tabla 7-3 FEMA P695)

Total System Collapse Uncertainty	Collapse Probability				
	5%	10% ($ACMR_{10\%}$)	15%	20% ($ACMR_{20\%}$)	25%
0.275	1.57	1.42	1.33	1.26	1.20
0.300	1.64	1.47	1.36	1.29	1.22
0.325	1.71	1.52	1.40	1.31	1.25
0.350	1.78	1.57	1.44	1.34	1.27
0.375	1.85	1.62	1.48	1.37	1.29
0.400	1.93	1.67	1.51	1.40	1.31
0.425	2.01	1.72	1.55	1.43	1.33
0.450	2.10	1.78	1.59	1.46	1.35
0.475	2.18	1.84	1.64	1.49	1.38
0.500	2.28	1.90	1.68	1.52	1.40
0.525	2.37	1.96	1.72	1.56	1.42
0.550	2.47	2.02	1.77	1.59	1.45
0.575	2.57	2.09	1.81	1.62	1.47
0.600	2.68	2.16	1.86	1.66	1.50
0.625	2.80	2.23	1.91	1.69	1.52

De las curvas de fragilidad del arquetipo en estudio se tiene que para la aceleración sísmica espectral máxima considerada (1,5 g) se tiene una probabilidad de colapso del orden de 60% para ambas direcciones de análisis lo cual resulta mayor al 20% establecido como aceptable. Por otra parte, de la Tabla 6.3 para un valor de la incertidumbre total $\beta_{TOT} = 0,6$ se obtiene un valor aceptable de $ACMR_{20\%} = 1,66$, valor que resulta ser

mayor a los determinados para cada dirección de análisis, no cumpliendo el criterio de evaluación.

Como se indico al inicio de esta investigación, para establecer una conclusión general respecto a este tipo de estructuras se deben incluir más arquetipos de estudio y definir grupos de desempeño para realizar los análisis, escapando a los objetivos del presente estudio.

6.4 Evaluación comparativa considerando NCh433.

A modo de comparar los resultados obtenidos con la aceleración sísmica máxima espectral (SMT) de la norma NCh443, se determina la relación marginal de colapso ajustada y la probabilidad de colapso asociada a esta aceleración para cada tipo de suelo y cada zona sísmica definida en dicha norma (Tabla 6.4a y Tabla 6.4b).

Tabla 6.4a: Comparativa de evaluación mediante NCh433, análisis dirección X.

ANALISIS DIRECCION X							
ZONA	SUELO	SCT	SMT	CMR	SSF	ACMR	P COLAPSO
ZONA 1	SUELO A	1,5	0,497	3,018	1,26	3,803	0,00
	SUELO B	1,5	0,560	2,679	1,26	3,375	0,00
	SUELO C	1,5	0,583	2,573	1,26	3,242	0,00
	SUELO D	1,5	0,741	2,024	1,26	2,551	0,00
	SUELO E	1,5	0,803	1,868	1,26	2,354	0,00
ZONA 2	SUELO A	1,5	0,746	2,011	1,26	2,534	0,00
	SUELO B	1,5	0,841	1,784	1,26	2,247	0,00
	SUELO C	1,5	0,874	1,716	1,26	2,162	0,00
	SUELO D	1,5	1,111	1,350	1,26	1,701	0,05
	SUELO E	1,5	1,204	1,246	1,26	1,570	0,18
ZONA 3	SUELO A	1,5	0,994	1,509	1,26	1,901	0,05
	SUELO B	1,5	1,121	1,338	1,26	1,686	0,10
	SUELO C	1,5	1,165	1,288	1,26	1,622	0,15
	SUELO D	1,5	1,482	1,012	1,26	1,275	0,50
	SUELO E	1,5	1,605	0,935	1,26	1,178	0,60

Tabla 6.4b: Comparativa de evaluación mediante NCh433, análisis dirección Y.

ANALISIS DIRECCION Y							
ZONA	SUELO	SCT	SMT	CMR	SSF	ACMR	P COLAPSO
ZONA 1	SUELO A	1,3	0,497	2,616	1,26	3,296	0,02
	SUELO B	1,3	0,560	2,321	1,26	2,925	0,03
	SUELO C	1,3	0,583	2,230	1,26	2,810	0,05
	SUELO D	1,3	0,741	1,754	1,26	2,211	0,06
	SUELO E	1,3	0,803	1,619	1,26	2,040	0,08
ZONA 2	SUELO A	1,3	0,746	1,743	1,26	2,196	0,06
	SUELO B	1,3	0,841	1,546	1,26	1,948	0,08
	SUELO C	1,3	0,874	1,487	1,26	1,874	0,09
	SUELO D	1,3	1,111	1,170	1,26	1,474	0,15
	SUELO E	1,3	1,204	1,080	1,26	1,360	0,25
ZONA 3	SUELO A	1,3	0,994	1,308	1,26	1,648	0,10
	SUELO B	1,3	1,121	1,160	1,26	1,461	0,15
	SUELO C	1,3	1,165	1,116	1,26	1,406	0,20
	SUELO D	1,3	1,482	0,877	1,26	1,105	0,58
	SUELO E	1,3	1,605	0,810	1,26	1,021	0,70

En las Tabla 6.4a y 6.4b se resaltan en color los valores que no cumplen con los criterios de aceptación de la metodología de evaluación, ya sea porque el valor de ACMR sea menor que 1,66 y/o que la probabilidad de colapso sea mayor o igual a 0,2.

Del análisis realizado resulta interesante destacar que la probabilidad de colapso para este arquetipo situado en zona sísmica 3 en suelos tipo D es del orden de 0,5 a 0,6, mientras que para el arquetipo situado en la misma zona sísmica en suelo tipo E es del orden de 0,6 a 0,7. Claramente ambos valores están muy por encima del límite aceptado lo que indicaría en principio revisar el factor de reducción espectral R o mejorar la calidad de la información utilizada para la evaluación de este tipo de estructuras con la finalidad de disminuir el factor de incertidumbre.

7. CONCLUSIONES

Se realizó la evaluación del desempeño sísmico de un arquetipo en particular de edificio de vivienda social, estructurado en base a muros de albañilería confinada, siguiendo la metodología FEMA P695. El arquetipo utilizado se define considerando configuraciones típicas de viviendas sociales chilenas.

Basados en la literatura y ensayos experimentales se desarrolló un modelo constitutivo, que representa el comportamiento de muros de albañilería confinada frente a la acción de una carga lateral. Con el programa SAP2000, dicha constitutiva es utilizada para modelar el arquetipo de vivienda en estudio, sometiéndola a análisis estáticos no lineales y análisis tiempo historia no lineal, generando curvas pushover y curvas de fragilidad del sistema. Con la información que se obtiene de estas curvas, se determinó la sobrerresistencia y ductilidad de la estructura, se evaluó la probabilidad de colapso para ciertos valores de aceleración sísmica y se determinó el margen de colapso comparándolo con valores aceptables de la metodología, cumpliendo entonces con los objetivos planteados en este estudio.

En particular se establecen las siguientes conclusiones.

De los resultados obtenidos

- Del análisis pushover de la estructura se obtienen curvas de capacidad con un corte máximo del orden de 110 a 135 (Ton) siendo un 17% mayor para la dirección de análisis X debido principalmente a una mayor densidad de muros en dicha dirección. Con

lo anterior es posible determinar la sobrerresistencia de la estructura, la cual varía en función de la zona sísmica y tipo de suelo que define la norma NCh433, se obtienen valores promedio para zona sísmica 1 del orden de $\Omega = 10$, para zona sísmica 2 del orden de $\Omega = 7$ y para zona sísmica 3 del orden de $\Omega = 5$, lo que nos indica que el método de diseño busca acertadamente brindar sobrerresistencia a estas estructuras para todo el territorio nacional, esto sumado al detallamiento de los elementos estructurales, principalmente confinamiento de zonas críticas en pilares y cadenas de confinamiento, que buscan brindar capacidad de deformación de manera de controlar los daños que pudiese generar un evento sísmico, en efecto la ductilidad de la estructura resulta ser del orden de $\mu = 5.0$, valor levemente superior a lo planteado por Tomacevic pero consistente con los resultados experimentales.

- Del análisis tiempo historia de la estructura se obtiene una relación marginal de colapso ajustada ACMR menor a la aceptable en la metodología y una probabilidad de colapso del orden de 50% a 60%, todo esto considerando una aceleración espectral máxima de 1.5g que corresponde a una categoría de diseño MCE SDC D (maximum) según FEMA P695, con lo cual no se cumple el requisito de evaluación.

Con el objetivo de tener una aproximación a la demanda sísmica que impone el espectro de diseño de la norma NCh433 [6] y el comportamiento de este tipo de estructuras, se determinó la relación marginal de colapso para cada zona sísmica y tipo de suelo, resultando interesante destacar que para zonas sísmicas 3 con suelos tipo D la probabilidad de colapso es del orden del 50% a 60% mientras que para la misma zona sísmica con suelos tipo E aumenta al orden del 60% a 70%, valores muy superiores a los aceptados

como válidos en la metodología. Al revisar el diseño de esta estructura con la norma NCh2123 [3], para estos parámetros sísmicos, se obtiene que varios muros del primer nivel no chequean el requisito de diseño al corte, resultando ser consecuentes la evaluación de colapso con los requisitos de diseño.

Para zona sísmica 1 con suelos A, B, C, D, E y zona sísmica 2 con suelos A, B, C se obtienen valores de ACMR mayores al aceptable en la metodología y probabilidades de colapso menores al 20% lo que nos indicaría un valor aceptable para el factor de reducción R, teniendo siempre presente que los sismos utilizados para realizar estos análisis son compatibles con los ocurridos dentro del territorio nacional.

Para la zona sísmica 2 con suelos D y E se obtienen valores más ajustados al valor ACMR aceptable y probabilidades de colapso cercanas al 20%.

La evaluación realizada corresponde sólo a la evaluación del arquetipo definido, para obtener conclusiones globales respecto a este tipo de estructuras resulta necesario definir grupos de desempeño formados por varios arquetipos, para luego proceder con su análisis y evaluación.

De la metodología de evaluación

- Para aplicar la metodología FEMA P695 y obtener resultados globales para el tipo de estructura que se está evaluando se debe considerar que se ocupará gran parte del tiempo del estudio en ejecutar los análisis tiempo historia.

Utilizando un computador convencional personal y el programa SAP2000 se debió invertir gran parte del tiempo del presente estudio en la ejecución de los análisis tiempo historia, si consideramos un arquetipo estudiado, 2 direcciones de análisis, 22 sismos, 2 componentes

por sismo y 10 factores de intensidad, en total se debieron ejecutar 880 análisis tiempo historia y luego verificar que para cada uno de ellos la curva generada alcanzaba el nivel de inestabilidad dinámica, debiendo en muchos casos calibrar los factores de intensidad y ejecutar nuevamente los análisis. Aspecto que se puede mejorar utilizando programas de análisis en los cuales se pueda programar la ejecución de los análisis, por ejemplo OpenSees y/o utilizando computadores de alto rendimiento.

- En la aplicación de la metodología resulta clave la definición del modelo constitutivo, su curva base y su ciclo de histéresis. Para lo cual es necesario contar con la suficiente información experimental de manera de comprender y evaluar el comportamiento de estos muros de albañilería.

- Los sismos utilizados para realizar los análisis tiempo historia, establecidos en FEMA P695, deben ser validados y/o reemplazados por otros, de manera de reflejar los sismos ocurridos en el territorio nacional y poder evaluar el factor de reducción de respuesta espectral utilizados en nuestros códigos.

- En la evaluación de la incertidumbre total del sistema resulta conveniente definir la calidad de los requerimientos de diseño, de los datos experimentales y de los modelos de análisis utilizado en conjunto entre varios profesionales de manera de generar consenso y disminuir la subjetividad en la determinación de esta incertidumbre.

Futuras investigaciones

- Se propone realizar la evaluación completa a estructuras de viviendas sociales en albañilería confinada, es decir definiendo arquetipos de análisis con variadas distribuciones en planta y número de pisos.

- Usar modelos constitutivos en los que se incluyan otros efectos en el comportamiento de los muros de albañilería, como comportamiento a flexión, la acción sísmica fuera del plano (vaciamiento), interacción entre la albañilería y el hormigón y la adherencia del mortero.

- Aprovechando la información que muestran las curvas IDAs, realizar un análisis de desempeño de este tipo de estructuras y no sólo un análisis de colapso, para lo cual es necesario definir niveles de amenaza sísmica asociados a ciertos niveles de daño.

- Validar los registros sísmicos empleados en la metodología FEMA P695 para ser utilizados como sismos de análisis para estructuras dentro del territorio nacional o seleccionar sismos ocurridos en Chile que permitan la evaluación sísmica, ajustando los parámetros de análisis.

BIBLIOGRAFÍA

1. FEMA P695. (2009). "*Quantification of Buildings Seismic Performance Factors Applied Technology Council*". Redwood City, CA.
2. VAMVATSIKOS, D. Y CORNELL, C. (2002). "*Incremental Dynamic Analysis*", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
3. NCH 2123.OF1997 MODIFICADA EN 2003. "*Albañilería confinada - Requisitos de diseño y cálculo*".
4. MINVU (2003). "*Bases Técnicas Generales para Viviendas Sociales*".
5. CASTRO, F. (2011). "*Estudio de los Efectos del Terremoto del 27 de febrero de 2010 en las Viviendas Sociales de Constitución*". Universidad de Chile.
6. NCh433.Of1996 Modificada 2009. "*Diseño sísmico de edificios*".
7. NCh1537 Of.1986. "*Cargas permanentes y sobrecarga de uso*".
8. TOMAZEVIC, M. (1999). "*Earthquake-resistant design of masonry buildings*", Series on Innovation in Structures and Construction. Vol. 1, Imperial College Press, London.

9. FEMA 356 (2000). "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings".
10. TOMAZEVIC, M. Y KLEMENC, I (1997). "*Seismic behavior of confined masonry walls*". Earthquake engineering and structural dynamics, vol. 26, 1059-1071.
11. KATO, H. GOTO, T. MIZUNO, H. IIBA, M. (1992). "*Cycling loading test of confined masonry wall elements for structural design development of apartment houses in the Third World*". Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Balkema, Rotterdam.
12. ASTROZA, M. Y SCHMIDT, A. (2004). "*Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño*". Revista de Ingeniería Sísmica No. 70 59-75
13. SAP 2000. Integrated Software for Structural Analysis and Design. Computer & Structure. Inc. (CSI) Structural and Earthquake Engineering Software.
14. PEER Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
<http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>

ANEXOS

ANEXO A: ENVOLVENTE TRILINEAL PARA CADA MURO

Tabla A.1: Cálculo modelo constitutivo MURO A1 1° NIVEL.

<u>Propiedades geométricas</u>			<u>Cálculo Hcr</u>		C _{cr} =	0,7 (-)
ancho del muro	t=	0,14 (m)	H _{cr} =	101,15 (kN)		
largo del muro	l=	2 (m)	<u>Cálculo Ke</u>		k=	1,2
altura del muro	h=	2,3 (m)	Aw=	0,28 (m ²)	lw=	0,09333 (m ⁴)
12: muro empotrado-empotrado	β=	12 (-)	Ke=	62,89950 (kN/mm)		
3: muro en voladizo			<u>Cálculo dcr</u>		dcr=	1,6080716 (m)
n: barras long. por pilar de confinamiento	n=	4 (-)	<u>Cálculo Hu</u>		C _{sd} =	0,4
diámetro barra long. pilar de confinamiento	Ørv=	10 (mm)	Hu=	67,447516 (kN)		
<u>Propiedades de los materiales</u>			<u>Cálculo du</u>		a=	5068,0812
Módulo de elasticidad albañilería	E=	2750 (Mpa)	b=	1266,0312	ld=	1
Módulo de corte albañilería	G=	825 (Mpa)	K=	1,2387381 (kN/mm)		
Resistencia a la tracción albañilería	ft=	0,33 (Mpa)	du=	54,44857 (mm)		
Resistencia compresión hormigón	fc=	20 (Mpa)				
Fluencia del acero	fy=	280 (Mpa)				
<u>Esfuerzos solicitantes</u>			<u>Cálculo dHmax</u>		a=	5068,0812
fza axial en el muro	Nw=	7,35 (Ton)	b=	1266,0312	ld=	0,5
presión vertical en el muro	σv=	0,2625 (Mpa)	K=	27,290384 (kN/mm)	dHmax=	6,179 (mm)
<u>Cálculo H max</u>						
factor de forma e interacción fzas	α=	1,250				
	h/l=	1,150				
	b=	1,15				
	Aw=	0,28 (m ²)				
	Ci=	2,5000 (-)				
	Hs,w=	144,496 (kN)				
	Hd,rw=	24,123 (kN)				
	Hs,c= Hmax	168,619 (kN)				

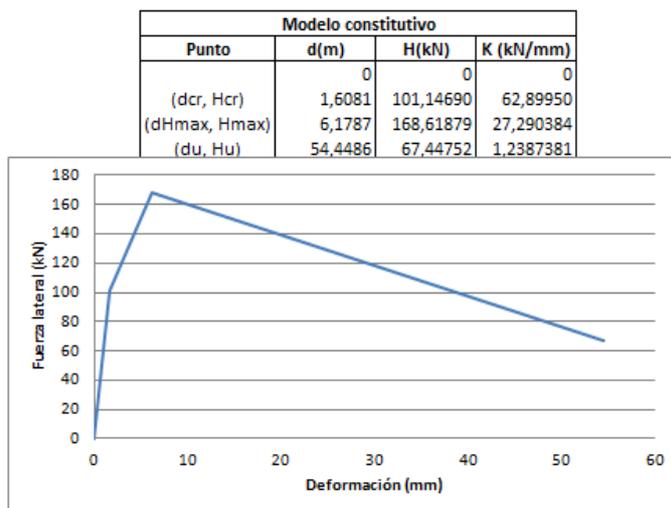


Figura A.1: Envoltente trilineal MURO A1 1° NIVEL.

Tabla A.2: Cálculo modelo constitutivo MURO A1 2° NIVEL.

Propiedades geométricas			Cálculo Hcr		C_cr=	0,7 (-)
ancho del muro	t=	0,14 (m)		H_cr=	93,05 (kN)	
largo del muro	l=	2 (m)	Cálculo Ke		k=	1,2
altura del muro	h=	2,3 (m)		Aw=	0,28 (m ²)	
12: muro empotrado-empotrado	β =	12 (-)		Iw=	0,09333 (m ⁴)	
3: muro en voladizo				Ke=	62,89950 (kN/mm)	
n° barras long. por pilar de confinamiento	n=	4 (-)	Cálculo dcr		dcr=	1,4792959 (m)
diámetro barra long.pilar de confinamiento	\varnothing_{rv} =	10 (mm)				
Propiedades de los materiales			Cálculo Hu		C_sd=	0,4
Módulo de elasticidad albañilería	E=	2750 (Mpa)		Hu=	62,818989 (kN)	
Módulo de corte albañilería	G=	825 (Mpa)	Cálculo du		a=	5068,0812
Resistencia a la tracción albañilería	ft=	0,33 (Mpa)		b=	1266,0312	
Resist. compresión hormigón	fc=	20 (Mpa)		Id=	1	
Fluencia del acero	fy=	280 (Mpa)		K=	1,2387381 (kN/mm)	
Esfuerzos solicitantes				du=	50,71208 (mm)	
fza axial en el muro	Nw=	3,82 (Ton)	Cálculo dHmax		a=	5068,0812
presión vertical en el muro	σ =	0,1364 (Mpa)		b=	1266,0312	
Cálculo H_max				Id=	0,5	
factor de forma e interacción fzas	α =	1,250		K=	27,290384 (kN/mm)	
	h/l=	1,150		dHmax=	5,755 (mm)	
	b=	1,15				
	Aw=	0,28 (m ²)				
	Ci=	2,5000 (-)				
	Hs,w=	132,924 (kN)				
	Hd,rw=	24,123 (kN)				
	Hs,c= Hmax	157,047 (kN)				

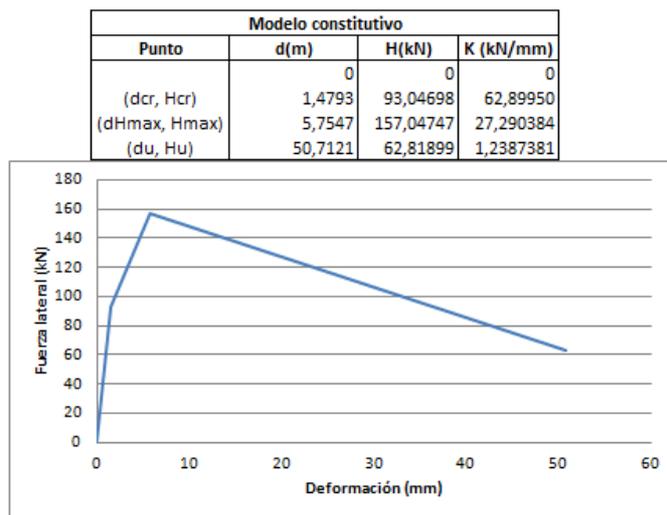


Figura A.2: Envolvente trilineal MURO A1 2° NIVEL.

Tabla A.3: Cálculo modelo constitutivo MURO A1 3° NIVEL.

Propiedades geométricas			Cálculo Hcr	
ancho del muro	t=	0,14 (m)	C_cr=	0,7 (-)
largo del muro	l=	2 (m)	H_cr=	86,05 (kN)
altura del muro	h=	2,3 (m)	Cálculo Ke	
12 : muro empotrado-empotrado	β =	3 (-)	k=	1,2
3: muro en voladizo			Aw=	0,28 (m ²)
n° barras long. por pilar de confinamiento	n=	4 (-)	Iw=	0,09333 (m ⁴)
diámetro barra long.pilar de confinamiento	ϕ_{rv} =	10 (mm)	Ke=	36,03688 (kN/mm)
			Cálculo dcr	
			dcr=	2,3878899 (m)
Propiedades de los materiales			Cálculo Hu	
Módulo de elasticidad albañilería	E=	2750 (Mpa)	C_sd=	0,4
Módulo de corte albañilería	G=	825 (Mpa)	Hu=	58,821915 (kN)
Resistencia a la tracción albañilería	ft=	0,33 (Mpa)	Cálculo du	
Resist compresión hormigón	fc=	20 (Mpa)	a=	1663,5792
Fluencia del acero	fy=	280 (Mpa)	b=	415,57013
			ld=	1
			K=	0,7097076 (kN/mm)
			du=	82,88190 (mm)
Esfuerzos solicitantes				
fza axial en el muro	Nw=	1,08 (Ton)		
presión vertical en el muro	σ =	0,0386 (Mpa)		
Cálculo H_max			Cálculo dHm	
factor de forma e interacción fzas	α =	1,250	a=	1663,5792
	h/l=	1,150	b=	415,57013
	b=	1,15	ld=	0,5
	Aw=	0,28 (m ²)	K=	15,635422 (kN/mm)
	Ci=	2,5000 (-)	dHmax=	9,405 (mm)
	Hs,w=	122,932 (kN)		
	Hd,rw=	24,123 (kN)		
	Hs,c= Hmax	147,055 (kN)		

Modelo constitutivo			
Punto	d(m)	H(kN)	K (kN/mm)
	0	0	0
(dcr, Hcr)	2,3879	86,05210	36,03688
(dHmax, Hmax)	9,4052	147,05479	15,635422
(du, Hu)	82,8819	58,82191	0,7097076

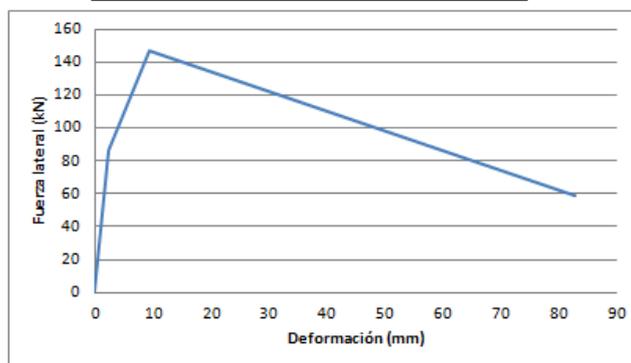


Figura A.3: Envolvente trilineal MURO A1 3° NIVEL.

Tabla A.4: Cálculo modelo constitutivo MURO A2 1° NIVEL.

Propiedades geométricas			Cálculo Hcr	C_cr=	0,7 (-)
ancho del muro	t=	0,14 (m)		H_cr=	112,20 (kN)
largo del muro	l=	2,1 (m)	Cálculo Ke	k=	1,2
altura del muro	h=	2,3 (m)		Aw=	0,294 (m ²)
12: muro empotrado-empotrado	β=	12 (-)		lw=	0,10805 (m ⁴)
3: muro en voladizo				Ke=	67,60623 (kN/mm)
n° barras long. por pilar de confinamiento	n=	4 (-)	Cálculo dcr	dcr=	1,659655 (m)
diámetro barra long.pilar de confinamiento	Ørv=	10 (mm)			
Propiedades de los materiales			Cálculo Hu	C_sd=	0,4
Módulo de elasticidad albañilería	E=	2750 (Mpa)		Hu=	73,765296 (kN)
Módulo de corte albañilería	G=	825 (Mpa)	Cálculo du	a=	5854,9417
Resistencia a la tracción albañilería	ft=	0,33 (Mpa)		b=	1462,5928
Resist. compresión hormigón	fc=	20 (Mpa)		ld=	1
Fluencia del acero	fy=	280 (Mpa)		K=	1,3314321 (kN/mm)
Esfuerzos solicitantes				du=	55,40297 (mm)
fz.a axial en el muro	Nw=	8,02 (Ton)	Cálculo dHm	a=	5854,9417
presión vertical en el muro	σo=	0,2728 (Mpa)		b=	1462,5928
				ld=	0,5
				K=	29,332505 (kN/mm)
				dHmax=	6,287 (mm)
Cálculo H_max					
factor de forma e interacción fz.as	α=	1,250			
	h/l=	1,095			
	b=	1,10			
	Aw=	0,294 (m ²)			
	Ci=	2,5000 (-)			
	Hs,w=	160,290 (kN)			
	Hd,rw=	24,123 (kN)			
	Hs,c= Hmax	184,413 (kN)			

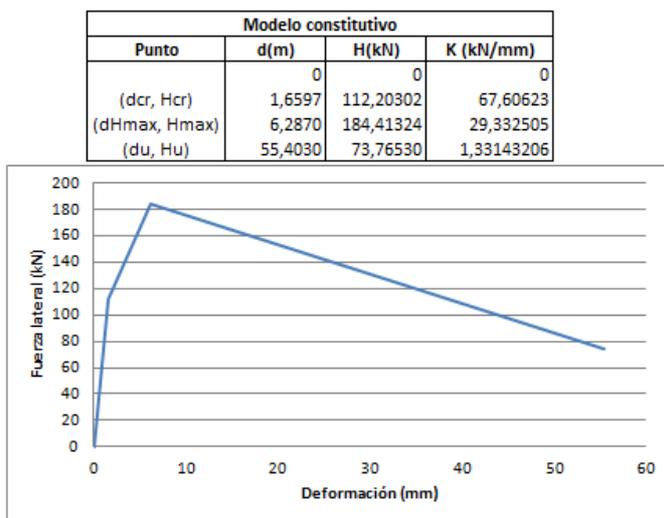


Figura A.4: Envolvente trilineal MURO A2 1° NIVEL.

Tabla A.5: Cálculo modelo constitutivo MURO A2 2° NIVEL.

Propiedades geométricas			Cálculo Hcr	C_cr=	0,7 (-)
ancho del muro	t=	0,14 (m)		H_cr=	103,32 (kN)
largo del muro	l=	2,1 (m)	Cálculo Ke	k=	1,2
altura del muro	h=	2,3 (m)		Aw=	0,294 (m ²)
12: muro empotrado-empotrado	β =	12 (-)		Iw=	0,10805 (m ⁴)
3: muro en voladizo				Ke=	67,60623 (kN/mm)
n: barras long. por pilar de confinamiento	n=	4 (-)	Cálculo dcr	dcr=	1,5282188 (m)
diámetro barra long.pilar de confinamiento	\varnothing_{rv} =	10 (mm)			
Propiedades de los materiales			Cálculo Hu	C_sd=	0,4
Módulo de elasticidad albañilería	E=	2750 (Mpa)		Hu=	68,687634 (kN)
Módulo de corte albañilería	G=	825 (Mpa)	Cálculo du	a=	5854,9417
Resistencia a la tracción albañilería	ft=	0,33 (Mpa)		b=	1462,5928
Resist. compresión hormigón	fc=	20 (Mpa)		ld=	1
Fluencia del acero	fy=	280 (Mpa)		K=	1,3314321 (kN/mm)
				du=	51,58929 (mm)
Esfuerzos solicitantes			Cálculo dHmax	a=	5854,9417
fza axial en el muro	Nw=	4,30 (Ton)		b=	1462,5928
presión vertical en el muro	σ =	0,1463 (Mpa)		ld=	0,5
				K=	29,332505 (kN/mm)
				dHmax=	5,854 (mm)
Cálculo H_max					
factor de forma e interacción fzas	α =	1,250			
	h/l=	1,095			
	b=	1,10			
	Aw=	0,294 (m ²)			
	Ci=	2,5000 (-)			
	Hs,w=	147,596 (kN)			
	Hd,rw=	24,123 (kN)			
	Hs,c= Hmax	171,719 (kN)			

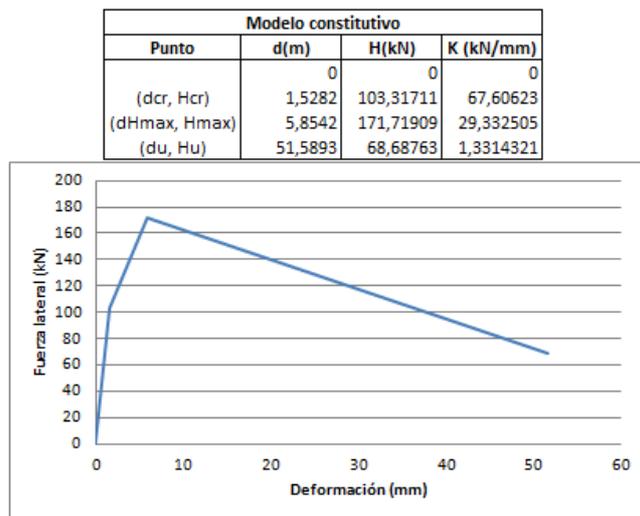


Figura A.5: Envolvente trilineal MURO A2 2° NIVEL.

Tabla A.6: Cálculo modelo constitutivo MURO A2 3° NIVEL.

Propiedades geométricas			Cálculo Hcr	C_cr=	0,7 (-)
ancho del muro	t=	0,14 (m)		H_cr=	95,84 (kN)
largo del muro	l=	2,1 (m)	Cálculo Ke	k=	1,2
altura del muro	h=	2,3 (m)		Aw=	0,294 (m ²)
12: muro empotrado-empotrado	β =	3 (-)		Iw=	0,10805 (m ⁴)
3: muro en voladizo				Ke=	39,95389 (kN/mm)
n° barras long. por pilar de confinamiento	n=	4 (-)	Cálculo dcr	dcr=	2,3988704 (m)
diámetro barra long.pilar de confinamiento	\varnothing_{rv} =	10 (mm)			
Propiedades de los materiales			Cálculo Hu	C_sd=	0,4
Módulo de elasticidad albañilería	E=	2750 (Mpa)		Hu=	64,417401 (kN)
Módulo de corte albañilería	G=	825 (Mpa)	Cálculo du	a=	2044,8772
Resistencia a la tracción albañilería	f _t =	0,33 (Mpa)		b=	510,82022
Resist. compresión hormigón	f _c =	20 (Mpa)		Id=	1
Fluencia del acero	f _y =	280 (Mpa)		K=	0,7868489 (kN/mm)
Esfuerzos solicitantes				du=	81,86756 (mm)
fza axial en el muro	Nw=	1,48 (Ton)	Cálculo dHmax	a=	2044,8772
presión vertical en el muro	σ =	0,0503 (Mpa)		b=	510,82022
Cálculo H max				Id=	0,5
factor de forma e interacción fzas	α =	1,250		K=	17,334906 (kN/mm)
	h/l=	1,095		dHmax=	9,290 (mm)
	b=	1,10			
	Aw=	0,294 (m ²)			
	Ci=	2,5000 (-)			
	Hs,w=	136,920 (kN)			
	Hd,rw=	24,123 (kN)			
	Hs,c= Hmax	161,044 (kN)			

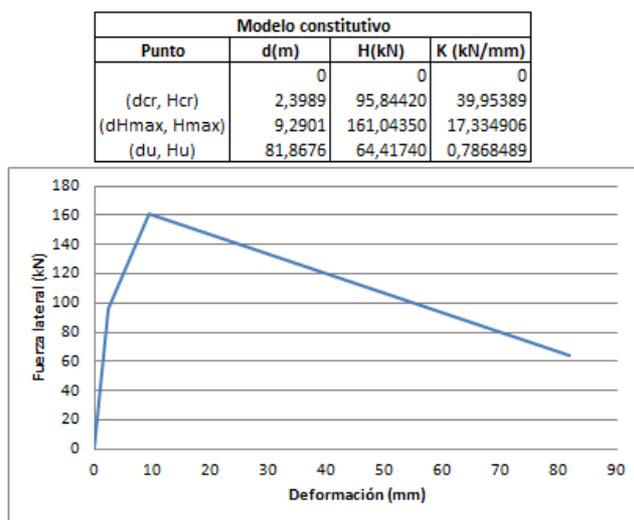


Figura A.6: Envolvente trilineal MURO A2 3° NIVEL.

Tabla A.7: Cálculo modelo constitutivo MURO B 1° NIVEL.

Propiedades geométricas			Cálculo Hcr	C_cr=	0,7 (-)
ancho del muro	t=	0,14 (m)		H_cr=	207,44 (kN)
largo del muro	l=	4,1 (m)	Cálculo Ke	k=	1,2
altura del muro	h=	2,3 (m)		Aw=	0,574 (m ²)
12 : muro empotrado-empotrado	β =	12 (-)		lw=	0,80408 (m ⁴)
3: muro en voladizo				Ke=	159,06213 (kN/mm)
n' barras long. por pilar de confinamiento	n=	4 (-)	Cálculo dcr	dcr=	1,3041312 (m)
diámetro barra long.pilar de confinamiento	\varnothing_{rv} =	10 (mm)			
Propiedades de los materiales			Cálculo Hu	C_sd=	0,4
Módulo de elasticidad albañilería	E=	2750 (Mpa)		Hu=	128,18522 (kN)
Módulo de corte albañilería	G=	825 (Mpa)	Cálculo du	a=	32410,274
Resistencia a la tracción albañilería	ft=	0,33 (Mpa)		b=	8096,2433
Resist. compresión hormigón	fc=	20 (Mpa)		ld=	1
Fluencia del acero	fy=	280 (Mpa)		K=	3,1325577 (kN/mm)
				du=	40,92031 (mm)
Esfuerzos solicitantes					
fza axial en el muro	Nw=	14,12 (Ton)			
presión vertical en el muro	σ =	0,2460 (Mpa)			
Cálculo H max			Cálculo dHmax	a=	32410,274
factor de forma e interacción fzas	α =	1,250		b=	8096,2433
	h/l=	0,561		ld=	0,5
	b=	1,00		K=	69,012731 (kN/mm)
	Aw=	0,574 (m ²)		dHmax=	4,644 (mm)
	Ci=	4,4565 (-)			
	Hs,w=	296,340 (kN)			
	Hd,rw=	24,123 (kN)			
	Hs,c= Hmax	320,463 (kN)			

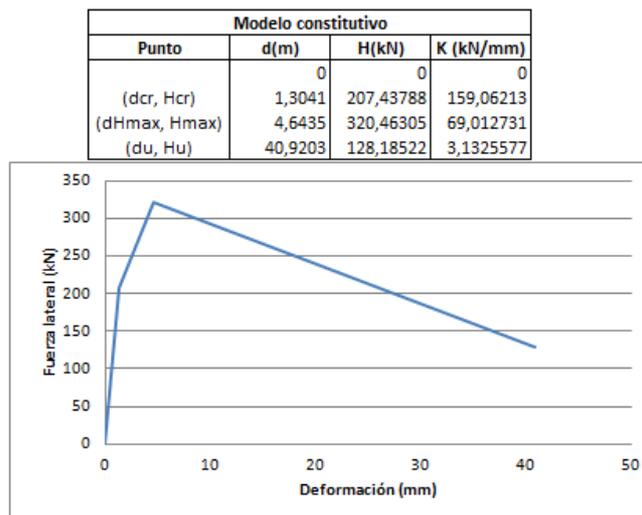


Figura A.7: Envolvente trilineal MURO B 1° NIVEL.

Tabla A.8: Cálculo modelo constitutivo MURO B 2° NIVEL.

Propiedades geométricas			Cálculo Hcr	
ancho del muro	t=	0,14 (m)	C_cr=	0,7 (-)
largo del muro	l=	4,1 (m)	H_cr=	192,27 (kN)
altura del muro	h=	2,3 (m)	Cálculo Ke	
12 : muro empotrado-empotrado	β =	12 (-)	k=	1,2
3: muro en voladizo			Aw=	0,574 (m ²)
n ^o barras long. por pilar de confinam	n=	4 (-)	Iw=	0,80408 (m ⁴)
diámetro barra long.pilar de confinam	ϕ_{rv} =	10 (mm)	Ke=	159,06213 (kN/mm)
Propiedades de los materiales			Cálculo dcr	
Módulo de elasticidad albañilería	E=	2750 (Mpa)	dcr=	1,208765 (m)
Módulo de corte albañilería	G=	825 (Mpa)	Cálculo Hu	
Resistencia a la tracción albañilería	ft=	0,33 (Mpa)	C_sd=	0,4
Resist compresión hormigón	fc=	20 (Mpa)	Hu=	119,51714 (kN)
Fluencia del acero	fy=	280 (Mpa)	Cálculo du	
Esfuerzos solicitantes			a=	32410,274
fza axial en el muro	Nw=	8,56 (Ton)	b=	8096,2433
presión vertical en el muro	σ_o =	0,1491 (Mpa)	ld=	1
			K=	3,1325577 (kN/mm)
			du=	38,15321 (mm)
Cálculo H max			Cálculo dHm	
factor de forma e interaccion fzas	α =	1,250	a=	32410,274
	h/l=	0,561	b=	8096,2433
	b=	1,00	ld=	0,5
	Aw=	0,574 (m ²)	K=	69,012731 (kN/mm)
	Ci=	4,4565 (-)	dHmax=	4,330 (mm)
	Hs,w=	274,670 (kN)		
	Hd,rw=	24,123 (kN)		
	Hs,c= Hmax	298,793 (kN)		

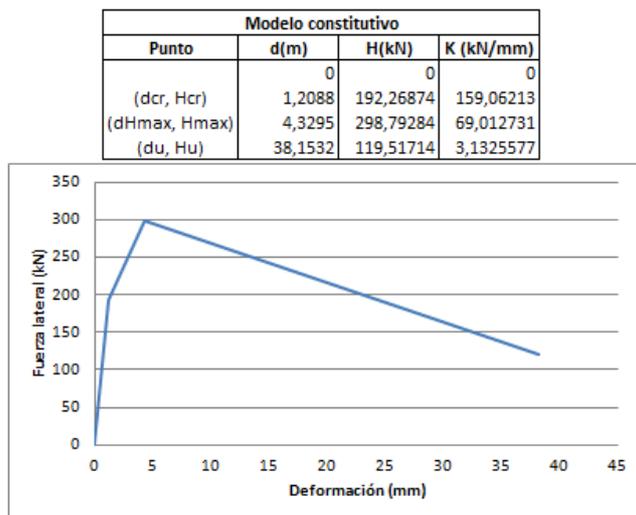


Figura A.8: Envolvente trilineal MURO B 2° NIVEL.

Tabla A.9: Calculo modelo constitutivo MURO B 3° NIVEL.

Propiedades geométricas			Cálculo Hcr	C _{cr} =	0,7 (-)
ancho del muro	t=	0,14 (m)		H _{cr} =	175,40 (kN)
largo del muro	l=	4,1 (m)			
altura del muro	h=	2,3 (m)	Cálculo Ke	k=	1,2
12 : muro empotrado-empotrado	β=	3 (-)		Aw=	0,574 (m ²)
3: muro en voladizo				Iw=	0,80408 (m ⁴)
n' barras long. por pilar de confinamier	n=	4 (-)		Ke=	130,50652 (kN/mm)
diámetro barra long.pilar de confinami	Ørv=	10 (mm)	Cálculo dcr	dcr=	1,344011 (m)
Propiedades de los materiales					
Módulo de elasticidad albañilería	E=	2750 (Mpa)	Cálculo Hu	C _{sd} =	0,4
Módulo de corte albañilería	G=	825 (Mpa)		Hu=	109,87911 (kN)
Resistencia a la tracción albañilería	ft=	0,33 (Mpa)			
Resist compresión hormigón	fc=	20 (Mpa)	Cálculo du	a=	21817,929
Fluencia del acero	fy=	280 (Mpa)		b=	5450,2243
				ld=	1
				K=	2,5701856 (kN/mm)
				du=	42,75143 (mm)
Esfuerzos solicitantes					
fza axial en el muro	Nw=	2,96 (Ton)			
presión vertical en el muro	σo=	0,0516 (Mpa)			
Cálculo H max					
factor de forma e interaccion fzas	α=	1,250	Cálculo dHmax	a=	21817,929
	h/l=	0,561		b=	5450,2243
	b=	1,00		ld=	0,5
	Aw=	0,574 (m ²)		K=	56,623229 (kN/mm)
	Ci=	4,4565 (-)		dHmax=	4,851 (mm)
	Hs,w=	250,575 (kN)			
	Hd,rw=	24,123 (kN)			
	Hs,c= Hmax	274,698 (kN)			

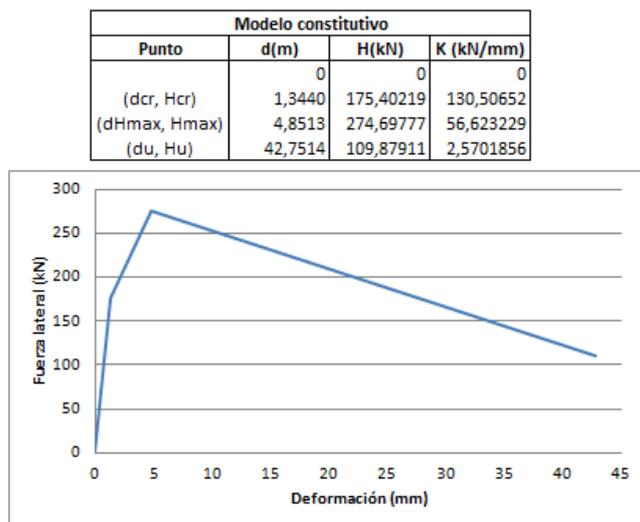


Figura A.9: Envolvente trilineal MURO B 3° NIVEL.

Tabla A.10: Cálculo modelo constitutivo MURO 1 Y 3 1° NIVEL.

Propiedades geométricas			Cálculo Hcr	
ancho del muro	t=	0,14 (m)	C_cr=	0,7 (-)
largo del muro	l=	5 (m)	H_cr=	236,99 (kN)
altura del muro	h=	2,3 (m)	Cálculo Ke	
12: muro empotrado-empotrado	β =	12 (-)	k=	1,2
3: muro en voladizo			Aw=	0,7 (m ²)
n° barras long. por pilar de confin:	n=	4 (-)	Iw=	1,45833 (m ⁴)
diámetro barra long.pilar de confii	ϕ_{rv} =	10 (mm)	Ke=	198,72650 (kN/mm)
Propiedades de los materiales			Cálculo dcr	
Módulo de elasticidad albañilería	E=	2750 (Mpa)	dcr=	1,192536 (m)
Módulo de corte albañilería	G=	825 (Mpa)	Cálculo Hu	
Resistencia a la tracción albañile	ft=	0,33 (Mpa)	C_sd=	0,4
Resist compresión hormigón	fc=	20 (Mpa)	Hu=	145,07128 (kN)
Fluencia del acero	fy=	280 (Mpa)	Cálculo du	
Esfuerzos solicitantes			a=	50589,535
fza axial en el muro	Nw=	14,06 (Ton)	b=	12637,511
presión vertical en el muro	σ =	0,2009 (Mpa)	Id=	1
			K=	3,9137048 (kN/mm)
			du=	37,06751 (mm)
Cálculo H_max			Cálculo dHmax	
factor de forma e interaccion fza	α =	1,250	a=	50589,535
	h/l=	0,460	b=	12637,511
	b=	1,00	Id=	0,5
	Aw=	0,7 (m ²)	K=	86,222024 (kN/mm)
	Ci=	5,4348 (-)	dHmax=	4,206 (mm)
	Hs,w=	338,555 (kN)		
	Hd,rw=	24,123 (kN)		
	Hs,c= Hmax	362,678 (kN)		

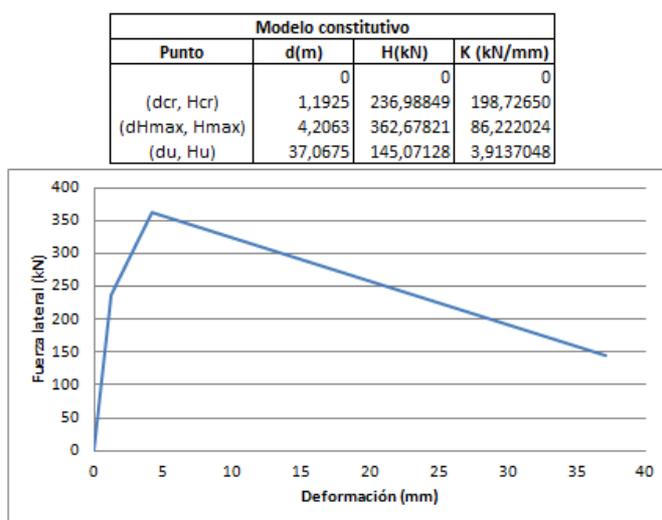


Figura A.10: Envolvente trilineal MURO 1 Y 3 1° NIVEL.

Tabla A.11: Cálculo modelo constitutivo MURO 1 Y 3 2° NIVEL.

Propiedades geométricas			Cálculo Hcr	
ancho del muro	t=	0,14 (m)	C_cr=	0,7 (-)
largo del muro	l=	5 (m)	H_cr=	222,56 (kN)
altura del muro	h=	2,3 (m)	Cálculo Ke	
12 : muro empotrado-empotrado	β=	12 (-)	k=	1,2
3: muro en voladizo			Aw=	0,7 (m ²)
n° barras long. por pilar de confinamiento	n=	4 (-)	Iw=	1,45833 (m ⁴)
diámetro barra long.pilar de confinamiento	Ørv=	10 (mm)	Ke=	198,72650 (kN/mm)
Propiedades de los materiales			Cálculo dcr	
Módulo de elasticidad albañilería	E=	2750 (Mpa)	dcr=	1,1199224 (m)
Módulo de corte albañilería	G=	825 (Mpa)	Cálculo Hu	
Resistencia a la tracción albañilería	ft=	0,33 (Mpa)	C_sd=	0,4
Resist. compresión hormigón	fc=	20 (Mpa)	Hu=	136,82543 (kN)
Fluencia del acero	fy=	280 (Mpa)	Cálculo du	
Esfuerzos solicitantes			a=	50589,535
fza axial en el muro	Nw=	8,96 (Ton)	b=	12637,511
presión vertical en el muro	σ=	0,1280 (Mpa)	ld=	1
			K=	3,9137048 (kN/mm)
			du=	34,96059 (mm)
Cálculo H_max			Cálculo dHmax	
factor de forma e interacción fzas	α=	1,250	a=	50589,535
	h/l=	0,460	b=	12637,511
	b=	1,00	ld=	0,5
	Aw=	0,7 (m ²)	K=	86,222024 (kN/mm)
	Ci=	5,4348 (-)	dHmax=	3,967 (mm)
	Hs,w=	317,940 (kN)		
	Hd,rw=	24,123 (kN)		
	Hs,c= Hmax	342,064 (kN)		

Modelo constitutivo			
Punto	d(m)	H(kN)	K (kN/mm)
	0	0	0
(dcr, Hcr)	1,1199	222,55825	198,72650
(dHmax, Hmax)	3,9672	342,06358	86,222024
(du, Hu)	34,9606	136,82543	3,9137048

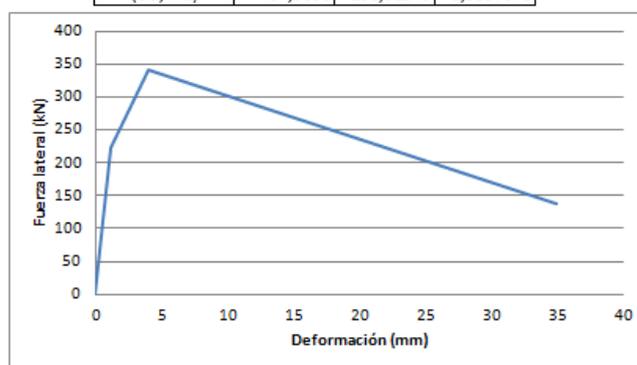


Figura A.11: Envolvente trilineal MURO 1 Y 3 2° NIVEL

Tabla A.12 : Cálculo modelo constitutivo MURO 1 Y 3 3° NIVEL.

Propiedades geométricas			Cálculo Hcr	
ancho del muro	t=	0,14 (m)	C_cr=	0,7 (-)
largo del muro	l=	5 (m)	H_cr=	205,84 (kN)
altura del muro	h=	2,3 (m)	Cálculo Ke	
12: muro empotrado-empotrado	β =	3 (-)	k=	1,2
3: muro en voladizo			Aw=	0,7 (m ²)
n° barras long. por pilar de confina	n=	4 (-)	Iw=	1,45833 (m ⁴)
diámetro barra long.pilar de confir	ϕ_{rv} =	10 (mm)	Ke=	172,69654 (kN/mm)
Propiedades de los materiales			Cálculo dcr	
Módulo de elasticidad albañilería	E=	2750 (Mpa)	dcr=	1,1918908 (m)
Módulo de corte albañilería	G=	825 (Mpa)	Cálculo Hu	
Resistencia a la tracción albañiler	ft=	0,33 (Mpa)	C_sd=	0,4
Resist compresión hormigón	fc=	20 (Mpa)	Hu=	127,26952 (kN)
Fluencia del acero	fy=	280 (Mpa)	Cálculo du	
Esfuerzos solicitantes			a=	38204,667
fza axial en el muro	Nw=	3,51 (Ton)	b=	9543,7106
presión vertical en el muro	σ =	0,0501 (Mpa)	ld=	1
			K=	3,4010728 (kN/mm)
			du=	37,42041 (mm)
Cálculo H max			Cálculo dHm	
factor de forma e interaccion fzas	α =	1,250	a=	38204,667
	h/l=	0,460	b=	9543,7106
	b=	1,00	ld=	0,5
	Aw=	0,7 (m ²)	K=	74,928333 (kN/mm)
	Ci=	5,4348 (-)	dHmax=	4,246 (mm)
	Hs,w=	294,051 (kN)		
	Hd,rw=	24,123 (kN)		
	Hs,c= Hmax	318,174 (kN)		

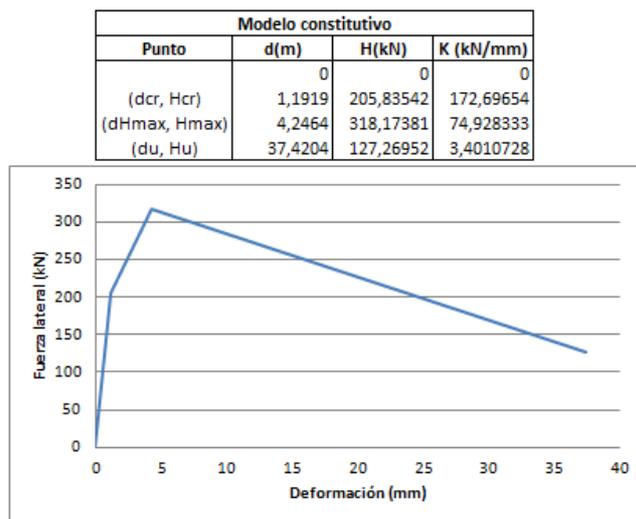


Figura A.12: Envolvente trilineal MURO 1 Y 3 3° NIVEL.

Tabla A.13: Cálculo modelo constitutivo MURO 2 1° NIVEL.

Propiedades geométricas			Cálculo Hcr	C_cr=	0,7 (-)
ancho del muro	t=	0,14 (m)		H_cr=	250,32 (kN)
largo del muro	l=	5 (m)	Cálculo Ke	k=	1,2
altura del muro	h=	2,3 (m)		Aw=	0,7 (m ²)
12: muro empotrado-empotrado	β =	12 (-)		Iw=	1,45833 (m ⁴)
3: muro en voladizo				Ke=	198,72650 (kN/mm)
n° barras long. por pilar de confinamiento	n=	4 (-)	Cálculo dcr	dcr=	1,259638 (m)
diámetro barra long. pilar de confinamiento	ϕ_{rv} =	10 (mm)			
Propiedades de los materiales			Cálculo Hu	C_sd=	0,4
Módulo de elasticidad albañilería	E=	2750 (Mpa)		Hu=	152,69125 (kN)
Módulo de corte albañilería	G=	825 (Mpa)	Cálculo du	a=	50589,535
Resistencia a la tracción albañilería	ft=	0,33 (Mpa)		b=	12637,511
Resist. compresión hormigón	fc=	20 (Mpa)		ld=	1
Fluencia del acero	fy=	280 (Mpa)		K=	3,9137048 (kN/mm)
				du=	39,01450 (mm)
Esfuerzos solicitantes					
fza axial en el muro	Nw=	19,10 (Ton)			
presión vertical en el muro	σ =	0,2729 (Mpa)			
Cálculo H max			Cálculo dHmax	a=	50589,535
factor de forma e interacción fzas	α =	1,250		b=	12637,511
	h/l=	0,460		ld=	0,5
	b=	1,00		K=	86,222024 (kN/mm)
	Aw=	0,7 (m ²)		dHmax=	4,427 (mm)
	Ci=	5,4348 (-)			
	Hs,w=	357,605 (kN)			
	Hd,rw=	24,123 (kN)			
	Hs,c= Hmax	381,728 (kN)			

Modelo constitutivo			
Punto	d(m)	H(kN)	K (kN/mm)
	0	0	0
(dcr, Hcr)	1,2596	250,32344	198,72650
(dHmax, Hmax)	4,4273	381,72813	86,222024
(du, Hu)	39,0145	152,69125	3,9137048

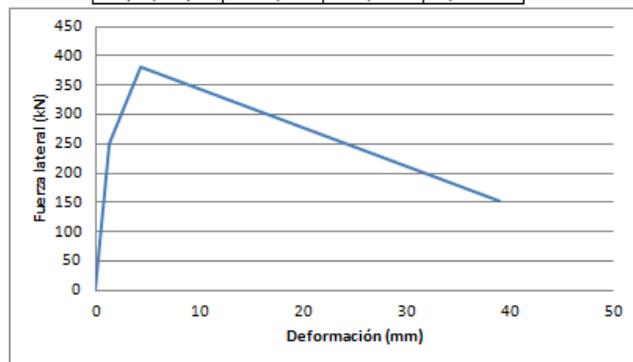


Figura A.13: Envolvente trilineal MURO 2 1° NIVEL

Tabla A.14: Cálculo modelo constitutivo MURO 2 2° NIVEL.

Propiedades geométricas			Cálculo Hcr		C_cr=	0,7 (-)
ancho del muro	t=	0,14 (m)	H_cr=	227,31 (kN)		
largo del muro	l=	5 (m)	Cálculo Ke		k=	1,2
altura del muro	h=	2,3 (m)	Aw=	0,7 (m ²)	lw=	1,45833 (m ⁴)
12: muro empotrado-empotrado	β =	12 (-)	Ke=	198,72650 (kN/mm)		
3: muro en voladizo			Cálculo dcr		dcr=	1,1438513 (m)
n: barras long. por pilar de confinamiento	n=	4 (-)	Cálculo Hu		C_sd=	0,4
diámetro barra long.pilar de confinamiento	\varnothing_{rv} =	10 (mm)	Hu=	139,54276 (kN)		
Propiedades de los materiales			Cálculo du		a=	50589,535
Módulo de elasticidad albañilería	E=	2750 (Mpa)	b=	12637,511	ld=	1
Módulo de corte albañilería	G=	825 (Mpa)	K=	3,9137048 (kN/mm)	du=	35,65490 (mm)
Resistencia a la tracción albañilería	ft=	0,33 (Mpa)				
Resist. compresión hormigón	fc=	20 (Mpa)				
Fluencia del acero	fy=	280 (Mpa)				
Esfuerzos solicitantes			Cálculo dHmax		a=	50589,535
fza axial en el muro	Nw=	10,6 (Ton)	b=	12637,511	ld=	0,5
presión vertical en el muro	σ_0 =	0,1514 (Mpa)	K=	86,222024 (kN/mm)	dHmax=	4,046 (mm)
Cálculo H_max						
factor de forma e interacción fzas	α =	1,250				
	h/l=	0,460				
	b=	1,00				
	Aw=	0,7 (m ²)				
	Ci=	5,4348 (-)				
	Hs,w=	324,734 (kN)				
	Hd,rw=	24,123 (kN)				
	Hs,c= Hmax	348,857 (kN)				

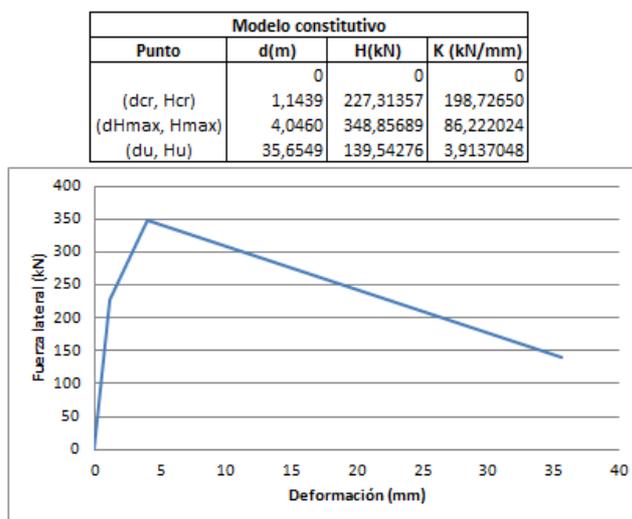


Figura A.14: Envolvente trilineal MURO 2 2° NIVEL.

Tabla A.15: Cálculo modelo constitutivo MURO 2 3° NIVEL.

Propiedades geométricas			Cálculo Hcr	C _{cr} =	0,7 (-)
ancho del muro	t=	0,14 (m)		H _{cr} =	204,58 (kN)
largo del muro	l=	5 (m)	Cálculo Ke	k=	1,2
altura del muro	h=	2,3 (m)		Aw=	0,7 (m ²)
12: muro empotrado-empotrado	β=	3 (-)		Iw=	1,45833 (m ⁴)
3: muro en voladizo				Ke=	172,69654 (kN/mm)
n: barras long. por pilar de confinamiento	n=	4 (-)	Cálculo dcr	dcr=	1,1846063 (m)
diámetro barra long.pilar de confinamiento	Ørv=	10 (mm)			
Propiedades de los materiales			Cálculo Hu	C _{sd} =	0,4
Módulo de elasticidad albañilería	E=	2750 (Mpa)		Hu=	126,55067 (kN)
Módulo de corte albañilería	G=	825 (Mpa)	Cálculo du	a=	38204,667
Resistencia a la tracción albañilería	ft=	0,33 (Mpa)		b=	9543,7106
Resist. compresión hormigón	fc=	20 (Mpa)		ld=	1
Fluencia del acero	fy=	280 (Mpa)		K=	3,4010728 (kN/mm)
				du=	37,20904 (mm)
Esfuerzos solicitantes					
fza axial en el muro	Nw=	3,12 (Ton)			
presión vertical en el muro	σo=	0,0446 (Mpa)			
Cálculo H max			Cálculo dHmax	a=	38204,667
factor de forma e interacción fzas	α=	1,250		b=	9543,7106
	h/l=	0,460		ld=	0,5
	b=	1,00		K=	74,928333 (kN/mm)
	Aw=	0,7 (m ²)		dHmax=	4,222 (mm)
	Ci=	5,4348 (-)			
	Hs,w=	292,253 (kN)			
	Hd,rw=	24,123 (kN)			
	Hs,c= Hmax	316,377 (kN)			

Modelo constitutivo			
Punto	d(m)	H(kN)	K (kN/mm)
	0	0	0
(dcr, Hcr)	1,1846	204,57742	172,69654
(dHmax, Hmax)	4,2224	316,37667	74,928333
(du, Hu)	37,2090	126,55067	3,4010728

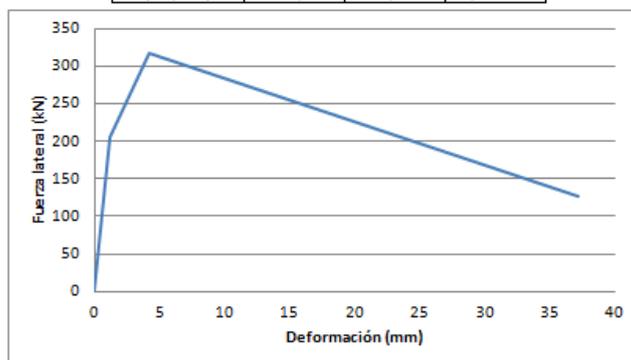


Figura A.15: Envolvente trilineal MURO 2 3° NIVEL

ANEXO B: CURVAS OBTENIDAS DEL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL (1° NIVEL)

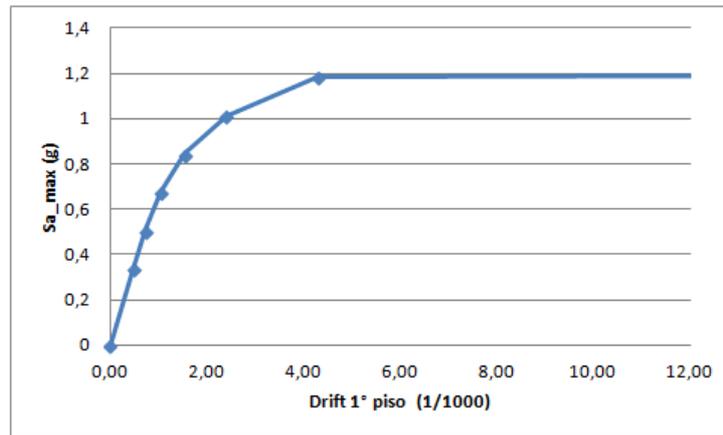


Figura B.1: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Northridge. Estación Beverly Hills - Mullhol. Componente 1.

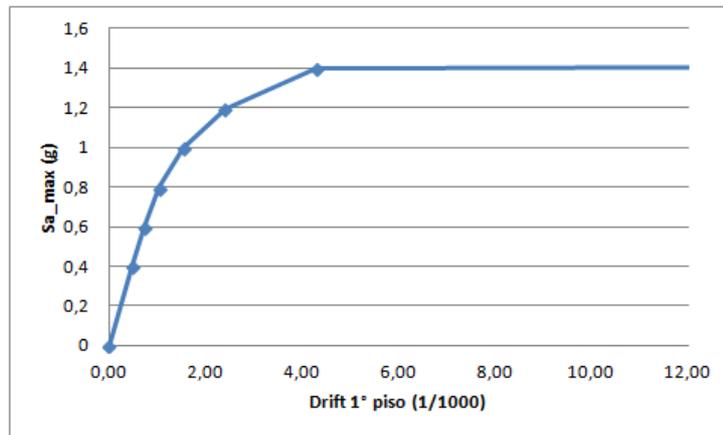


Figura B.2: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Northridge. Estación Canyon Country-WLC. Componente 1.

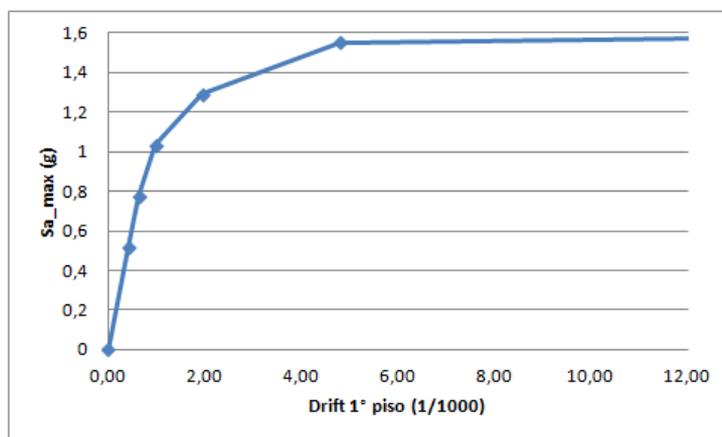


Figura B.3: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Duzce, Turkey. Estación Bolu. Componente 1.

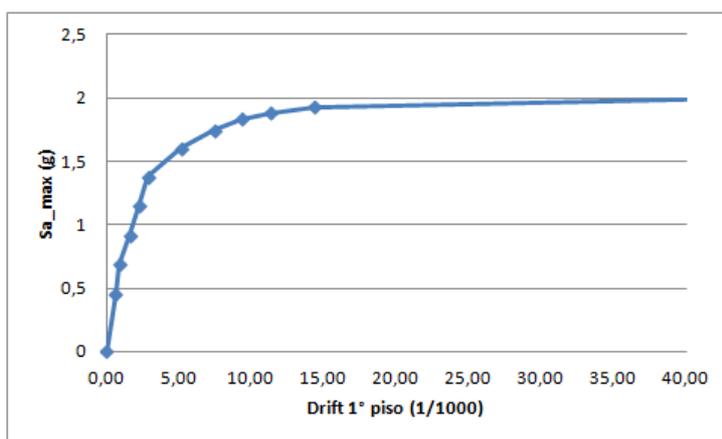


Figura B.4: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Imperial Valley. Estación Delta. Componente 1.

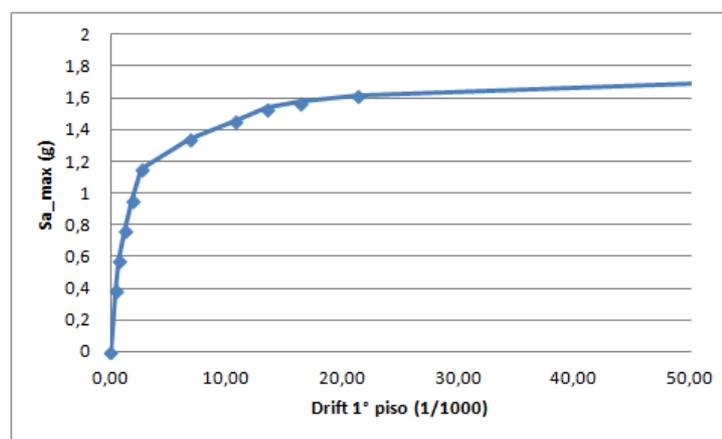


Figura B.5: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Imperial Valley. Estación El Centro Array #11. Componente 1.

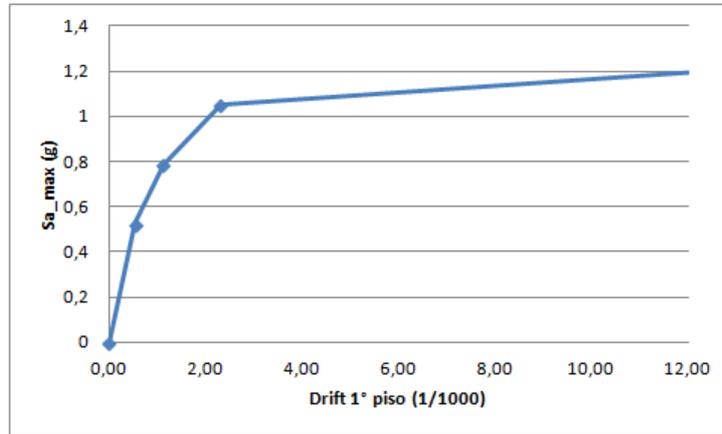


Figura B.6: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Kobe, Japón. Estación Nishi-Akashi. Componente 1.

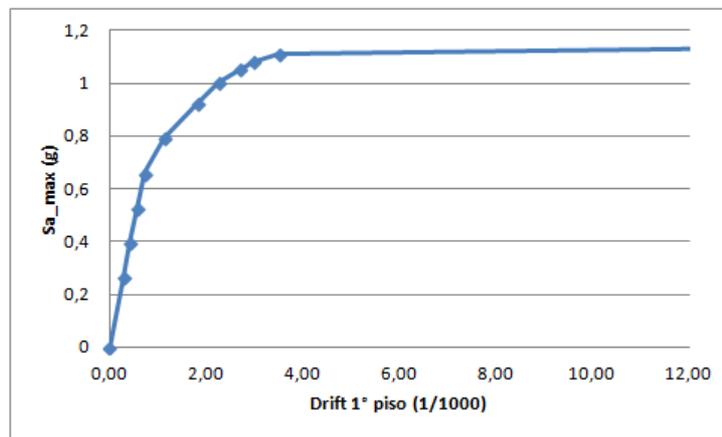


Figura B.7: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Kobe, Japón. Estación Shin-Osaka. Componente 1.

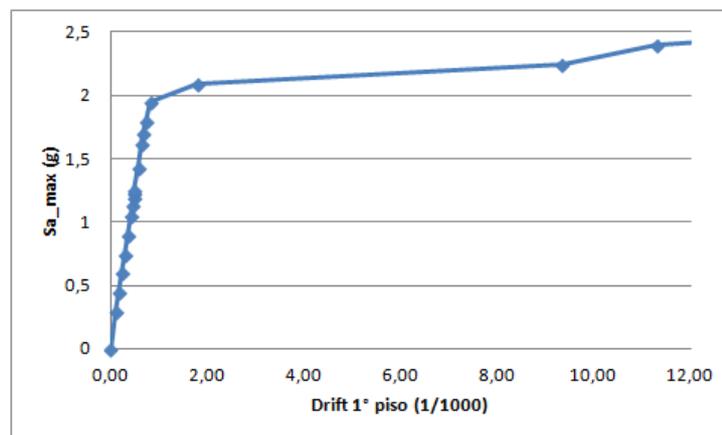


Figura B.8: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Kocaeli, Turquía. Estación Arcelik. Componente 1.

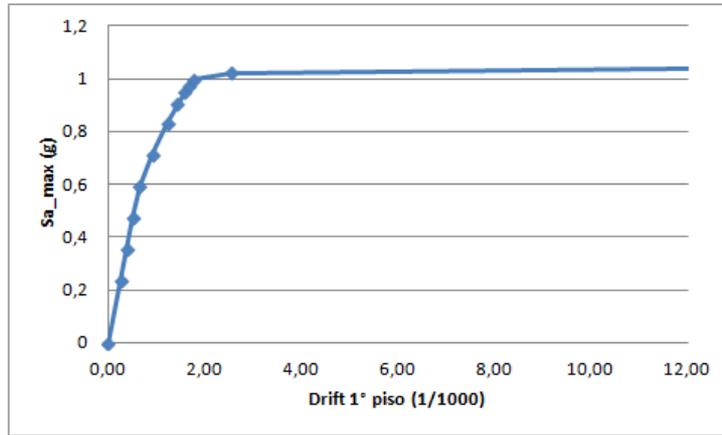


Figura B.9: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Landers. Estación Yermo Fire Station. Componente 1.

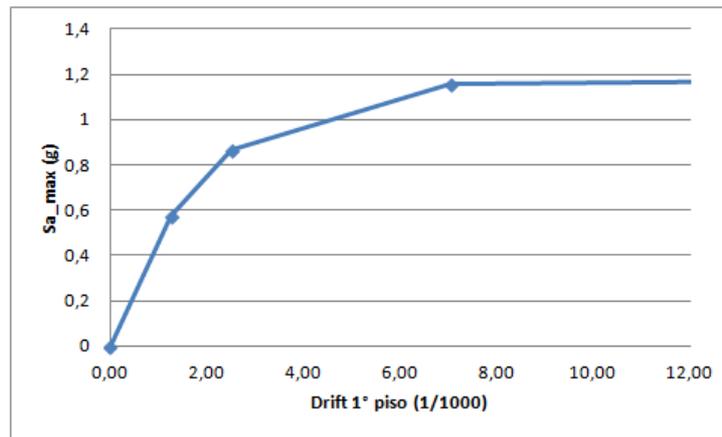


Figura B.10: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Loma Prieta. Estación Capitola. Componente 1.

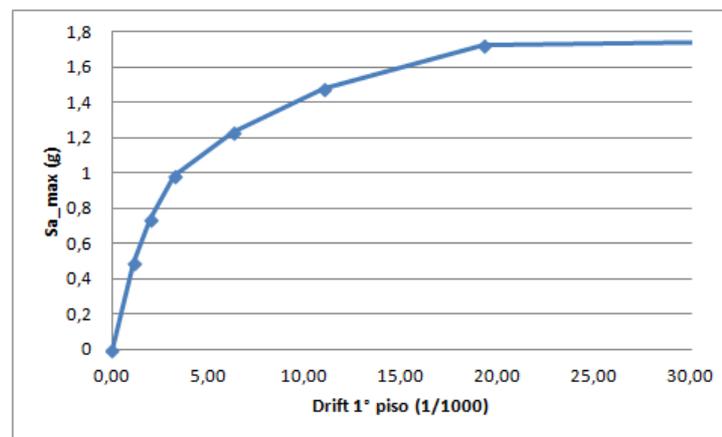


Figura B.11: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Loma Prieta. Estación Gillroy Array #3. Componente 1.

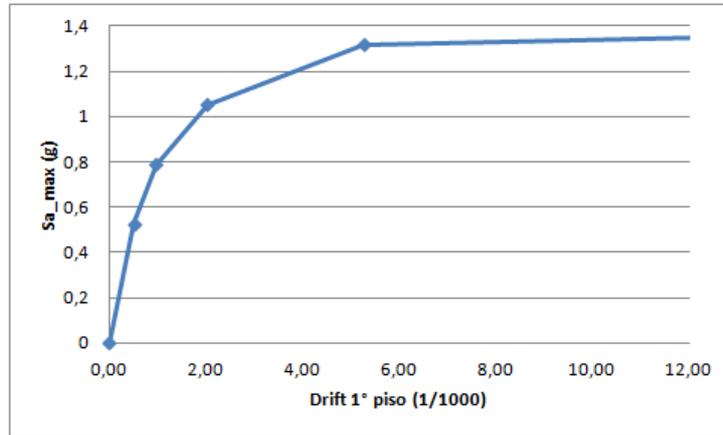


Figura B.12: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Superstition Hills. Estación Poe Road. Componente 1.

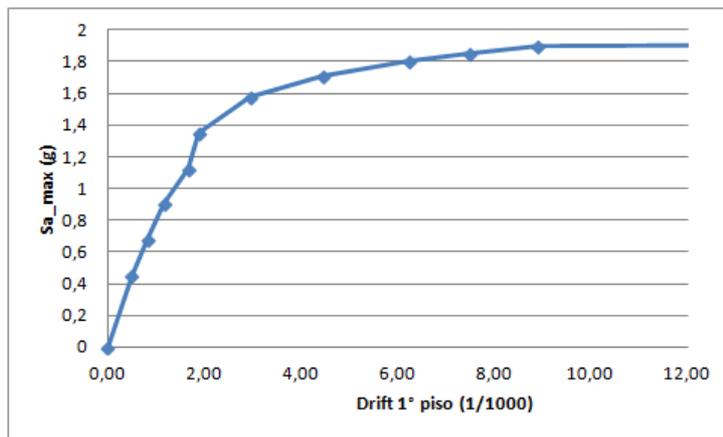


Figura B.13: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Cape Mendocino. Estación Rio Dell Overpass. Componente 1.

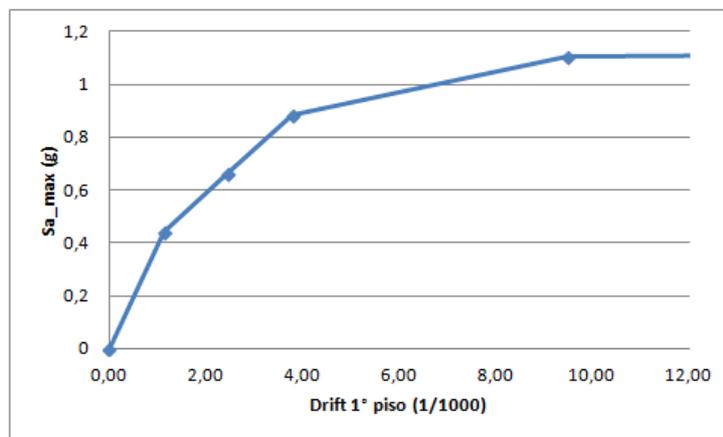


Figura B.14: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo San Fernando. Estación LA - Hollywood Stor. Componente 1.

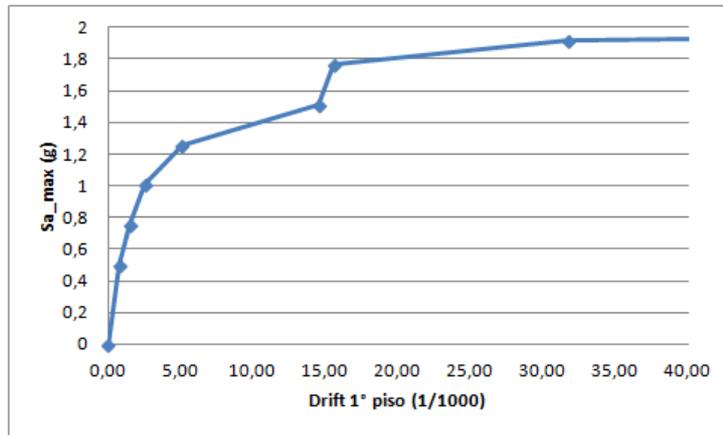


Figura B.15: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Friuli, Italia. Estación Tolmezzo. Componente 1.

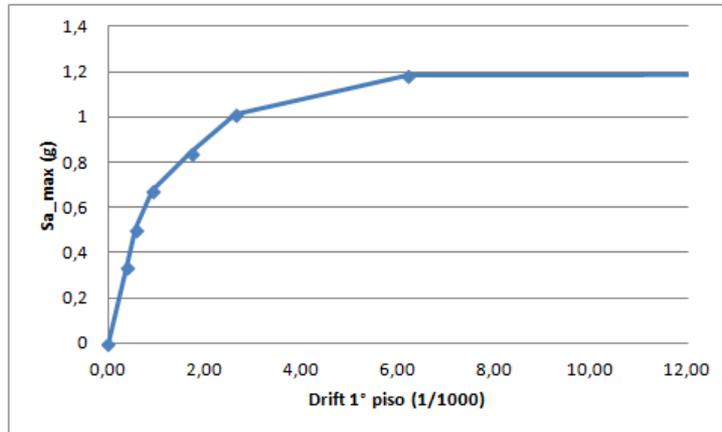


Figura B.16: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Northridge. Estación Beverly Hills - Mullhol. Componente 2.

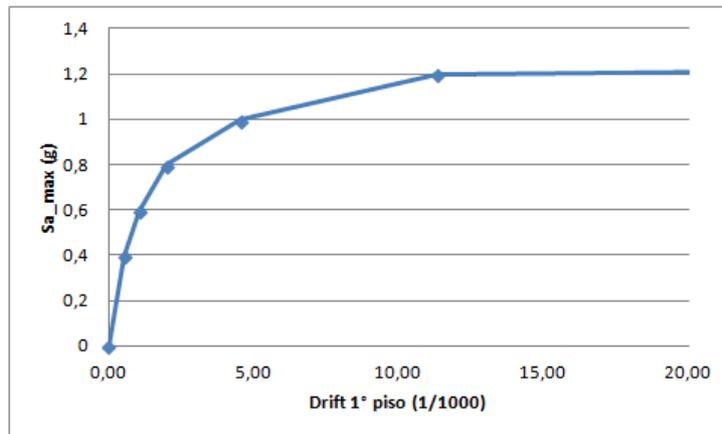


Figura B.17: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Northridge. Estación Canyon Country-WLC. Componente 2.

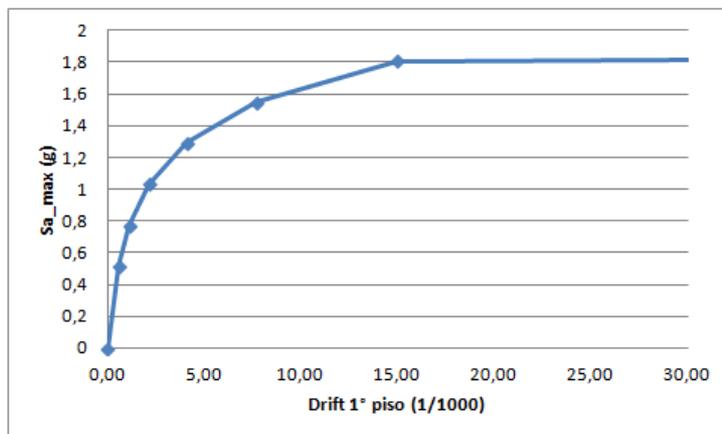


Figura B.18: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Duzce, Turkey. Estación Bolu. Componente 2

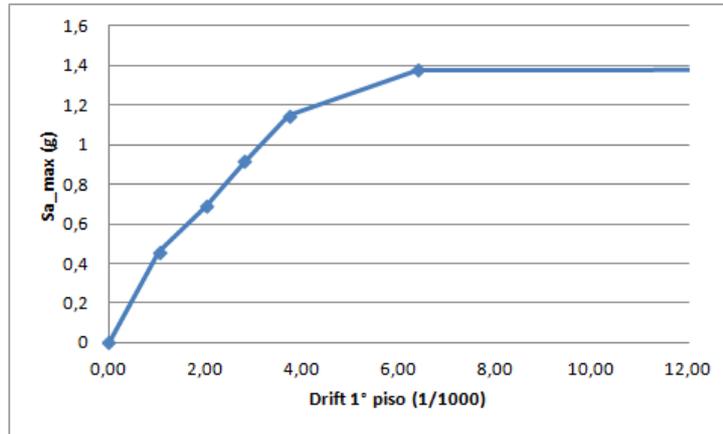


Figura B.19: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Imperial Valley. Estación Delta. Componente 2.

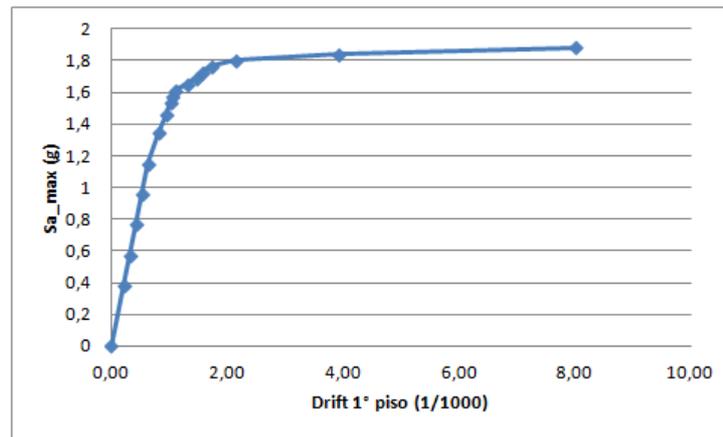


Figura B.20: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Imperial Valley. Estación El Centro Array #11. Componente 2

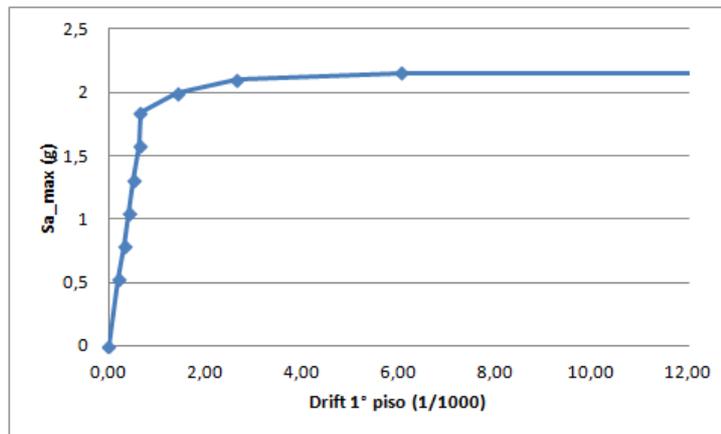


Figura B.21: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Kobe, Japón. Estación Nishi-Akashi. Componente 2.

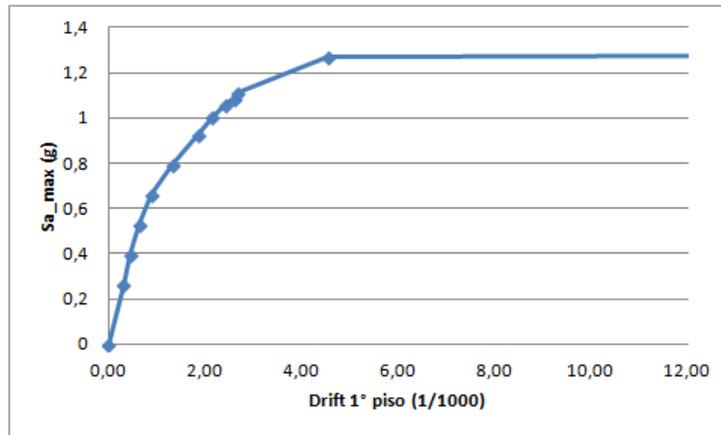


Figura B.22: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Kobe, Japón. Estación Shin-Osaka. Componente 2.

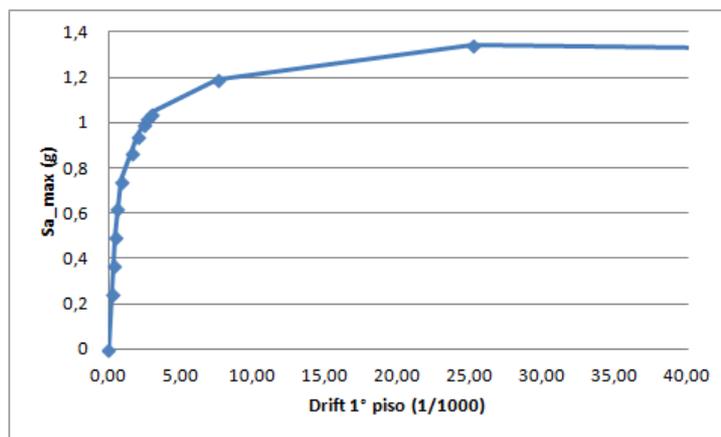


Figura B.23: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Kocaelly, Turquía. Estación Duzce. Componente 2.

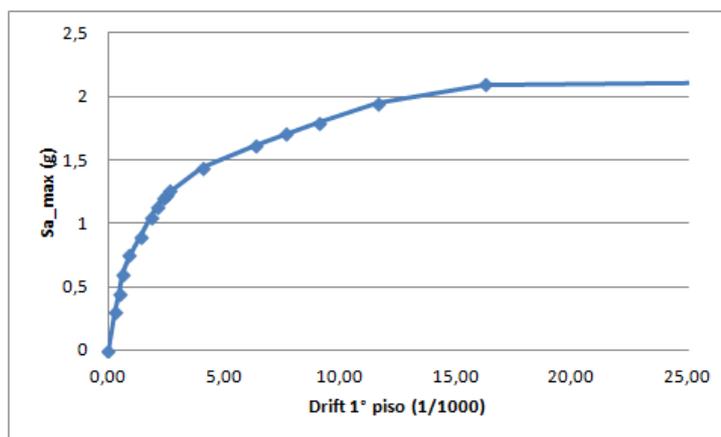


Figura B.24: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Kocaelly, Turquía. Estación Arcelik. Componente 2.

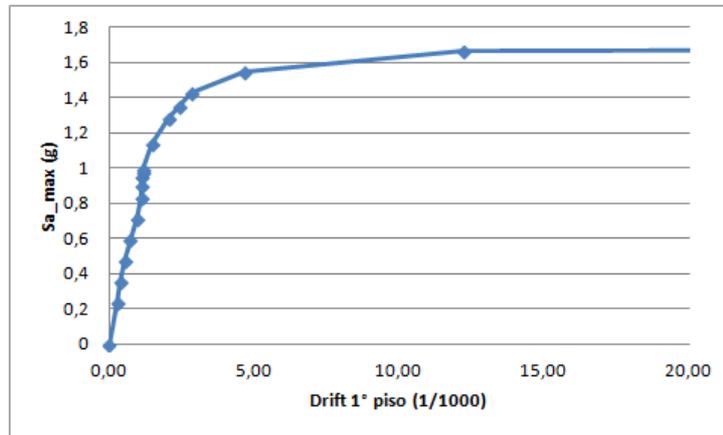


Figura B.25: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Landers. Estación Yermo Fire Station. Componente 2.

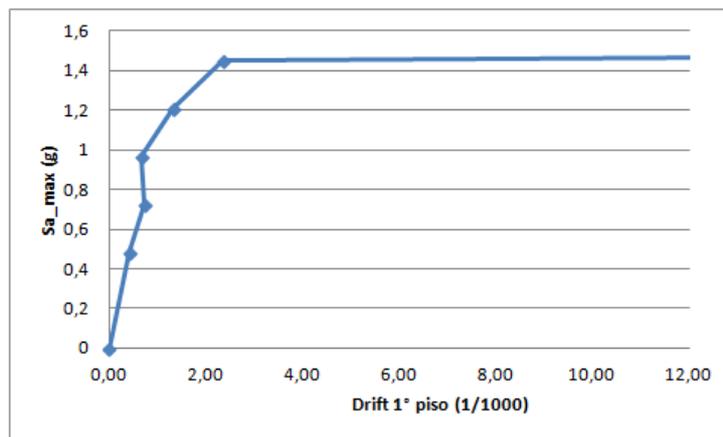


Figura B.26: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Landers. Estación Coolwater. Componente 2.

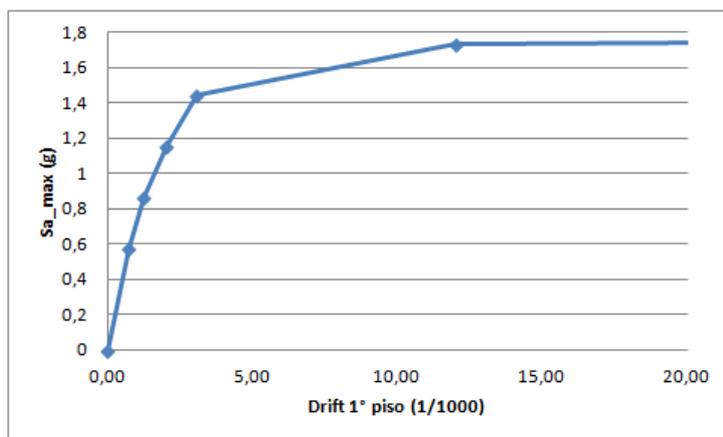


Figura B.27: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Loma Prieta. Estación Capitola. Componente 2.

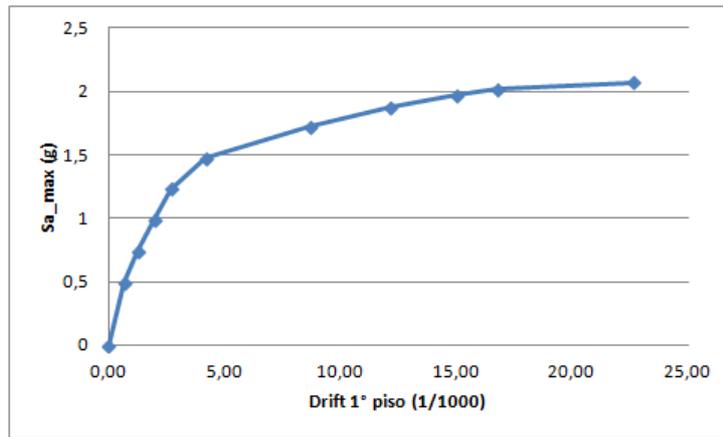


Figura B.28: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Loma Prieta. Estación Gilroy Array #3. Componente 2.

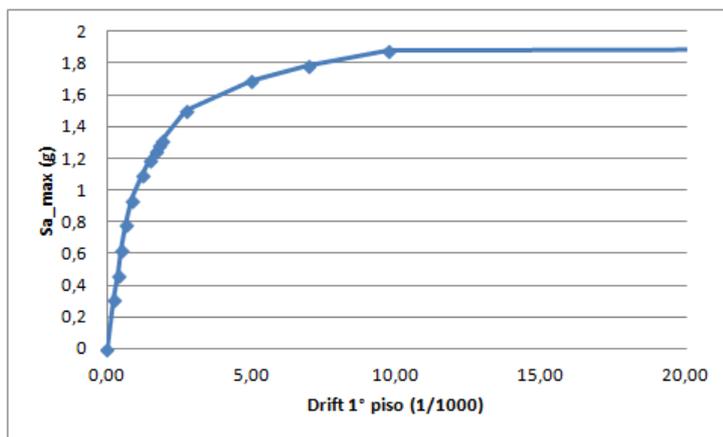


Figura B.29: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Superstition Hills. Estación El Centro Imp.Co. Componente 2.

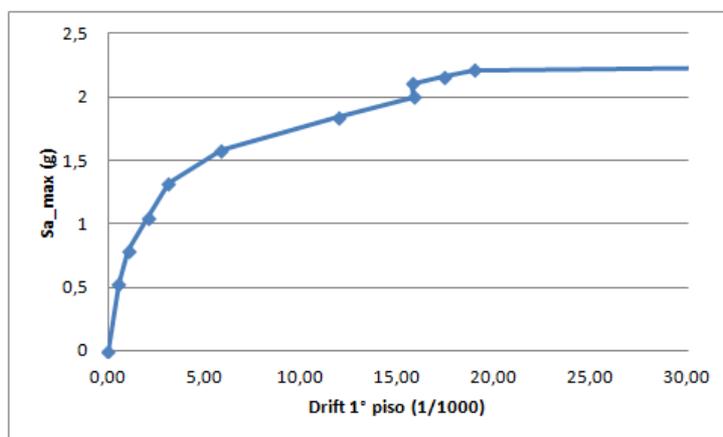


Figura B.30: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Superstition Hills. Estación Poe Road. Componente 2.

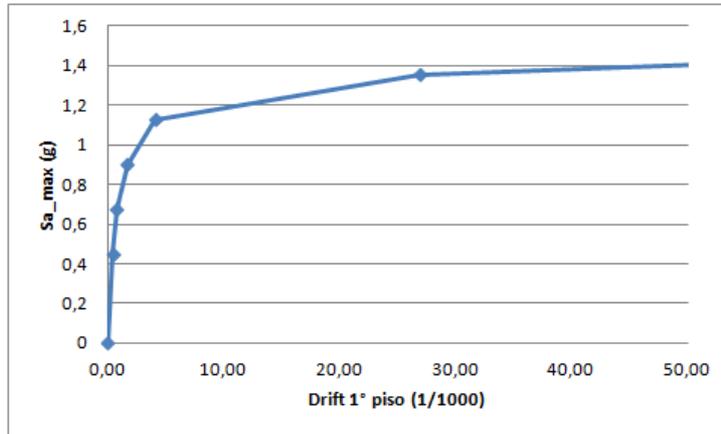


Figura B.31: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Cape Mendocino. Estación Rio Dell Overpass. Componente 2.

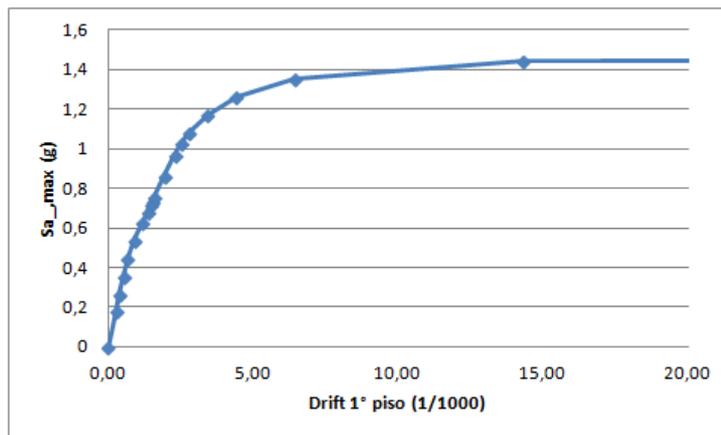


Figura B.32: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Chi-Chi, Taiwan. Estación CHY101. Componente 2.

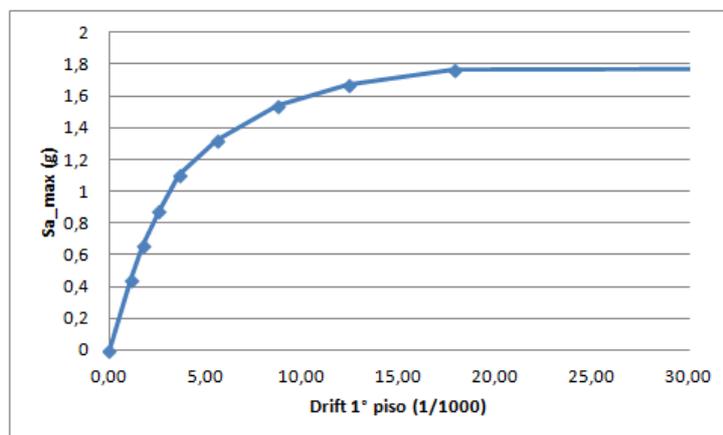


Figura B.33: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo San Fernando. Estación LA-Hollywood Stor. Componente 2.

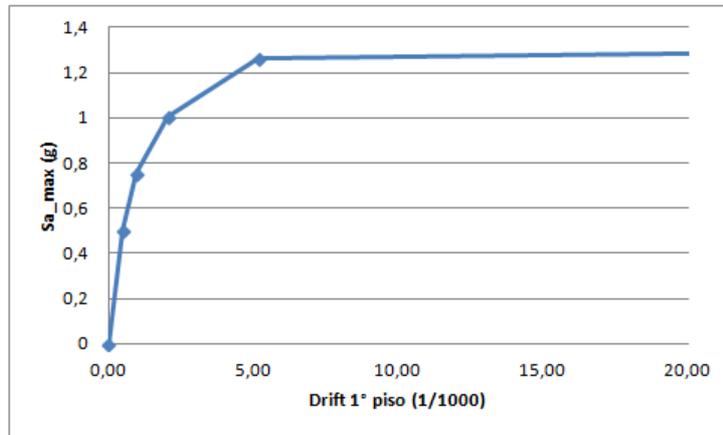


Figura B.34: Curva de análisis dinámico incremental dirección X Sismo Friuly, Italia. Estación Tolmezzo. Componente 2.

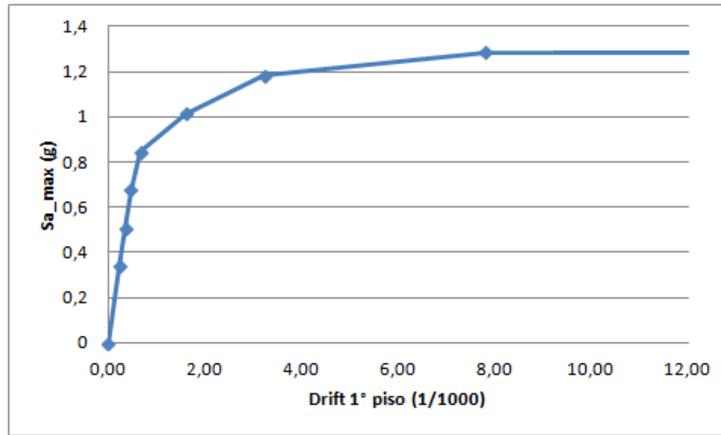


Figura B.35: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Northridge. Estación Beverly Hills - Mullhol. Componente 1.

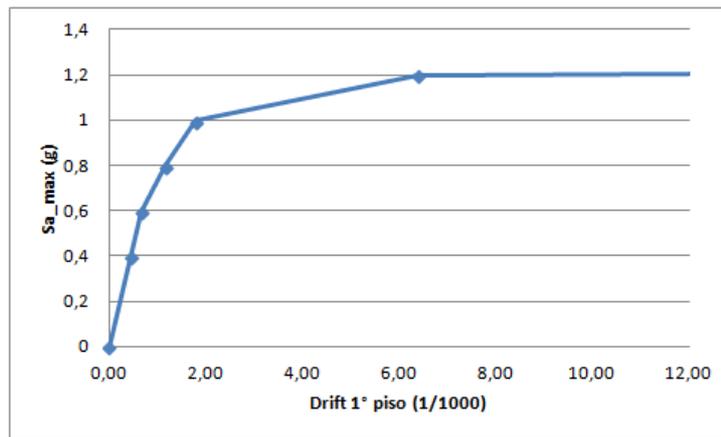


Figura B.36: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Northridge. Estación Canyon Country - WLC. Componente 1.

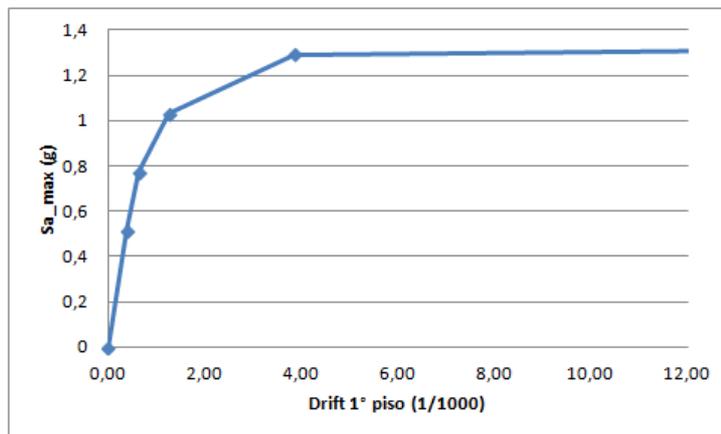


Figura B.37: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Duzce, Turkey. Estación Bolu. Componente 1.

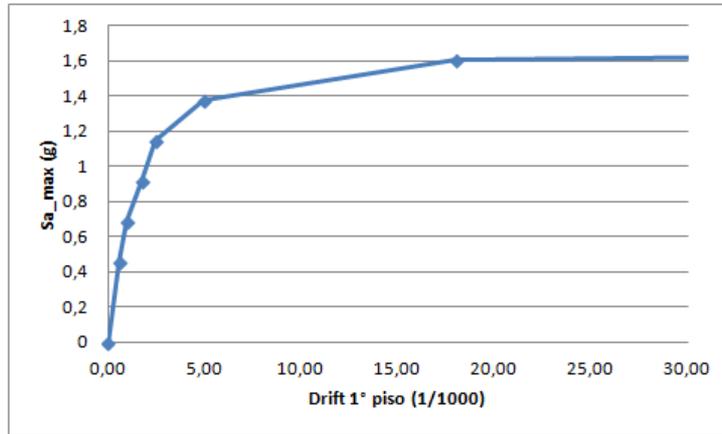


Figura B.38: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Imperial Valley. Estación Delta. Componente 1.

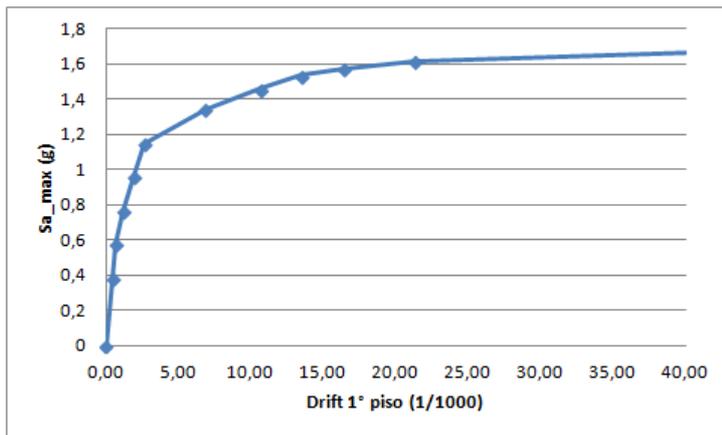


Figura B.39: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Imperial Valley. Estación El Centro Array #11. Componente 1.

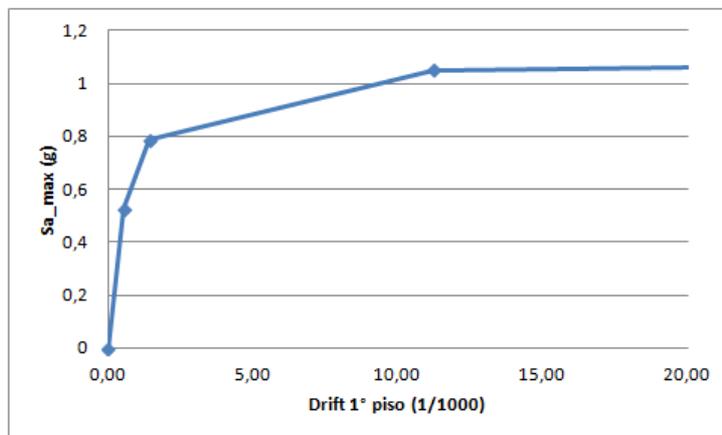


Figura B.40: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Kobe, Japón. Estación Nishi-Akashi. Componente 1.

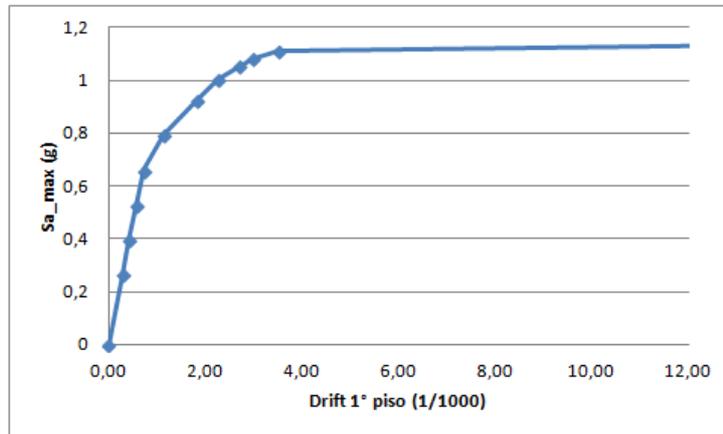


Figura B.41: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Kobe, Japón. Estación Shin-Osaka. Componente 1.

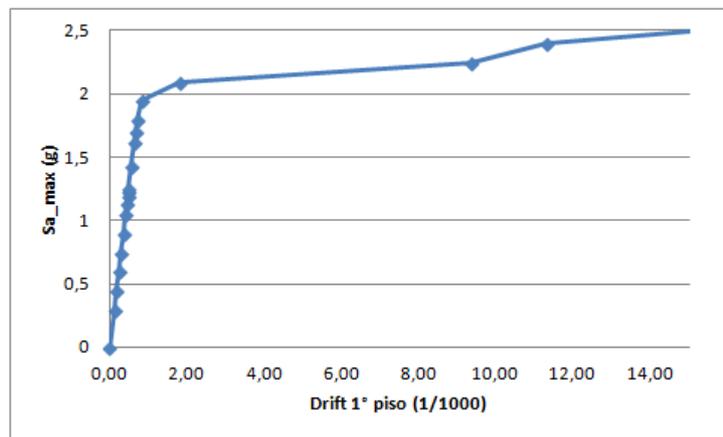


Figura B.42: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Kocaeli, Turquía. Estación Acelik. Componente 1.

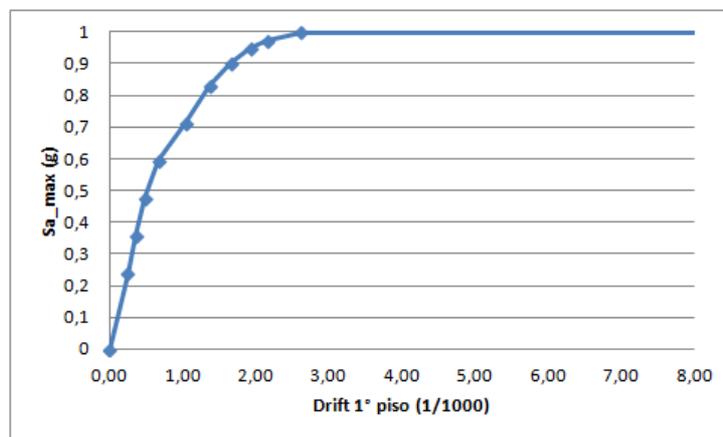


Figura B.43: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Landers. Estación Yermo Fire Station. Componente 1.

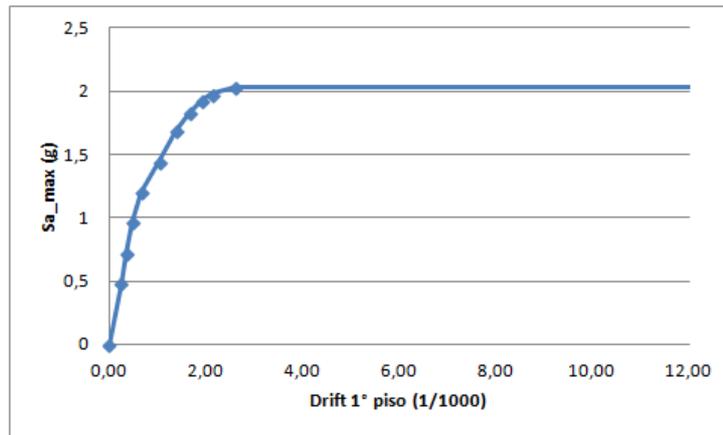


Figura B.44: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Landers. Estación Coolwater. Componente 1.

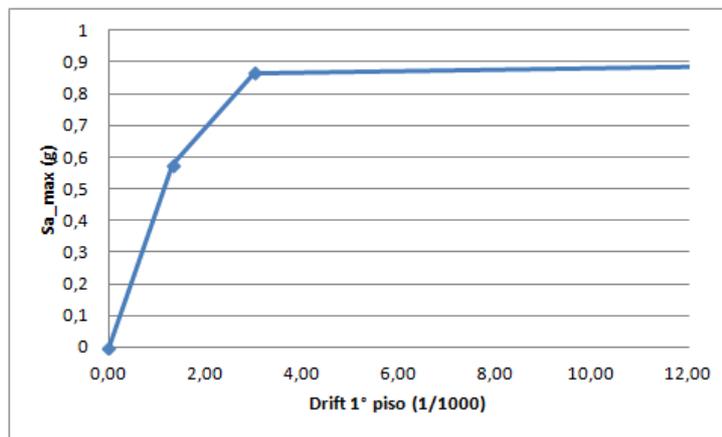


Figura B.45: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Loma Prieta. Estación Capitola. Componente 1.

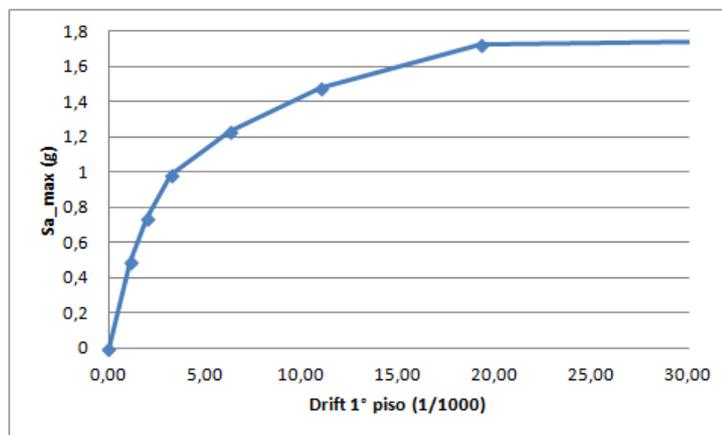


Figura B.46: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Loma Prieta. Estación Gilroy Array #3. Componente 1.

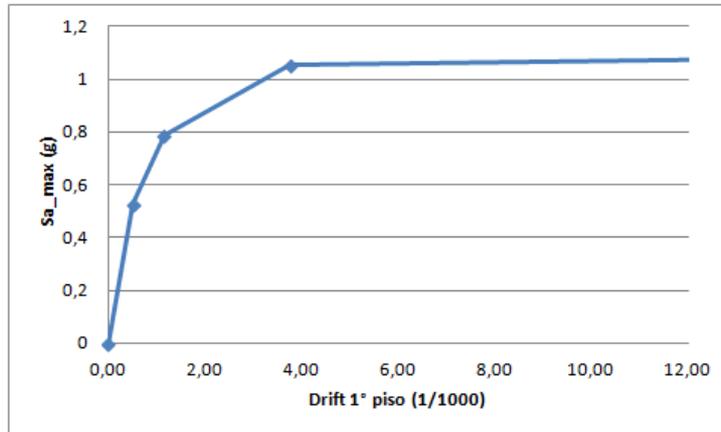


Figura B.47: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Superstition Hills. Estación Poe Road. Componente 1.

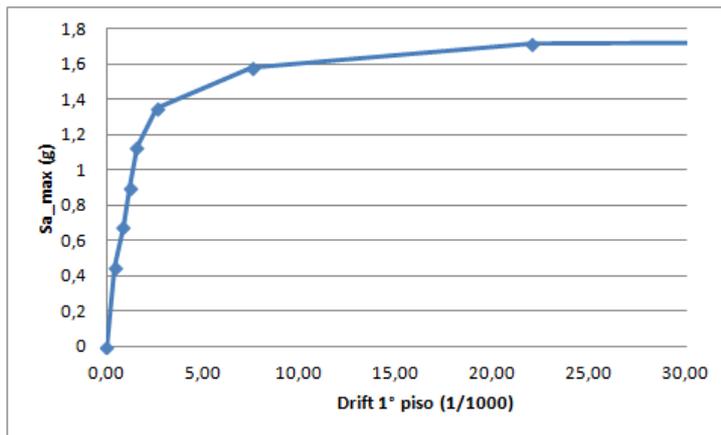


Figura B.48: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Cape Mendocino. Estación Rio Dell Overpass. Componente 1.

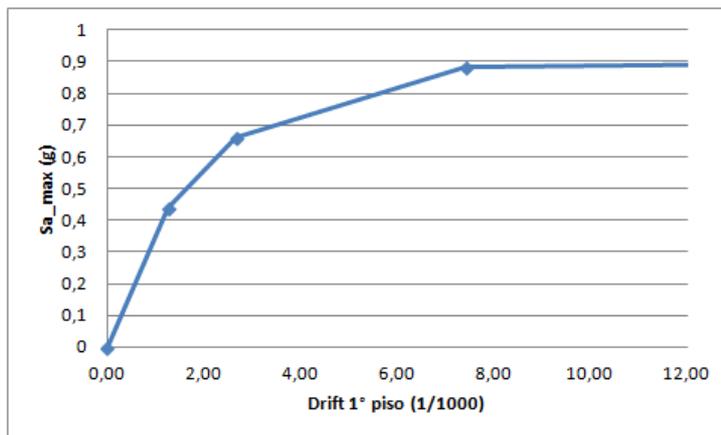


Figura B.49: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo San Fernando. Estación LA - Hollywood Stor. Componente 1.

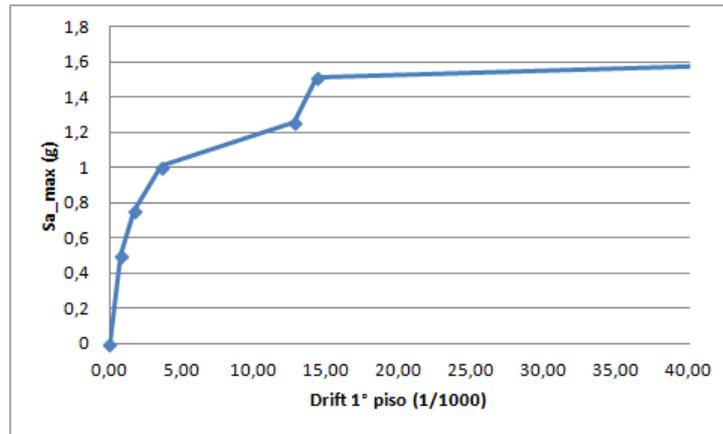


Figura B.50: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Friuly, Italia. Estación Tolmezzo. Componente 1.

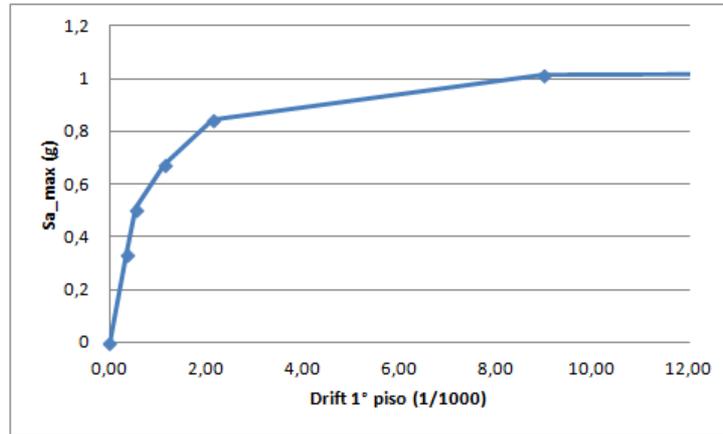


Figura B.51: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Northridge. Estación Beverly Hills - Mullhol. Componente 2.

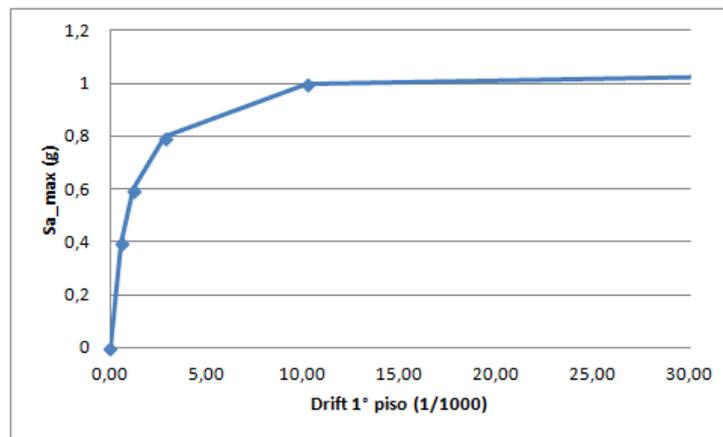


Figura B.52: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Northridge. Estación Canyon Country - WLC. Componente 2.

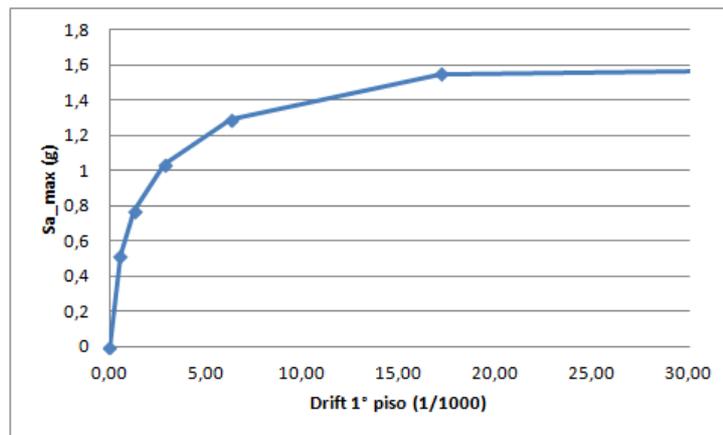


Figura B.53: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Duzce, Turkey. Estación Bolu. Componente 2.

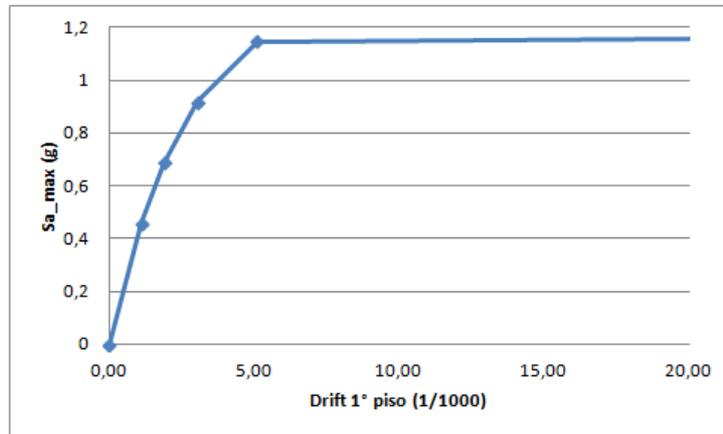


Figura B.54: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Imperial Valley. Estación Delta. Componente 2.

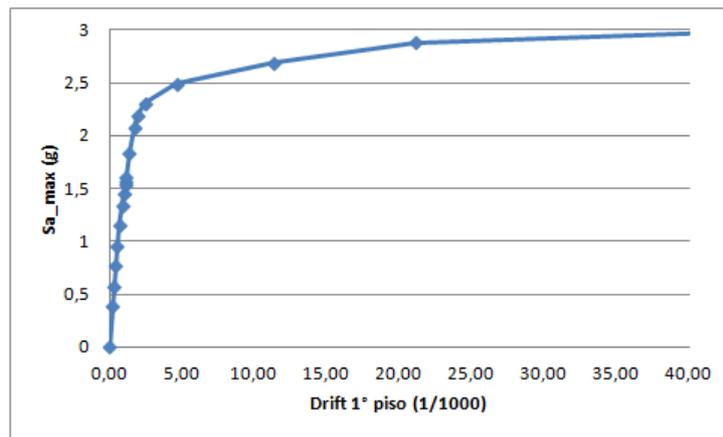


Figura B.55: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Imperial Valley. Estación El Centro Array #11. Componente 2.

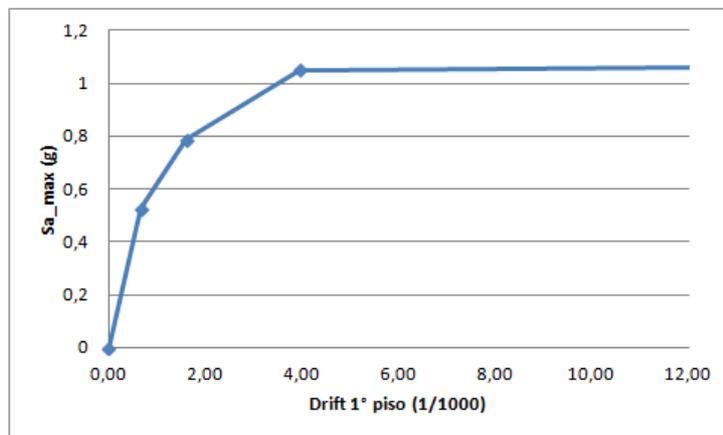


Figura B.56: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Kobe, Japón. Estación Nishi-Akashi. Componente 2.

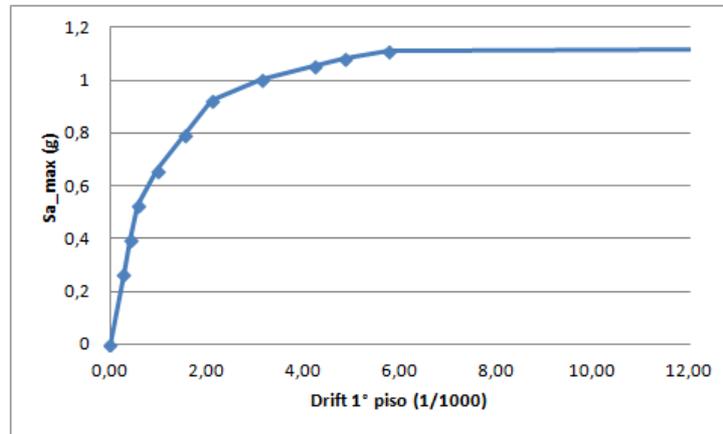


Figura B.57: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Kobe, Japón. Estación Shin-Osaka. Componente 2.

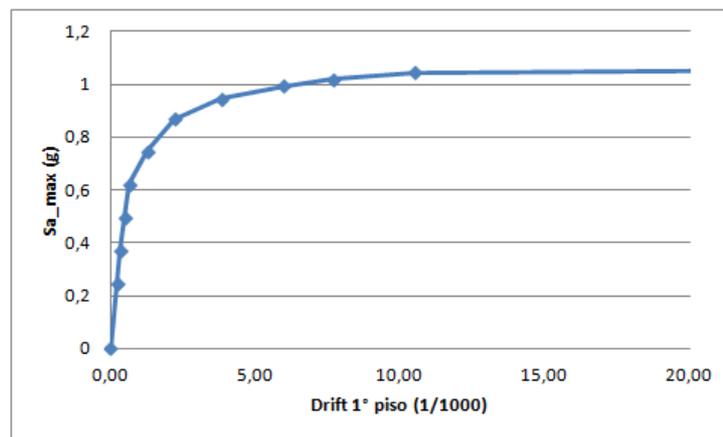


Figura B.58: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Kocaeli, Turquía. Estación Duzce. Componente 2.

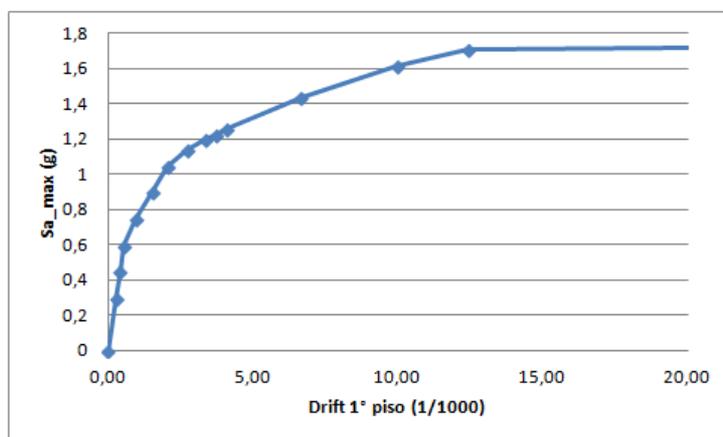


Figura B.59: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Kocaeli, Turquía. Estación Acelik. Componente 2.

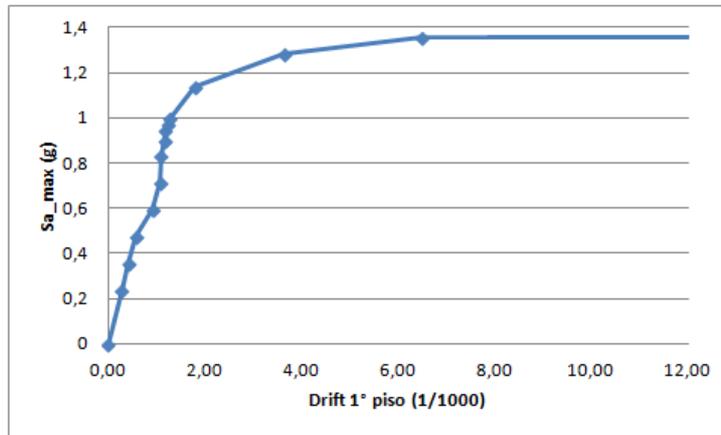


Figura B.60: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Landers. Estación Yermo Fire Station. Componente 2.

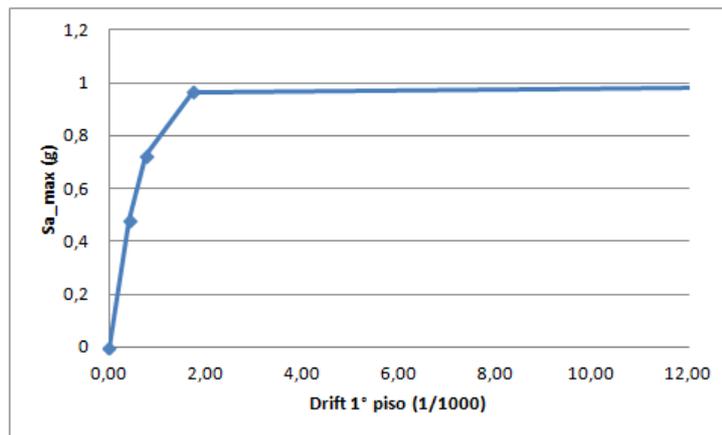


Figura B.61: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Landers. Estación Coolwater. Componente 2.

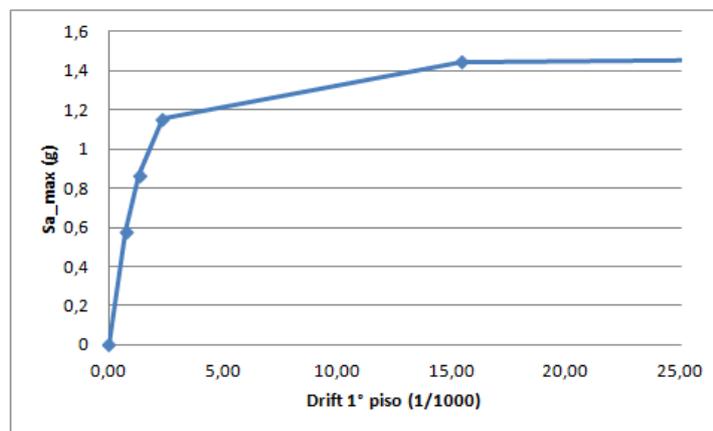


Figura B.62: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Loma Prieta. Estación Capitola. Componente 2.

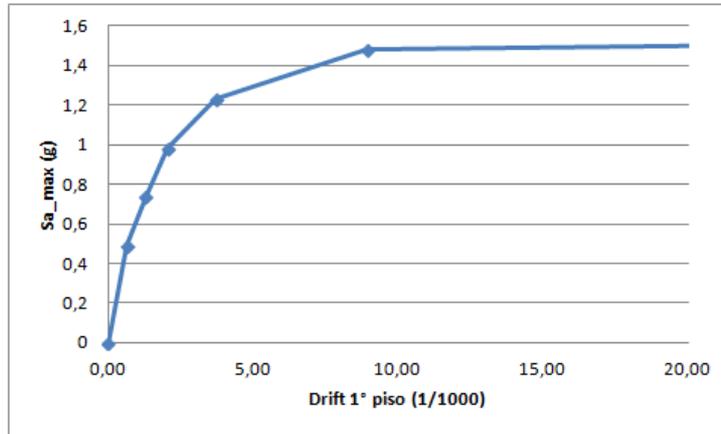


Figura B.63: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Loma Prieta. Estación Gilroy Array #3. Componente 2.

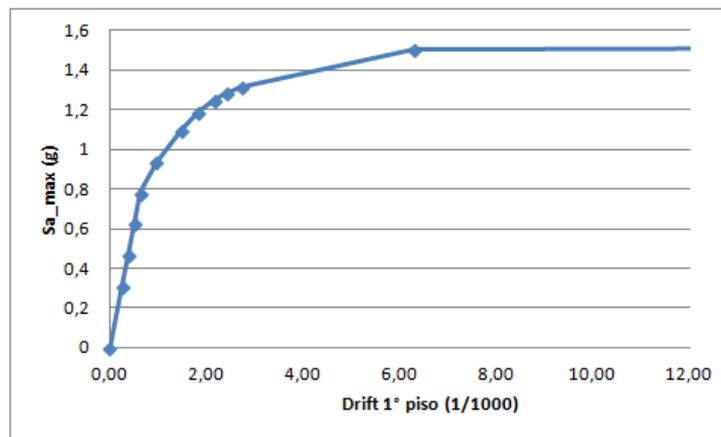


Figura B.64: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Superstition Hills. Estación El Centro Imp. Co. Componente 2.

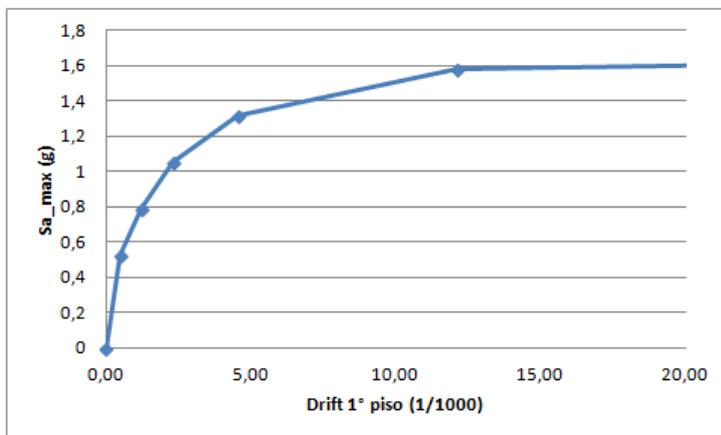


Figura B.65: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Superstition Hills. Estación Poe Road. Componente 2.

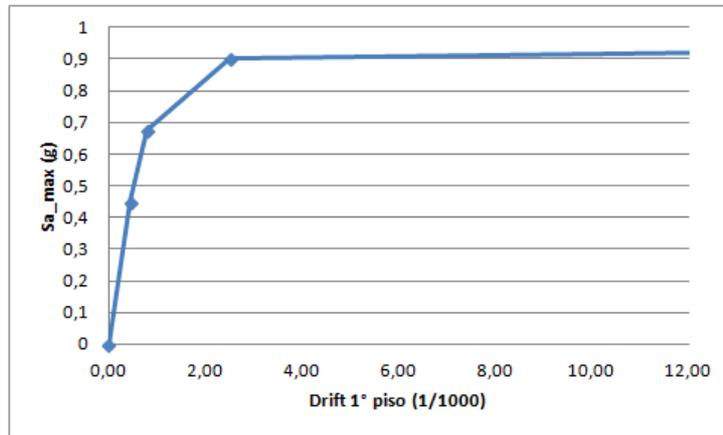


Figura B.66: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Cape Mendocino. Estación Rio Dell Overpass. Componente 2.

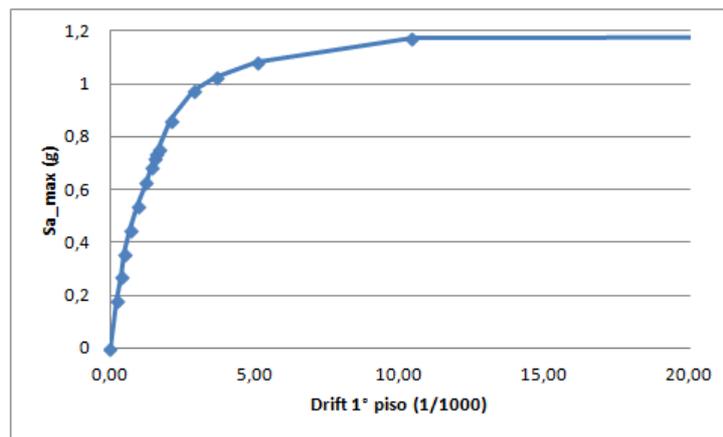


Figura B.67: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Chi-Chi, Taiwan. Estación CHY101. Componente 2.

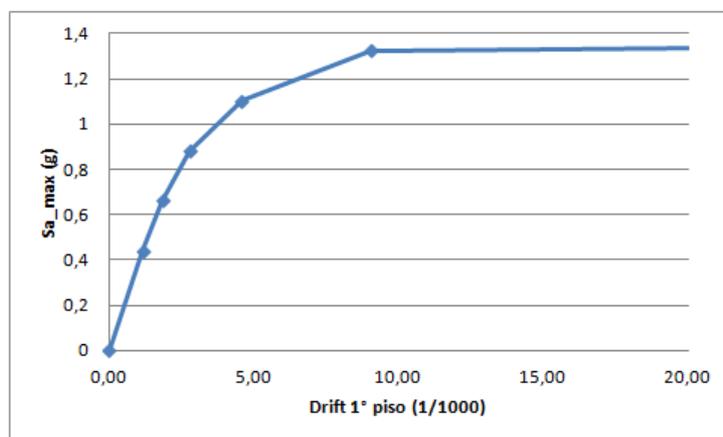


Figura B.68: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo San Fernando. Estación LA-Hollywood Stor. Componente 2.

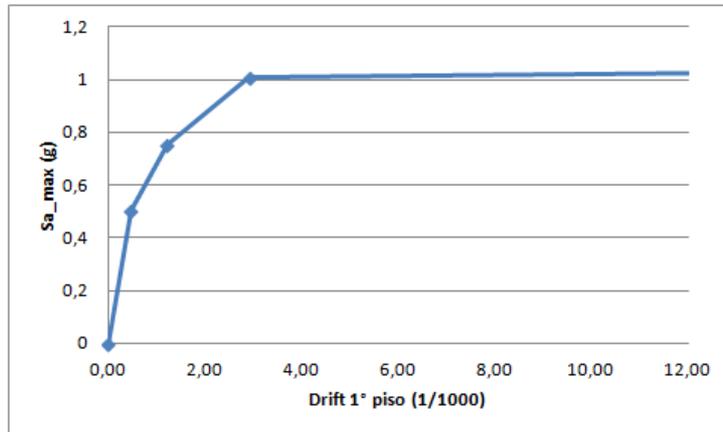


Figura B.69: Curva de análisis dinámico incremental dirección Y Sismo Friuly, Italia. Estación Tolmezzo. Componente 2.

ANEXO C: CALCULO DE LA PROBABILIDAD DE FALLA

Tabla C.1: Cálculo de probabilidad de falla para sismo en dirección X.

SISMO	COMPONENTE	PGA COLAPSO (g)	INTENSIDADES DE COLAPSO (g)									
			0	0,9	1	1,2	1,4	1,6	2	2,2	2,4	2,6
1	1	1,1830	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
2	1	1,3944	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1
3	1	1,5498	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1
4	1	no coverage										
5	1	1,9257	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
6	1	1,6120	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
7	1	1,0506	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
8	1	1,1088	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
9	1	no coverage										
10	1	2,0944	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
11	1	1,0217	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
12	1	no coverage										
13	1	1,1554	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
14	1	1,7248	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
15	1	no coverage										
16	1	no coverage										
17	1	1,3163	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1
18	1	1,8942	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
19	1	no coverage										
20	1	no coverage										
21	1	1,1025	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
22	1	1,7640	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
1	2	1,1830	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
2	2	1,1952	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
3	2	1,8081	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
4	2	no coverage										
5	2	1,3755	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1
6	2	1,7655	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
7	2	2,1537	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
8	2	1,2672	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1
9	2	1,1923	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
10	2	2,0944	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
11	2	1,6632	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
12	2	1,4490	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1
13	2	1,7731	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
14	2	2,0698	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
15	2	no coverage										
16	2	1,8792	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
17	2	2,2113	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
18	2	1,1275	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
19	2	1,4432	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1
20	2	no coverage										
21	2	1,7640	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
22	2	1,2600	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1
		SUMA=	0,0	0,0	0,0	10,0	15,0	18,0	29,0	33,0	34,0	34,0
		PROB. FALLA=	0,000	0,000	0,000	0,294	0,441	0,529	0,853	0,971	1,000	1,000

Tabla C.2: Cálculo de probabilidad de falla para sismo en dirección Y.

SISMO	COMPONENTE	PGA COLAPSO (g)	INTENSIDADES DE COLAPSO (g)									
			0	0,9	1	1,2	1,4	1,6	2	2,2	2,4	2,6
1	1	1,2844	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1
2	1	1,1952	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
3	1	1,2915	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1
4	1	no converge										
5	1	1,6048	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
6	1	1,612	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
7	1	1,0506	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
8	1	1,1088	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
9	1	no converge										
10	1	2,0944	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
11	1	0,9979	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
12	1	2,0286	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
13	1	0,8666	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
14	1	1,7248	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
15	1	no converge										
16	1	no converge										
17	1	1,053	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
18	1	1,5785	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1
19	1	no converge										
20	1	no converge										
21	1	0,887	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	2	1,014	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
2	2	0,996	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
3	2	1,5498	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1
4	2	no converge										
5	2	1,1463	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
6	2	2,3028	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
7	2	1,0506	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
8	2	1,1088	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
9	2	1,0433	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
10	2	1,7054	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
11	2	1,3543	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1
12	2	0,966	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
13	2	1,4443	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1
14	2	1,4784	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1
15	2	no converge										
16	2	1,5034	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1
17	2	1,5795	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1
18	2	0,902	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
19	2	1,1726	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
20	2	no converge										
21	2	1,323	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1
22	2	1,008	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
		SUMA=	0,0	2,0	6,0	17,0	21,0	28,0	32,0	34,0	35,0	35,0
		PROB. FALLA=	0,000	0,057	0,171	0,486	0,600	0,800	0,914	0,971	1,000	1,000