

MMC
64958

1
6934a
2015

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Análisis y Diseño de un Edificio con Disipadores
Viscosos utilizando la Primera Norma Chilena de
Disipación de Energía

Por
César Guerrero Becerra

R. 18396

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: Joaquín Valenzuela Barbosa

Agosto, 2015

Definición de energía
viscosa
Estructura Semoresistente
Nch 433
Resorte no lineal a presión

Agradecimientos

Agradezco a Dios y a mi familia por el apoyo incondicional en todo este proceso, en especial a mi madre por todo el amor y cariño brindado, a mi padre por el sacrificio y esfuerzo dedicado y a mi hermana por su apoyo y compañía en toda esta etapa.

Además agradezco a mi profesor guía por su paciencia y confianza depositada en mí.

Finalmente agradecer a quienes me ayudaron en este largo proceso, amigos, compañeros, profesores y en especial a mi polola por ser clave durante esta etapa académica.

ÍNDICE

ÍNDICE	3
LISTA DE ABREVIATURAS Y SÍMBOLOS	5
LISTA DE FIGURAS	7
LISTA DE TABLAS	9
LISTA DE GRÁFICOS	10
CAPÍTULO I	11
1. INTRODUCCIÓN	11
1.1. Planteamiento del problema	11
1.2. Objetivos	13
1.2.1. Objetivo General	13
1.2.2. Objetivos Específicos	13
1.3. Alcances	14
1.4. Metodología	15
CAPÍTULO II	16
2. MARCO TEÓRICO	16
2.1. Filosofía del diseño	16
2.2. Sistemas de control pasivos	16
2.3. Sistemas pasivos de disipación de energía	16
2.4. Disipador viscoso	19
2.4.1. Antecedentes y características del disipador viscoso	19
2.4.2. Diseño mecánico del dispositivo	19
2.4.3. Aplicaciones en Chile	20
2.4.3.1. Proyecto Reforzamiento del Edificio Patio Mayor	21
2.4.3.2. Proyecto Las Condes Capital	21
2.4.4. Comportamiento del dispositivo viscoso	22
2.4.4.1. Rigidez del dispositivo "K" (Rigidez del brazo metálico)	22
2.4.4.2. Exponente de Velocidad "α"	23
2.4.4.3. Coeficiente de amortiguamiento "C"	23
2.4.5. Cálculo del coeficiente de amortiguamiento "C"	24
CAPÍTULO III	29
3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA SISMORESISTENTE	29
3.1. Consideraciones de la norma Chilena de disipación de energía	29
3.1.1. Descripción general de la norma de disipación	29
3.2. Descripción de la estructura sismoresistente	31
3.2.1. Eje representativo elevación y planta	32
3.3. Solicitaciones	33
3.3.1. Peso Propio (D)	33
3.3.2. Carga de uso (L)	33
3.3.3. Sismo (E)	33
3.3.4. Combinaciones de Carga	34
3.4. Resultados del análisis	35
3.4.1. Modos de vibrar	35
3.4.2. Deformaciones Sísmicas	37
3.4.3. Diagrama de esfuerzos	38
3.5. Diseño de la Estructura Sismoresistente	38

3.5.1.	Diseño de la Viga	38
3.5.2.	Diseño de las Columnas	39
3.5.3.	Diseño del muro de hormigón armado	40
3.5.3.1	Capacidad de deformación del muro	41
CAPÍTULO IV	45
4.	DISEÑO DEL SISTEMA DISIPADOR	45
4.1.	<i>Descripción del Sistema disipador</i>	45
4.2.	<i>Calculo de la rigidez del dispositivo "K"</i>	46
4.3.	<i>Estimación del coeficiente de amortiguación lineal "C"</i>	46
4.4.	<i>Verificación del amortiguamiento efectivo del modelo</i>	48
CAPÍTULO V	51
5.	ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA	51
5.1.	<i>Modelos de análisis</i>	51
5.1.1.	Estructura Sismoresistente (ES):	51
5.1.2.	Sistema Sismoresistente (SS):	52
5.1.3.	Sistema Sismoresistente sin muro estructural (SSSM):	52
5.2.	<i>Características y propiedades del análisis</i>	54
5.2.1.	Cálculo diagramas momento-curvatura (M-C)	54
5.2.1.1	Vigas	55
5.2.1.2	Columnas	59
5.3.	<i>Resorte no lineal a flexión</i>	64
5.3.1.	Modelo histerético Takeda	65
5.4.	<i>Resorte no lineal de tipo viscoso</i>	67
5.5.	<i>Registros sísmicos</i>	68
CAPÍTULO VI	70
6.	RESULTADOS	70
6.1.	<i>Comparación de parámetros de desempeño</i>	70
6.1.1.	Desplazamientos máximos	70
6.1.2.	Deformaciones remanentes	72
6.1.3.	Desplazamientos relativos entrepisos	73
6.1.4.	Aceleraciones absolutas de piso	75
6.1.5.	Demanda de ductilidad	77
6.1.6.	Esfuerzos axiales absolutos máximos de los dispositivos	82
6.1.7.	Verificación diseño de diagonal metálica	83
6.1.8.	Selección del dispositivo	86
6.1.9.	Esfuerzos máximos en el tiempo	87
6.1.10.	Deformaciones máximas	89
6.1.11.	Desplazamientos máximos en el tiempo	90
CAPÍTULO VII	93
7.	CONCLUSIONES	93
REFERENCIAS	96

Lista de abreviaturas y símbolos

A_o	Aceleración efectiva máxima del suelo
A_s	Área del refuerzo
B_m	Coefficiente de amortiguamiento
$C_{m\acute{a}x}$	Coefficiente sísmico máximo
$C_{m\acute{i}n}$	Coefficiente sísmico mínimo
E_c	Módulo de elasticidad del hormigón
g	Aceleración de gravedad (9.81 m/s^2)
I	Coefficiente relativo de importancia
M_n	Momento nominal a flexión
P	Peso total del edificio
P_u	Carga axial mayorada
R_o	Factor de reducción de la respuesta
S	Parámetro que depende del tipo de suelo
S_a	Aceleración espectral de diseño
W_D	Energía de disipación en un ciclo de movimiento armónico
W_s	Energía de deformación máxima
T^*	Periodo del modo con mayor masa traslacional en la dirección analizada
T_o	Parámetro que depende del tipo de suelo
α	Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima
β_m	Razón de amortiguamiento efectivo total del sistema
β_i	Razón de amortiguamiento inherente de la estructura
β_{am}	Razón de amortiguamiento del sistema de disipación
ε_c	Deformación unitaria del hormigón
ε_s	Deformación unitaria del acero en tracción.
ε'_s	Deformación unitaria de acero en compresión
ρ	Cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área bd

φ_u Curvatura última
 φ_y Curvatura de fluencia

Lista de figuras

FIGURA 1.1 REPRESENTACIÓN DISEÑO SISMORESISTENTE TRADICIONAL.	11
FIGURA 1.2 MODELO CON SISTEMA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.	11
FIGURA 1.3 REPRESENTACIÓN RETIRO MURO.	12
FIGURA 2.1 (A) DISIPADOR VISCOELÁSTICO; (B) MODELO FÍSICO IDEALIZADO; (C) COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO IDEALIZADO [4]	17
FIGURA 2.2 (A) DISIPADOR METÁLICO; (B) COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO IDEALIZADO [4].	17
FIGURA 2.3 (A) DISIPADOR FRICCIÓN (B) MODELO FÍSICO IDEALIZADO (C) COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO IDEALIZADO [4].	18
FIGURA 2.4 (A) DISIPADOR FLUIDO VISCOSO (B) MODELO FÍSICO IDEALIZADO (C) COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO IDEALIZADO [4]	18
FIGURA 2.5 DISPOSITIVO DE FLUIDO VISCOSO.	19
FIGURA 2.6 REFORZAMIENTO CON AMORTIGUADORES DE TIPO VISCOSO [6].	21
FIGURA 2.7 SISTEMA DISIPACIÓN PARA PROYECTO LAS CONDES CAPITAL [10].	21
FIGURA 2.8 MODELO DE MAXWELL AMORTIGUADOR VISCOSO.	22
FIGURA 2.9 MODELO SISTEMA DE UN GRADO LIBERTAD.	24
FIGURA 2.10 MODELO ESTRUCTURAL DE N-GRADOS DE LIBERTAD CON DISIPADORES VISCOSOS.	27
FIGURA 2.11 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE PISOS.	27
FIGURA 2.12 DESPLAZAMIENTOS MODALES DE PISO.	28
FIGURA 3.1 RESUMEN GENERAL ESQUEMÁTICO DE LA NORMA CHILENA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.	30
FIGURA 3.2 ELEVACIÓN Y PLANTA DE LA ESTRUCTURA SISMORESISTENTE.	32
FIGURA 3.3 FORMAS MODALES DE LA ESTRUCTURA SISMORESISTENTE.	35
FIGURA 3.4 ENVOLVENTE ESFUERZO AXIAL FLEXIÓN	38
FIGURA 3.5 ENVOLVENTE ESFUERZO CORTE	38
FIGURA 3.6 ENVOLVENTE ESFUERZO	38
FIGURA 3.7 REFUERZO LONGITUDINAL VIGA 40/60	39
FIGURA 3.8 MODELO CÁLCULO DE MOMENTO	39
FIGURA 3.9 ARMADURA MURO.	41
FIGURA 3.10 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE UN MURO.	43
FIGURA 3.11 DIAGRAMA DE DEFORMACIÓN UNITARIA PARA EL MURO AL 8‰	43
FIGURA 4.1 SISTEMA DISIPACIÓN.	45
FIGURA 4.2 MODELO DISIPADOR FLUIDO VISCOSO.	45
FIGURA 4.3 SECCIÓN TUBULAR CIRCULAR HSS10.000x0.650 [14].	46
FIGURA 4.4 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE PISOS.	47
FIGURA 4.5 DESPLAZAMIENTOS MODALES DE PISOS.	47
FIGURA 4.6 POSICIÓN INICIAL DEL SS PRIMERO MODO	49
FIGURA 4.7 POSICIÓN FINAL DEL SS	49
FIGURA 5.1 MODELO NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA SISMORESISTENTE.	51
FIGURA 5.2 MODELO NO LINEAL DEL SISTEMA SISMORESISTENTE.	52
FIGURA 5.3 MODELO NO LINEAL DEL SISTEMA SISMORESISTENTE SIN MURO DE HORMIGÓN ARMADO.	53
FIGURA 5.4 REPRESENTACIÓN MODELO DE UN SISTEMA AMORTIGUADOR AUTOMÓVIL.	53
FIGURA 5.5 DIAGRAMA DE DEFORMACIONES UNITARIAS Y EQUILIBRIO DE TENSIONES.	55
FIGURA 5.6 DIAGRAMA DE DEFORMACIONES UNITARIAS Y EQUILIBRIO DE TENSIONES.	56
FIGURA 5.7 DIAGRAMA DE DEFORMACIONES UNITARIAS Y EQUILIBRIO DE TENSIONES.	57
FIGURA 5.8 DIAGRAMA DE DEFORMACIONES UNITARIAS Y EQUILIBRIO DE TENSIONES.	58
FIGURA 5.9 DIAGRAMA DE DEFORMACIONES UNITARIAS Y EQUILIBRIO DE TENSIONES.	59
FIGURA 5.10 DIAGRAMA DE DEFORMACIONES UNITARIAS Y EQUILIBRIO DE TENSIONES.	60
FIGURA 5.11 DIAGRAMA DE DEFORMACIONES UNITARIAS Y EQUILIBRIO DE TENSIONES.	61
FIGURA 5.12 REPRESENTACIÓN DE LA INCURSIÓN EN EL RANGO INELÁSTICO DE UNA VIGA.	64
FIGURA 5.13 ESQUEMA DE RESORTES EN COLUMNAS, MUROS Y VIGAS, DE HORMIGÓN ARMANDO.	64
FIGURA 5.14 RESORTE NO LINEAL A FLEXIÓN.	65
FIGURA 6.1 ESFUERZOS AXIALES REGISTRO CONCEPCIÓN (A) SISTEMA SISMORESISTENTE (B) SISTEMA SISMORESISTENTE SI MURO.	82
FIGURA 6.2 ESFUERZO AXIALES REGISTRO CONSTITUCIÓN (A) SISTEMA SISMORESISTENTE (B) SISTEMA SISMORESISTENTE SIN MURO	82

FIGURA 6.3 ESFUERZO AXIALES REGISTRO VIÑA DEL MAR (A) SISTEMA SISMORESISTENTE (B) SISTEMA SISMORESISTENTE SIN MURO82

FIGURA 7.1 TENDENCIAS APROXIMADAS DE LAS DEFORMADAS DE LOS SISTEMAS CON DISIPACIÓN VISCOSA.94

Lista de tablas

TABLA 3.1 RESUMEN CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA.	31
TABLA 3.2 PARÁMETROS SÍSMICOS	33
TABLA 3.3 REACCIONES SIN REDUCCIÓN DEL ESPECTRO.....	35
TABLA 3.4 MODOS DE VIBRAR	35
TABLA 3.5 RESUMEN DE LOS CORTES SISMICOS CALCULADOS.	37
TABLA 3.6 ARMADURA A FLEXIÓN PARA VIGAS DE LA ESTRUCTURA SISMORESISTENTE.....	39
TABLA 3.7 DESPLAZAMIENTO LATERAL DE DISEÑO MÁXIMO.	42
TABLA 3.8 RESUMEN CAPACIDAD Y DEMANDA DE DEFORMACIÓN DEL MURO	44
TABLA 4.1 CÁLCULO COEFICIENTE DE AMORTIGUADOR – LINEAL.....	48
TABLA 5.1 DATOS PARA EL EQUILIBRIO DE TENSIONES EN VIGA PARA OBTENER CURVATURA FLUENCIA POSITIVA.....	56
TABLA 5.2 DATOS PARA EL EQUILIBRIO DE TENSIONES EN VIGA PARA OBTENER CURVATURA ÚLTIMA POSITIVA.	57
TABLA 5.3 DATOS PARA EL EQUILIBRIO DE TENSIONES EN VIGA PARA OBTENER CURVATURA FLUENCIA NEGATIVA.	57
TABLA 5.4 DATOS PARA EL EQUILIBRIO DE TENSIONES EN VIGA PARA OBTENER CURVATURA ÚLTIMA NEGATIVA.....	58
TABLA 5.5 DATOS PARA EL EQUILIBRIO DE TENSIONES EN COLUMNA PARA OBTENER CURVATURA FLUENCIA.....	60
TABLA 5.6 DATOS PARA EL EQUILIBRIO DE TENSIONES EN COLUMNA PARA OBTENER CURVATURA ÚLTIMA.	60
TABLA 5.7 DATOS PARA EL EQUILIBRIO DE TENSIONES EN MURO PARA OBTENER CURVATURA FLUENCIA.....	62
TABLA 5.8 DATOS PARA EL EQUILIBRIO DE TENSIONES EN MURO PARA OBTENER CURVATURA ÚLTIMA.	62
TABLA 5.9 PGA MÁXIMOS DE LOS REGISTROS UTILIZADOS	69
TABLA 6.1 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS ABSOLUTOS	71
TABLA 6.2 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTREPISOS	74
TABLA 6.3 ACELERACIONES MÁXIMAS ABSOLUTAS.....	76

Lista de gráficos

GRÁFICO 2.1 FUERZA AMORTIGUADOR V/S VELOCIDAD.....	23
GRÁFICO 2.2 MOVIMIENTO SINUSOIDAL.....	24
GRÁFICO 2.3 PORCIONES DE ENERGÍA DISIPADA Y ENERGÍA DE DEFORMACIÓN MÁXIMA.....	26
GRÁFICO 3.1 ESPECTRO ELÁSTICO PARA 5% DE RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO.....	34
GRÁFICO 3.2 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTREPISOS.....	37
GRÁFICO 3.3 DIAGRAMA INTERACCIÓN COLUMNAS CON CUANTÍA MÍNIMA 1%.....	40
GRÁFICO 3.4 DIAGRAMA INTERACCIÓN MURO.....	41
GRÁFICO 3.5 DESPLAZAMIENTO LATERAL DE TECHO.....	42
GRÁFICO 4.1 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS AL VIBRAR LA ESTRUCTURA DESDE LA POSICIÓN DEL PRIMER MODO.....	50
GRÁFICO 5.1 RELACIÓN MOMENTO-CURVATURA.....	54
GRÁFICO 5.2 DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA VIGA.....	59
GRÁFICO 5.3 DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA COLUMNA.....	61
GRÁFICO 5.4 DIAGRAMA DE DEFORMACIONES UNITARIAS Y EQUILIBRIO DE TENSIONES.....	62
GRÁFICO 5.5 DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA MURO.....	63
GRÁFICO 5.6 DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ EN MODELO TAKEDA.....	66
GRÁFICO 5.7 CURVA DE COMPORTAMIENTO DE TAKEDA-MODIFICADA [18].....	66
GRÁFICO 5.8 REGISTRO SÍSMICO DE CONCEPCIÓN.....	68
GRÁFICO 5.9 REGISTRO SÍSMICO DE CONSTITUCIÓN.....	68
GRÁFICO 5.10 REGISTRO SÍSMICO DE VIÑA CENTRO.....	68
GRÁFICO 5.11 ESPECTROS DE RESPUESTAS DE LOS REGISTROS SÍSMICOS Y ESPECTRO ELÁSTICO ZONA 3 SUELO D.....	69
GRÁFICO 6.1 DESPLAZAMIENTOS REGISTRO CONCEPCIÓN	GRÁFICO 6.2 DESPLAZAMIENTOS REGISTRO
CONSTITUCIÓN.....	70
GRÁFICO 6.3 DESPLAZAMIENTOS REGISTRO VIÑA DEL MAR.....	70
GRÁFICO 6.4 DEFORMACIONES REMANENTES CONCEPCIÓN	GRÁFICO 6.5 DEFORMACIONES REMANENTES
CONSTITUCIÓN.....	72
GRÁFICO 6.6 DEFORMACIONES REMANENTES VIÑA DEL MAR.....	72
GRÁFICO 6.7 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTREPISOS CONCEPCIÓN.....	73
GRÁFICO 6.8 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTREPISOS CONSTITUCIÓN.....	73
GRÁFICO 6.9 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTREPISOS VIÑA DEL MAR.....	73
GRÁFICO 6.10 ACELERACIONES DE PISO REGISTRO CONCEPCIÓN	GRÁFICO 6.11 ACELERACIONES DE PISO REGISTRO
CONSTITUCIÓN.....	75
GRÁFICO 6.12 ACELERACIONES DE PISO REGISTRO VIÑA DEL MAR.....	75
GRÁFICO 6.13 ESPECTRO DE RESPUESTA RESULTANTE Y ESPECTRO ELÁSTICO DE SEUDOACELERACIÓN X 1.2.....	84
GRÁFICO 6.14 MOMENTO DEL MURO EN EL TIEMPO DEL SS, REGISTRO CONCEPCIÓN.....	87
GRÁFICO 6.15 FUERZA AXIAL DE LOS DISIPADORES EN EL TIEMPO DEL SS, REGISTRO CONCEPCIÓN.....	87
GRÁFICO 6.16 MOMENTO DEL MURO EN EL TIEMPO DEL SS, REGISTRO CONSTITUCIÓN.....	88
GRÁFICO 6.17 FUERZA AXIAL DE LOS DISIPADORES EN EL TIEMPO DEL SS, REGISTRO CONSTITUCIÓN.....	88
GRÁFICO 6.18 MOMENTO DEL MURO EN EL TIEMPO DEL SS, REGISTRO VIÑA DEL MAR.....	88
GRÁFICO 6.19 FUERZA AXIAL DE LOS DISIPADORES EN EL TIEMPO DEL SS, REGISTRO VIÑA DEL MAR.....	88
GRÁFICO 6.20 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE TECHO EN EL TIEMPO DE ES Y SS, REGISTRO CONCEPCIÓN.....	90
GRÁFICO 6.21 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE TECHO EN EL TIEMPO DE SS Y SSSM, REGISTRO CONCEPCIÓN.....	90
GRÁFICO 6.22 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE TECHO EN EL TIEMPO DE ES Y SS, REGISTRO CONSTITUCIÓN.....	91
GRÁFICO 6.23 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE TECHO EN EL TIEMPO DE SS Y SSSM, REGISTRO CONSTITUCIÓN.....	91
GRÁFICO 6.24 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE TECHO EN EL TIEMPO DE ES Y SS, REGISTRO CONSTITUCIÓN.....	92
GRÁFICO 6.25 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE TECHO EN EL TIEMPO DE SS Y SSSM, REGISTRO CONSTITUCIÓN.....	92
GRÁFICO 7.1 DRIFT OBTENIDOS DEL REGISTRO CONCEPCIÓN.....	94

Capítulo I

1. Introducción

1.1. Planteamiento del problema

La filosofía tradicional de diseño sismoresistente permite que ciertos elementos estructurales incurrieren en el rango no lineal para disipar energía, sin que exista un colapso en la estructura. Esto se traduce en proporcionar zonas específicas donde se desarrolle ductilidad en la estructura y controlar en alguna medida la incursión inelástica de los elementos estructurales. La figura 1.1, representa las zonas predefinidas donde se concentra el daño en una estructura diseñada tradicionalmente como medio de disipación de la energía impuesta por el sismo.

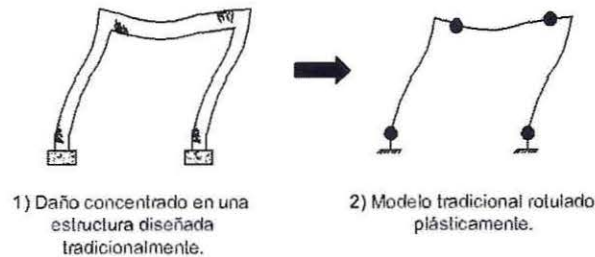


Figura 1.1 Representación diseño sismoresistente tradicional.

En los últimos años han surgido nuevas estrategias para enfrentar los movimientos sísmicos, implementando en las estructuras tradicionales dispositivos adicionales diseñados para disipar eficientemente la energía. Con esto se pretende disminuir la demanda de ductilidad en los elementos del esqueleto estructural y en consecuencia reducir los daños. La figura 1.2 representa el modelo tradicional (figura 1.1) con la incorporación de un sistema de disipación de energía:



Figura 1.2 Modelo con sistema de disipación de energía.

Nuestro país cuenta con la primera versión de una norma que rige el diseño sísmico de estructuras con disipadores de energía [1] y que actualmente se encuentra en consulta pública (2013). En ella se especifican los requisitos para el diseño sísmico de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía.

Debido a la falta de experiencia empírica en terremotos reales, los requerimientos de esta norma de disipación de energía son más conservadores que los establecidos en el código del ASCE 7-10 capítulo 18 [2], siendo éste último base para la elaboración de la norma chilena.

Además, la norma chilena de disipación de energía básicamente sigue utilizando como estándar la norma para estructuras tradicionales NCh433 of. 96 Mod. 2009 [3] y considera el sistema de disipación como un elemento aparte que sólo podría mejorar el desempeño ya logrado hasta ahora.

En este aspecto surge otra inquietud relacionada con la efectividad que puede tener un sistema de disipación en estructuras rígidas como las diseñadas en nuestro país. En la actualidad, no hay un consenso dentro de la comunidad de ingenieros chilenos [19] en la efectividad de los dispositivos de disminuir realmente la demanda de ductilidad en los elementos de la estructura.

En consecuencia en este trabajo de título, se analiza el efecto en el desempeño que tendría retirar el elemento rigidizante como es el muro representado en la figura 1.3 y dejar sólo un esqueleto estructural flexible que sea capaz de seguir las deformaciones del sistema de disipación, sin tener mayores incursiones inelásticas.

De esta forma, el propósito es dejar el control de los desplazamientos sólo al sistema de disipación.

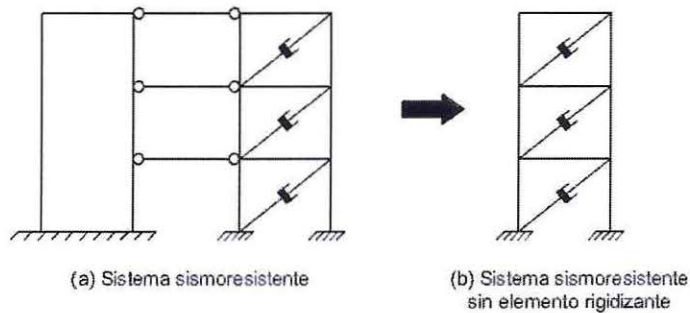


Figura 1.3 Representación retiro muro.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Evaluar los efectos de agregar un sistema de disipación viscoso a un edificio tradicional como estrategia sismoresistente.

1.2.2. Objetivos Específicos

1. Mostrar cómo se calculan las propiedades mecánicas del amortiguador viscoso para lograr un amortiguamiento equivalente objetivo en un edificio.
2. Realizar el diseño de un edificio con disipadores viscosos, utilizando la primera norma chilena de diseño sísmico de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía.
3. Comparar el desempeño sísmico del edificio con disipadores viscosos respecto del edificio tradicional.
4. Evaluar la respuesta sísmica del edificio con disipadores viscosos, retirando los elementos sismoresistentes tradicionales que controlan la rigidez siendo en este caso muros, dejando como elemento sismoresistente sólo al sistema de disipación con marcos flexibles capaces de seguir las deformaciones impuestas por el sismo.

1.3. Alcances

1. Se considera un eje representativo de un edificio de hormigón armado con características similares de una edificación con estructuración típica de oficinas, estructurado con marcos y un núcleo de muro. La norma de disipación de energía permite realizar un análisis plano, con el fin de simplificar el análisis tiempo historia requerido.
2. La edificación se sitúa en un suelo blando y en zona costera, es decir suelo tipo D y zona sísmica 3 respectivamente, de acuerdo a la norma NCh433 of. 96 Mod. 2009.
3. El edificio se diseña de acuerdo a los requisitos para el diseño sísmico de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía (Norma chilena de disipación de energía, actualmente en consulta pública).
4. Se consideran amortiguadores de tipo viscoso, linealmente dependientes de la velocidad.
5. Se realiza un análisis tiempo historia, considerando el comportamiento inelástico de los elementos estructurales y de los disipadores viscosos.
6. Se consideran como mínimo el uso de tres registros sísmicos para el análisis tiempo historia. Para este trabajo de título los registros sísmicos utilizados son: Concepción, Constitución y Viña Centro, pertenecientes al terremoto del Maule del 2010.
7. Se utiliza el software computacional Etabs v13.2.1 [7]
8. No se consideran los diseños de las fundaciones y losas del edificio, pero se asume que los elementos basales se encuentran empotrados y las losas proporcionan a cada piso características de diafragma rígido.

1.4. Metodología

1. Recopilar información que describa el comportamiento mecánico del dispositivo viscoso.
2. Generar una planilla de cálculo para las propiedades del dispositivo viscoso en función del amortiguamiento equivalente objetivo o esperado.
3. Diseñar tradicionalmente la estructura de acuerdo a la norma NCh433 of. 96 Mod. 2009.
4. Diseñar el sistema de disipación utilizando los requisitos que especifica la actual norma chilena de disipación de energía.
5. Realizar análisis tiempo-historia a los tres sistemas. Los tres sistemas estructurales en estudio son:
 - Estructura sismoresistente (estructura tradicional).
 - Sistema sismoresistente (estructural tradicional con sistema de disipación energía).
 - Sistema sismoresistente sin inclusión de elemento sismoresistente que controle rigidez (sin núcleo de muro de hormigón armado).
6. Comparar los resultados obtenidos en los análisis en cuanto a las aceleraciones de piso, desplazamientos máximos, desplazamientos relativos de entrepiso, deformaciones remanentes, demanda de ductilidades de curvatura en los elementos y esfuerzos en los dispositivos viscosos.

Capítulo II

2. Marco Teórico

2.1. Filosofía del diseño

Existe una filosofía de diseño sismoresistente distinta a la filosofía tradicional, la cual hace frente a las amenazas sísmicas que se ven sometidas las estructuras, utilizando dispositivos capaces de disipar la energía sísmica. El objetivo principal es lograr disipar una porción importante de energía sísmica por medio de estos dispositivos, con el propósito de reducir las demandas de ductilidad en los elementos estructurales principales, minimizando posibles daños estructurales.

Uno de los objetivos de utilizar este enfoque de diseño es de mantener las funciones de estructuras importantes, por ejemplo hospitales, estaciones de bomberos, centrales nucleares, entre otras, las cuales tienen que continuar con sus funciones después de cualquier eventualidad de gran magnitud.

Una primera clasificación de dispositivos de protección sísmica es:

1. Sistema de control pasivo
2. Sistema de control activo
3. Sistema de control semiactivo
4. Sistema de control híbrido

Los sistemas de control pasivos han desarrollado sus diseños sismoresistente con la estrategia de disipación anteriormente descrita, entre los cuales se encuentran los sistemas de aislación sísmica y sistemas disipación sísmica.

2.2. Sistemas de control pasivos

Los sistemas de control pasivo se basan en elementos que responden de forma inercial a la acción sísmica y a diferencia del resto de los sistemas, no precisan de aporte energético para su funcionamiento. Los sistemas activos, semiactivos e híbridos están formados por actuadores de fuerza y/o elementos pasivos, controladores a tiempo reales y dispositivos sensores instalados en la estructura.

Los sistemas de control pasivo emplean dispositivos bastante simples que reducen la respuesta dinámica por medios totalmente mecánicos. Los sistemas pasivos más comunes son los aisladores sísmicos, los disipadores de energía y los osciladores resonantes o también conocidos como sistemas inerciales acoplados.

2.3. Sistemas pasivos de disipación de energía

Los disipadores de energía son dispositivos diseñados para absorber la mayor cantidad de energía sísmica, evitando así que ésta sea disipada mediante deformaciones plásticas en los elementos estructurales. Pueden ser clasificados según su comportamiento como: histeréticos, friccionales, viscoelásticos y viscosos. Los disipadores histeréticos se basan en la plastificación de metales, mientras que los disipadores friccionales se basan en la fricción entre superficies y ambos dependen principalmente del desplazamiento. Los disipadores viscoelásticos se pueden basar en materiales viscoelásticos o fluidos viscoelásticos y su comportamiento depende del desplazamiento

y de la velocidad. Los dispositivos de fluido viscoso tienen un comportamiento que depende netamente de la velocidad.

Las ventajas y desventajas de cada uno de los sistemas pasivos de disipación de energía son presentadas a continuación:

1. Disipador sólido viscoelástico

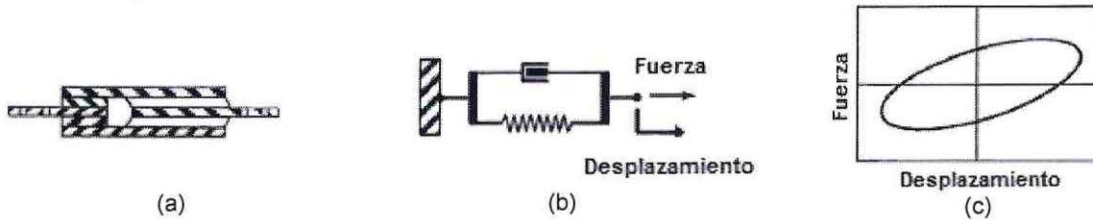


Figura 2.1 (a) Disipador viscoelástico; (b) Modelo físico idealizado; (c) Comportamiento histerético idealizado [4]

a) Ventajas:

- Se activa a bajos desplazamientos.
- Proporciona fuerza de restauración.
- Posee un comportamiento lineal, por lo tanto, simplifica el modelo del amortiguador.

b) Desventajas:

- Su capacidad de deformación es limitada.
- Propiedades dependen de la frecuencia y de la temperatura.
- Posible desunión y desgarrar del material viscoelástico (baja confiabilidad).

2. Disipador metálico



Figura 2.2 (a) Disipador metálico; (b) Comportamiento histerético idealizado [4]

a) Ventajas:

- Comportamiento histerético estable.
- Fiabilidad a largo plazo.
- Insensibilidad a temperatura ambiente.
- Materiales y comportamiento acordes para la práctica de la ingeniería.

b) Desventajas:

- Si los dispositivos son dañados tras un terremoto, pueden requerir reemplazo.
- Aumentan rigidez de la estructura.

3. Disipador de fricción

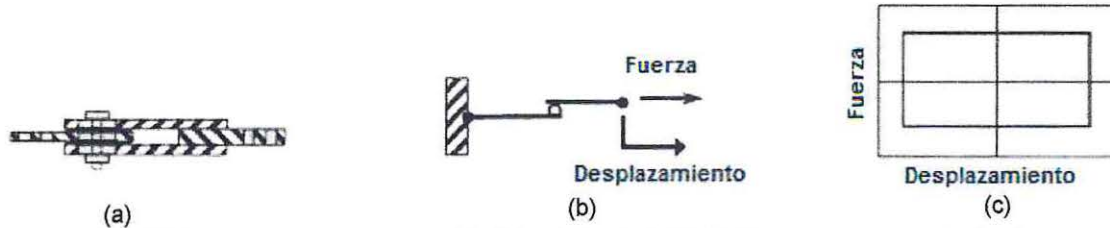


Figura 2.3 (a) Disipador Fricción (b) Modelo físico idealizado (c) Comportamiento histerético idealizado [4]

a) Ventajas

- Amplia disipación de energía por ciclo
- Insensibilidad a temperatura ambiente

b) Desventajas:

- Condiciones deslizantes pueden cambiar con el tiempo (baja confiabilidad)
- Propiedades dependen de la frecuencia y la temperatura
- Puede excitar modos superiores y requerir análisis no lineal

4. Disipador fluido viscoso

Disipador de energía escogido en este trabajo de título para el análisis y diseño del sistema sismoresistente.

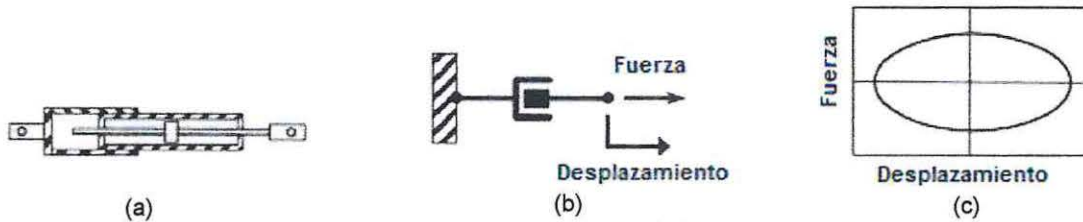


Figura 2.4 (a) Disipador fluido viscoso (b) Modelo físico idealizado (c) Comportamiento histerético idealizado [4]

a) Ventajas

- Para disipadores viscosos lineales, el modelo matemático es simplificado.
- Propiedades son independientes de la frecuencia y la temperatura.
- Rendimiento ampliamente probado en aplicaciones militares.

b) Desventajas:

- Posibles fugas de fluido en el sello (baja confiabilidad)

2.4. Disipador viscoso

2.4.1. Antecedentes y características del disipador viscoso

Denominados también amortiguadores de fluido viscoso. En un inicio su aplicación se limitaba a la industria militar y aeronáutica, no obstante, en los últimos años su uso se ha ampliado a la industria de la construcción, empleándose exitosamente en edificaciones y puentes de países tales como Estados Unidos, Japón, Nueva Zelanda, nuestro país, entre otros [5].

Estos dispositivos inician la disipación de energía con la velocidad relativa entre los extremos del disipador en un punto de conexión entre uno o más pisos, transformando la energía sísmica de entrada en energía térmica a través del paso de un líquido viscoso similar a la silicona por perforaciones pequeñas del dispositivo.

Son fundamentalmente recipientes saturados de un fluido que se debe perpetuar en condiciones de servicio durante todo su periodo de vida útil. Opuestos a otros tipos de dispositivos, no aportan mayor rigidez ni resistencia estática al sistema ya que no añaden fuerzas debido a su comportamiento fuera de fase con la estructura, pero si se considera la oposición del dispositivo al movimiento.

El comportamiento fuera de fase del disipador viscoso con la estructura, se explica debido al efecto que ocurre al someter la estructura a una excitación sísmica. La fuerza máxima de amortiguamiento del disipador ocurre cuando la estructura alcanza la velocidad máxima es decir, en el instante donde la estructura se encuentra en la posición de equilibrio y en consecuencia los esfuerzos de la estructura son mínimos. En cambio, la fuerza de amortiguamiento del disipador se reducirá a cero, en el punto de deformación máxima de la estructura (mayores esfuerzos internos), debido a que en ese instante la velocidad es igual a cero.

2.4.2. Diseño mecánico del dispositivo

Un amortiguador de fluido viscoso disipa la energía empujando el líquido a través de un orificio, produciendo una presión de amortiguamiento que crea una fuerza.

Son fabricados de acero inoxidable y el líquido de amortiguamiento es aceite de silicona. La acción de amortiguamiento es proporcionada por el flujo del fluido a través de la cabeza del pistón como se representa en la figura 2.5. La cabeza del pistón es introducido con una holgura entre el interior del cilindro y el exterior de la cabeza del pistón, el cual forma un orificio anular.

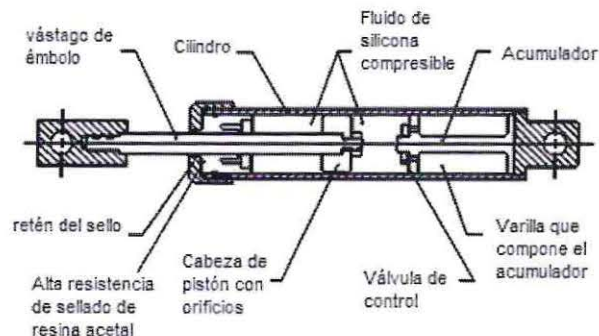


Figura 2.5 Dispositivo de fluido viscoso.
Fuente: "M.C. Constantinou, M.D. Symans".

La materialidad de este dispositivo consta de barras de acero inoxidable pulidas a mano calidad de espejo e impregnadas en teflón. Los sellos tienen una historia de 40 años y se encuentran patentados. Para aplicaciones donde el pistón debe tener un percursor extenso, el mismo es protegido por una camisa para prevenir la flexión. Los cilindros, tapas y camisas son protegidos contra corrosión utilizando pinturas especiales o cromado.

Taylor Devices utiliza para el amortiguador un fluido en base a silicona, producido de acuerdo a los estándares Americanos de tipo inerte. El punto de inflamabilidad del aceite de silicona es del orden de los 315°C y es clasificado como no inflamable e incombustible de acuerdo a las normas OSHA. Este líquido es un polímero fluido puro que no admite descomposición en su estructura molecular. El peligro de la oxidación es prevenido sellando permanentemente el fluido dentro del cilindro del amortiguador. Los dispositivos presentan garantía alrededor de 20 años y no necesitan reemplazo después de algún terremoto, salvo si los dispositivos presentan problemas de fabricación.

Las principales características de los dispositivos de fluido viscoso, según los fabricantes Taylor Devices, son:

- Protección sísmica: Edificios, puentes.
- Extensa investigación: Junto al *National Center for Earthquake Engineering Research* perteneciente a la *State University of New York* en *Búfalo*.
- Mantenimiento cero: Máxima confiabilidad, no requieren mantención.
- Fácil instalación: Instaladas tanto en nuevas como en construcciones existentes.
- Fuera de fase: Respuesta de los dispositivos fuera de fase.
- Gran reducción de esfuerzos: Disminución tanto del esfuerzo como la deformación. Razón de amortiguamiento crítico se eleva entre un 20-50%.
- Operación: Sellados, sin rellenar, sin goteos. Sin problemas con temperaturas entre -40° a +70°C.
- La dimensión de los dispositivos varían dependiendo de la carga que resisten: desde 5 *tonf* a 1000 *tonf*.

2.4.3. Aplicaciones en Chile

Existen edificaciones que han incorporado en su estructura protección sísmica usando en nuestro país disipación de energía viscosa. Dos ejemplos claros son: El Proyecto Reforzamiento del Edificio del Patio Mayor y El Proyecto las Condes Capital.

2.4.3.1 Proyecto Reforzamiento del Edificio Patio Mayor

Este edificio queda ubicado en la Ciudad Empresarial en Santiago, con un sistema estructural en base a muros de hormigón armado, compuesto de 10 pisos y 3 subterráneos con refuerzos de 36 disipadores viscosos de 55 toneladas, dispuestos en altura (figura 2.6). El refuerzo considera un 40% de reducción de las deformaciones dinámicas de la estructura [6].



Figura 2.6 Reforzamiento con amortiguadores de tipo viscoso [6].

2.4.3.2 Proyecto Las Condes Capital

Este proyecto lo desarrolla Empresas ARMAS en las calles Los Militares con Rosario Norte Santiago, compuesto por dos edificios. El primero es un edificio de tipo oficinas con 20 pisos y 5 subterráneos, con una estructuración característica de marcos perimetrales y núcleo central de muros de hormigón armado. El segundo es un edificio de tipo residencial el cual posee 19 pisos y 5 subterráneos.

Para el proyecto de oficinas se diseñó un sistema de protección sísmica en base a disipación de energía, consistente en disipadores viscosos (figura 2.7). El sistema de disipación consta de 46 disipadores viscosos de 90 toneladas de capacidad cada uno. Se estima que este sistema de protección sísmica permite ante la ocurrencia de un sismo, una reducción máxima en los desplazamientos relativos entre los pisos de aproximadamente de 39% [10].



Figura 2.7 Sistema disipación para Proyecto Las Condes Capital [10].

2.4.4. Comportamiento del dispositivo viscoso

La ecuación simplificada de estos dispositivos es la siguiente:

$$F = CV^\alpha \quad (2.1)$$

Donde:

- F : Fuerza en el disipador.
- C : Constante de Amortiguamiento.
- V : Velocidad relativa en el amortiguador.
- α : Coeficiente que varía entre 0.4 y 0.6 para edificaciones.

2.4.4.1 Rigidez del dispositivo "K" (Rigidez del brazo metálico)

Las propiedades de amortiguación se basan en el modelo de Maxwell [7], el cual tiene un amortiguador en serie con un resorte, como se muestra en la figura 2.8:

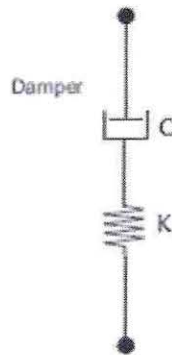


Figura 2.8 Modelo de Maxwell amortiguador viscoso.

Es posible tentarse en introducir un valor de rigidez K grande para representar la amortiguación pura del dispositivo, pero esto puede resultar un comportamiento poco conservador y poco realista. Lo mejor es calcular un valor realista de la flexibilidad elástica del dispositivo [7].

Por lo tanto la rigidez del dispositivo, es la rigidez del brazo metálico que lo conecta a la estructura principal, cuyo valor se determina en la ecuación 2.2:

$$K = EA/L \quad (2.2)$$

Donde:

- E : Coeficiente de elasticidad del acero.
- A : Área de la sección del brazo metálico.
- L : Longitud del brazo metálico.

2.4.4.2 Exponente de Velocidad " α "

El exponente de velocidad " α ", representa el comportamiento histerético de los disipadores, es decir, expresa la disposición de los lazos histeréticos ya que define la reacción del dispositivo ante los impactos de velocidad.

Según Jenn-Shin Hwang, para el caso de edificaciones se recomienda el uso de valores de $\alpha < 1$, típico de un disipador no lineal. Para velocidades pequeñas, el disipador de estas características puede dar una fuerza de amortiguación mayor en comparación con los otros valores de α , como se representa en el gráfico 2.1.

Para amortiguadores lineales el valor de $\alpha = 1$. En estos dispositivos la fuerza es proporcional a la velocidad relativa, esto provoca un comportamiento fuera de fase:

"Fuerza máxima en la estructura" \Rightarrow "Fuerza mínima en el disipador".

Los amortiguadores con $\alpha > 1$ no son comúnmente utilizados en edificaciones porque se necesitan grandes velocidades para incrementar significativamente la fuerza en el amortiguador.

El gráfico 2.1 expone el comportamiento en el amortiguador al variar el valor de " α ". Manifiesta la eficiencia de los amortiguadores no-lineales para disminuir altos shocks de velocidad en comparación con los amortiguadores lineales. Para bajas velocidades relativas, los amortiguadores no lineales reaccionan con una mayor fuerza de amortiguamiento [8].

Según los especialistas y autores, se recomienda utilizar valores de α entre 0.4 y 0.6 para estructuras comunes.

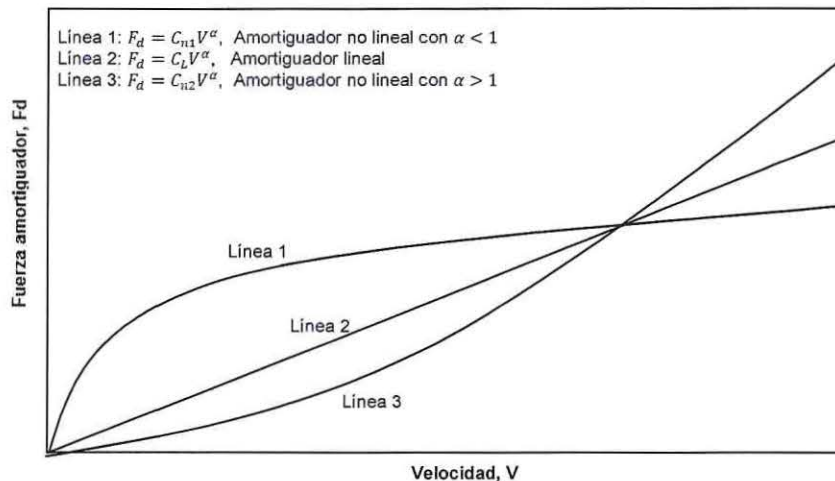


Gráfico 2.1 Fuerza amortiguador v/s Velocidad.

Fuente: "Seismic Design of Structures with Viscous Dampers Jenn-Shin Hwang".

2.4.4.3 Coeficiente de amortiguamiento " C "

La constante de amortiguamiento está relacionada a las propiedades del fluido inmerso dentro del dispositivo, definida por el proyectista de acuerdo al amortiguamiento equivalente objetivo. Su cálculo se inicia bajo una estimación que depende directamente del tipo de disipador utilizado (lineal o no lineal) y del amortiguamiento equivalente objetivo.

Para este trabajo de título, se utilizará un disipador linealmente dependiente de la velocidad con un amortiguamiento equivalente objetivo del 30%. La obtención del coeficiente “C”, se explica detalladamente en el siguiente apartado.

2.4.5. Cálculo del coeficiente de amortiguamiento “C”.

El coeficiente de amortiguamiento efectivo juega un papel importante para modelar de buena forma el amortiguador viscoso. Es por ello que es necesario demostrar cómo obtener y de dónde surgen las ecuaciones para llegar a dicho valor.

Inicialmente, teniendo un sistema de un grado de libertad, equipado con un amortiguador viscoso lineal bajo una historia de desplazamiento de tiempo sinusoidal mostrado en las siguientes figuras, se puede obtener la ecuación que expresa el movimiento sinusoidal (para un ciclo):

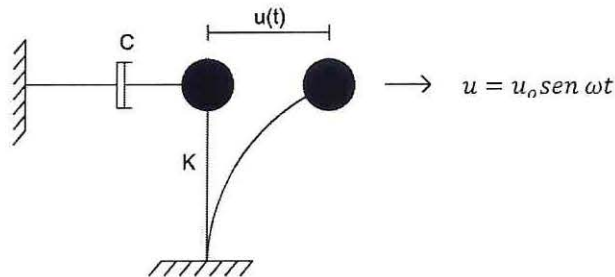


Figura 2.9 Modelo sistema de un grado libertad.

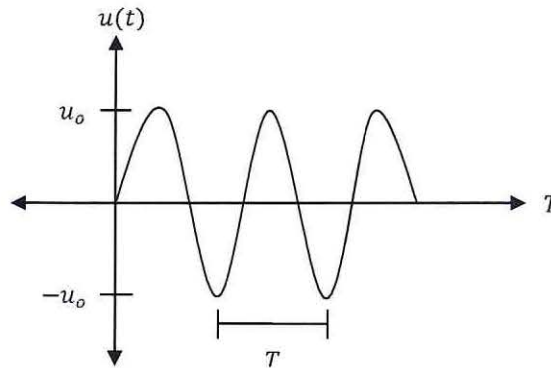


Gráfico 2.2 Movimiento sinusoidal.

Donde $u(t)$ es el desplazamiento del sistema y el amortiguador; u_0 la amplitud del desplazamiento; y ω es la frecuencia de excitación. La respuesta es:

$$P = P_0 \text{sen}(\omega t + \delta) \tag{2.3}$$

Donde P es la fuerza de la respuesta del sistema; P_o es la amplitud de la fuerza y δ es el ángulo de fase. Por lo tanto, la energía disipada por el amortiguador W_D , está dada por la ecuación 2.4:

$$W_D = \oint F_d du \quad (2.4)$$

Donde F_d es la fuerza del amortiguador que es igual a $C\dot{u}(t)$; C es el coeficiente de amortiguación del disipador y $\dot{u}(t)$ es la velocidad del sistema. Reemplazando en la ecuación 2.4 queda:

$$W_D = \oint C\dot{u}(t)du = \oint C\dot{u}(t) \frac{du}{dt} dt \quad (2.5)$$

Por lo tanto si $u = u_o \text{sen}(\omega t)$, la derivada queda como:

$$\dot{u} = u_o \omega \cos(\omega t) \quad (2.6)$$

$$W_D = \oint C\dot{u}^2(t)dt = \int_0^T C(u_o \omega \cos(\omega t))^2 dt = Cu_o^2 \omega^2 \int_0^T \cos^2(\omega t) dt \quad (2.7)$$

Por identidades trigonométricas el $\cos^2 \theta = \frac{1+\cos(2\theta)}{2}$ y reemplazando en la ecuación 2.7 resulta:

$$\begin{aligned} W_D &= Cu_o^2 \omega^2 \int_0^T \left(\frac{1+\cos(2\omega t)}{2} \right) dt \\ W_D &= \left(\left(\frac{Cu_o^2 \omega^2}{2} \right) \int_0^T dt \right) + \left(\left(\frac{Cu_o^2 \omega^2}{2} \right) \int_0^T \cos(2\omega t) dt \right) \\ W_D &= \left(\frac{Cu_o^2 \omega^2 T}{2} \right) + \left(\left(\frac{Cu_o^2 \omega^2}{2} \right) \left(\frac{1}{2\omega} \text{sen}(4\pi) - \frac{\text{sen}(0)}{2\omega} \right) \right) \end{aligned} \quad (2.8)$$

Reemplazando $T = \frac{2\pi}{\omega}$ en la ecuación 2.8 resulta:

$$W_D = \frac{Cu_o^2 \omega^2 2\pi}{2\omega} = Cu_o^2 \omega \pi \quad (2.9)$$

Asimismo la razón de amortiguamiento crítico proporcionado por el amortiguador se puede expresar como $\beta_{am} = C/C_{cr}$. Además $C_{cr} = 2\sqrt{Km}$, junto con $\omega_o = \sqrt{K/m}$ reemplazando en la ecuación 2.9 se obtiene:

$$\begin{aligned} W_D &= Cu_o^2 \omega \pi = \beta_{am} C_{cr} u_o^2 \omega \pi \\ W_D &= \beta_{am} 2\sqrt{Km} * u_o^2 \omega \pi = 2\pi \beta_{am} K u_o^2 \frac{\omega}{\omega_o} \\ W_D &= 2\pi \beta_{am} W_s \frac{\omega}{\omega_o} \end{aligned} \quad (2.10)$$

Donde C_{cr} , K , m , ω_0 y W_s son respectivamente, el coeficiente de amortiguamiento crítico, la rigidez, la masa, frecuencia natural y la energía de deformación elástica del sistema. La razón de amortiguamiento crítico atribuido al amortiguador puede entonces expresarse como se muestra en la ecuación 2.11:

$$\beta_{am} = \frac{W_D \omega_0}{2\pi W_s \omega} \quad (2.11)$$

Bajo excitaciones sísmicas ω es igual a ω_0 , por lo tanto la ecuación 2.11 se reduce a la ecuación 2.12:

$$\beta_{am} = \frac{W_D}{2\pi W_s} \quad (2.12)$$

La figura 2.3 define a W_D como la energía disipada en un ciclo de movimiento armónico y por otro lado a W_s , como la energía de deformación máxima en un sistema de un grado de libertad con dispositivos de amortiguación viscosos [8].

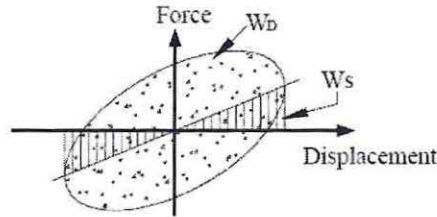


Gráfico 2.3 Porciones de energía disipada y energía de deformación máxima.
Fuente: Jenn-Shin Hwang.

Asimismo, teniendo en cuenta un sistema de n-grados de libertad como se representa en la figura 2.10, la razón de amortiguamiento efectivo total del sistema β_m se define en la ecuación 2.13:

$$\beta_m = \beta_i + \beta_{am} \quad (2.13)$$

Donde β_i es la razón de amortiguamiento inherente del sistema de n-grados de libertad sin amortiguadores, y β_{am} es la razón de amortiguamiento viscoso atribuido a los amortiguadores añadidos.

La adición directa del amortiguamiento modal intrínseco y el amortiguamiento viscoso equivalente adicionado por el sistema disipador, es permitida en cuanto se asume que ambas cantidades están asociadas a fuerzas de disipación que son proporcionales a la velocidad. Aunque en este caso, el amortiguamiento proporcionado por disipadores viscosos es modelado por relaciones matemáticas que representan a cabalidad el comportamiento físico de estos sistemas, por otro lado, el amortiguamiento inherente es un fenómeno que hasta el día de hoy es complejo comprender su procedencia, cuestionando dicha adición [8].



Figura 2.10 Modelo estructural de n-grados de libertad con disipadores viscosos.

Extendido desde el concepto de un sistema de un grado de libertad, la ecuación 2.14 queda definida para un modelo estructural de n-grados de libertad con disipadores viscosos [9]:

$$\beta_{am} = \frac{\sum W_j}{2\pi \sum W_k} \quad (2.14)$$

Donde $\sum W_j$ es la suma de la energía disipada por el amortiguador j –ésimo del sistema en un ciclo; y W_k es la energía de deformación elástica. W_k es igual a $\sum F_i \Delta_i$ donde F es el corte en cada piso y Δ_i es el desplazamiento relativo entre piso a piso. Ahora, la energía disipada por los amortiguadores viscosos se puede expresar como se muestra en la ecuación 2.15:

$$\sum_j W_j = \sum_j \pi C_j u_j^2 \omega_o = \frac{2\pi^2}{T} \sum_j C_j u_j^2 \quad (2.15)$$

Donde u_j es el desplazamiento axial relativo de amortiguador j entre los dos extremos. Por lo tanto:

$$u_j = \phi_{rj} * \cos \theta_j \quad (2.16)$$

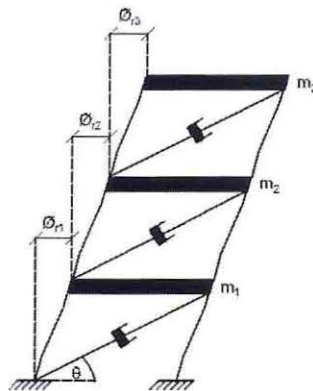


Figura 2.11 Desplazamientos relativos de pisos.

Donde, ϕ_{rj} se define como el desplazamiento horizontal relativo de amortiguador j correspondiente a la primera forma de modal, representado en la figura 2.11.

Se ha demostrado analíticamente [9] que si se incrementa el coeficiente de amortiguamiento de una estructura, se suprimen las respuestas de los modos superiores de la estructura. En consecuencia, sólo el primer modo de una estructura con n-grados de libertad se suele considerar en dicho procedimiento. Utilizando el método de energía de deformación modal, la energía disipada por los amortiguadores y la energía de deformación elástica proporcionada por el marco principal la ecuación 2.15 puede ser reescrita como:

$$\sum_j W_j = \frac{2\pi^2}{T} \sum_j C_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j \quad (2.17)$$

Y por otro lado,

$$W_k = K u_i^2 = \omega^2 m_i u_i^2 = \frac{4\pi^2}{T^2} \sum_i m_i \phi_i^2 \quad (2.18)$$

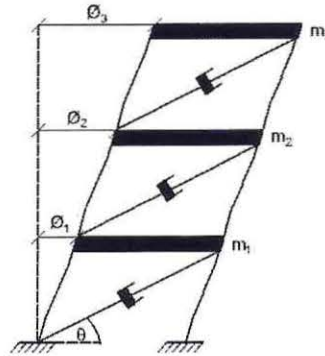


Figura 2.12 Desplazamientos modales de piso.

Donde, K corresponde a la rigidez; ϕ_i es el desplazamiento correspondiente a la primera forma modal del piso i (figura 2.12); m_i es la masa concentrada del piso i ; y θ_j es el ángulo de inclinación del amortiguador j . Sustituyendo las correspondientes ecuaciones en la ecuación 2.13, la razón de amortiguamiento de una estructura con amortiguadores viscosos lineal queda definida como se muestra en la ecuación 2.19:

$$\beta_m = \beta_i + \beta_{am} \quad (2.13)$$

$$\beta_m = \beta_i + \frac{\frac{2\pi^2}{T} \sum_j C_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{2\pi \frac{4\pi^2}{T^2} \sum_i m_i \phi_i^2}$$

$$\beta_m = \beta_i + \frac{T \sum_j C_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (2.19)$$

Por otro lado, no existe un procedimiento sustancial sugerido por los códigos de diseño para la distribución de los valores de C en todo el edificio, ya que sería conveniente distribuir los valores de C por igual en cada piso. Sin embargo según el autor Jenn-Shin Hwang [8] muchos resultados experimentales han demostrado que la eficiencia de amortiguadores en los pisos superiores es menor que en los pisos inferiores. Aunque a modo de análisis práctico, para este trabajo de título, se consideran valores de C de igual magnitud para todos los pisos.

Capítulo III

3. Análisis y Diseño de la Estructura Sismoresistente

3.1. Consideraciones de la norma Chilena de disipación de energía

Actualmente se encuentra en consulta pública la nueva norma chilena de disipación de energía (2015), la cual presenta disposiciones y requerimientos necesarios para analizar y diseñar las edificaciones de nuestro país que utilizan sistemas pasivos de disipación de energía.

La norma de disipación básicamente plantea los requerimientos generales de diseño que deben tener tanto el sistema estructural tradicional sismoresistente como también el sistema de disipación pasivo [10]. Estos requerimientos son cautos debido a la falta de observaciones empíricas del desempeño sísmico en edificios reales con sistemas de disipación. En particular, los requerimientos de esta norma son más conservadores que los establecidos en el capítulo 18 del ASCE 7 (2010), siendo este último la base de la actual norma chilena.

Esta norma de disipación propone dos procedimientos de análisis para llevar a cabo el diseño del sistema total sismoresistente (estructura y sistema disipador). Un procedimiento lineal (análisis modal espectral) y un procedimiento no lineal de respuesta en el tiempo (análisis dinámico no lineal). En algunos casos puede existir una combinación de ambos análisis.

Si se analiza la estructura sismoresistente se debe utilizar la aceleración espectral de diseño de la norma NCh433 of. 96 Mod. 2009, correspondiente para la norma de disipación al sismo de diseño. En cambio para el sistema disipador se utiliza el espectro elástico de desplazamientos de la norma NCh433 of. 96 Mod. 2009 amplificado por 1.2, siendo dicho espectro para la norma de disipación el sismo máximo posible.

A grandes rasgos esta norma de disipación propone continuar con las exigencias actuales de la norma NCh433 of. 96 Mod. 2009, incorporando un sistema de disipación que a su juicio pueda mejorar el desempeño sísmico, aunque no asegura ni garantiza el desempeño sísmico debido a la falta de observaciones experimentales. Por lo tanto, esta filosofía de diseño hace competir de manera directa el uso de disipadores de energía con el diseño sismoresistente tradicional [cláusula 2.1.1 norma chilena de disipación].

3.1.1. Descripción general de la norma de disipación

Para resumir de una forma más práctica en la figura 3.1 se muestra esquemáticamente la norma según su contenido, describiendo y caracterizando los componentes del sistema sismoresistente con sus respectivos requerimientos y formas de abordar los análisis.

La norma de disipación separa el sistema estructural completo, es decir la estructura tradicional junto con el sistema de disipación denominado por la norma de disipación como Sistema Sismoresistente (SS), en dos subconjuntos [1]:

- Estructura Sismoresistente (ES): Conjunto de elementos que componen la estructura tradicional, excluyendo los disipadores.
- Sistema Disipador (SD): Conjunto de elementos estructurales que incluyen los disipadores y sus conectores, necesarios para transferir las fuerzas a las fundaciones.

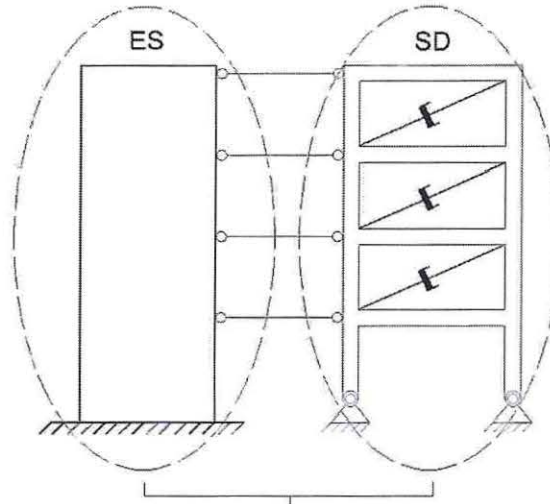
Estructura Sismoresistente (ES):

- Diseñar mediante procedimiento modal espectral cumpliendo con norma NCh433, sin contraponer con norma de disipación. (Clausula 2.1.1 (1))
- Corte basal mínimo, debe ser el mayor de:
 - (1) $V_{min} = V/B_1$
 - (2) $V_{min} = ISA_0P/6g$
 * B_1 : Coeficiente de amortiguamiento (Clausula 4.3.1(1))

*Usar directamente (1), si la ES cumple con drift máx de NCh433.

Sistema Disipador (SD):

- Elementos soportantes de los disipadores se deben diseñar para permanecer elásticos. (clausula 2.1.2 (1))
- Si la ubicación es suelo tipo D, se debe considerar análisis dinámico no lineal. (Clausula 2.3 (1))

**SS
Sistema Sismoresistente (SS):**

- Amortiguamiento total (clausula 4.3.2 (1)):

$$\beta_m = \beta_i + \beta_{am}$$
 β_m : Amortiguamiento total
 β_i : Amortiguamiento inherente (máx 3%)
 β_{am} : Amortiguamiento viscoso
- Registros sísmicos, usar (Clausula 3.3 (1)):
 (1) Promedio de 7 o más registros
 (2) Respuesta máx. de mínimo 3 registros
- Se debe considerar comportamiento histerético de los elementos estructurales del (Clausula 3 (1)):
 - Sistema de disipación
 - Estructura sismoresistente (considerando fluencia de los elementos y degradación de rigidez)
- Obtener del ANLTH:
 - Desplazamiento máx. de techo
 - Drift máx.
 - Aceleraciones de piso
 - Demandas de ductilidades
 - Esfuerzos máx. de los dispositivos
- Los drift obtenidos del análisis no lineal en el tiempo divididos por $R_1 \leq 0.002$. (Causula 5.1.1 (1))

* R_1 : Factor de modificación de la respuesta sísmica según NCh433.

Figura 3.1 Resumen general esquemático de la norma chilena de disipación de energía.

3.2. Descripción de la estructura sismoresistente

La estructura corresponde a un edificio de hormigón armado de 14 pisos, compuesta principalmente por marcos y un núcleo de muro. La idea es que la estructura de análisis, presente características similares de una edificación con estructuración típica de oficinas, debido a la hipotética flexibilidad que posee en comparación a los edificios habitacionales. Sin embargo, no es el objetivo de este trabajo de título representar la estructuración tipo de edificios de oficina, además de que es algo que tampoco existe.

Para simplificar los cálculos, sobre todo en lo que se refiere al análisis dinámico no lineal exigido por la norma de disipación para el sistema sismoresistente, la cláusula 3.1 de la norma de disipación [1] permite utilizar modelos planos para llevar a cabo el análisis. Por lo tanto, el análisis se realiza a un eje representativo de la edificación.

La edificación se estructura bajo un sistema de marcos, con columnas de 70/70 y vigas de sección transversal de 40/60, además de un muro de espesor 40 cm situado en el extremo izquierdo del eje. La altura de entrepiso es igual a 3 m alcanzando una altura máxima total igual a 42 m.

Se consideran losas de espesor de 15 cm y se contemplan 6 m de ancho para calcular el área tributaria del eje analizado como se representa en la planta de la estructura sismoresistente de la figura 3.2.

Tabla 3.1 Resumen características de la estructura.

N° Niveles	Altura Entrepiso cm	Vigas	Columnas	Espesor Muro, cm	Espesor Losa, cm	Longitud Área tributaria cm	Calidad Hormigón
14	300	40/60	70/70	40	15	600	H-35

- Calidad Hormigón: $H - 35$
 - Resistencia cilíndrica: 300 kgf/cm^2
 - Densidad : 2.5 tonf/m^3
- Calidad Acero: $A630 - 420H$
 - Tensión de Fluencia: 4200 kgf/cm^2
 - Tensión de Rotura: 6300 kgf/cm^2

3.3. Solicitaciones

Se consideran cargas de peso propio, cargas de uso y cargas sísmicas.

3.3.1. Peso Propio (*D*)

Considerando una losa de 15 *cm* de espesor,

$$P_{Losa} = 2500 \text{ kgf/m}^3 * 0.15 \text{ m} = 375 \text{ kgf / m}^2 \quad (3.1)$$

Y Además, peso de sobre losa más tabiquería,

$$P_{Sobrelosa} = 150 \text{ kgf / m}^2 \quad (3.2)$$

Total peso propio del eje:

$$D = 375 \text{ kgf / m}^2 + 150 \text{ kgf / m}^2 = 525 \text{ kgf / m}^2 \quad (3.3)$$

3.3.2. Carga de uso (*L*)

Se considera una carga de uso de oficina de acuerdo a la NCh1537 of. 2009:

$$L = 250 \text{ kgf / m}^2 \quad (3.4)$$

3.3.3. Sismo (*E*)

Se utilizan las disposiciones establecidas en el Decreto Supremo Nº 61 y en lo que no se contraponga con éstas, supletoriamente, por lo establecido en la NCh433 of. 96 Mod. 2009.

Los parámetros sísmicos para la estructura analizada serán los que se presentan en la tabla 3.2:

Tabla 3.2 Parámetros sísmicos

Zona sísmica	3
Suelo tipo	<i>D</i>
<i>S</i>	1.2
<i>R_o</i> (Factor de modificación de la respuesta)	11
Aceleración efectiva (<i>A_o/g</i>)	0.4
Categoría II (Factor de importancia)	1

De acuerdo al Decreto Supremo Nº 61, el espectro de diseño que determina la acción sísmica sobre la estructura está definido por la ecuación 3.5:

$$S_a = \frac{S_{A0}\alpha}{(R^*/I)} \quad (3.5)$$

Los valores de los parámetros de la ecuación 3.5 se establecen de la forma estipulada en la cláusula 6.2.3 de la NCh433 of. 96 Mod. 2009. El factor de amplificación " α " se determina para cada modo de vibrar n .

De acuerdo a los parámetros sísmicos descritos anteriormente se puede construir el espectro elástico para este caso, el cual se representa en el gráfico 3.1:

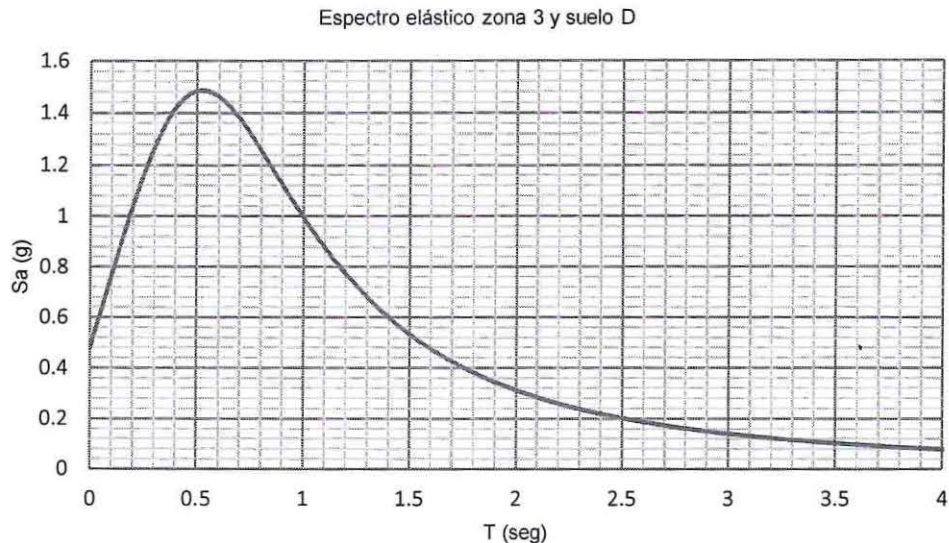


Gráfico 3.1 Espectro elástico para 5% de razón de amortiguamiento.

3.3.4. Combinaciones de Carga

Los edificios y otras estructuras deben ser diseñados usando las combinaciones de carga indicadas en la norma NCh3171 of. 2010, donde señala que las estructuras deben ser diseñados de manera que su resistencia de diseño sea mayor o igual que el efecto de las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones:

$$1.2D + 1.6L$$

$$1.2D + 1L \pm 1.4E$$

$$0.9D \pm 1.4E$$

3.4. Resultados del análisis

Se presentan los resultados del análisis para el caso sísmico, mostrando en la tabla 3.3 las reacciones del espectro elástico. F_x , F_z y M_y representan respectivamente, la reacción horizontal, reacción vertical y el momento con respecto a "y" del eje representativo de la estructura sismoresistente.

Tabla 3.3 Reacciones sin reducción del espectro.

Carga	F_x tonf	F_z tonf	M_y tonf - m
D	0	1466	-15196
L	0	462	-5082
E	834	0	23429

Cálculo del peso sísmico total según la NCh433 of. 96 Mod. 2009, como la suma del peso propio más el 25% de la carga de uso:

$$P_{total} = 1467 \text{ tonf} + 462 \text{ tonf} * 0.25 = 1583 \text{ tonf} \quad (3.6)$$

3.4.1. Modos de vibrar

La tabla 3.4 representa el número de modos de vibrar con los respectivos factores de participación modal. Con los tres primeros modos de vibrar representados en la figura 3.3, se logra más del 90% de la masa total requerida por la norma NCh433 of. 96 Mod. 2009.

Tabla 3.4 Modos de vibrar

Modo	Periodo [s]	Factor de participación modal %	Factor acumulado Participación modal %
1	1.25	67	67
2	0.28	17	84
3	0.11	7	91

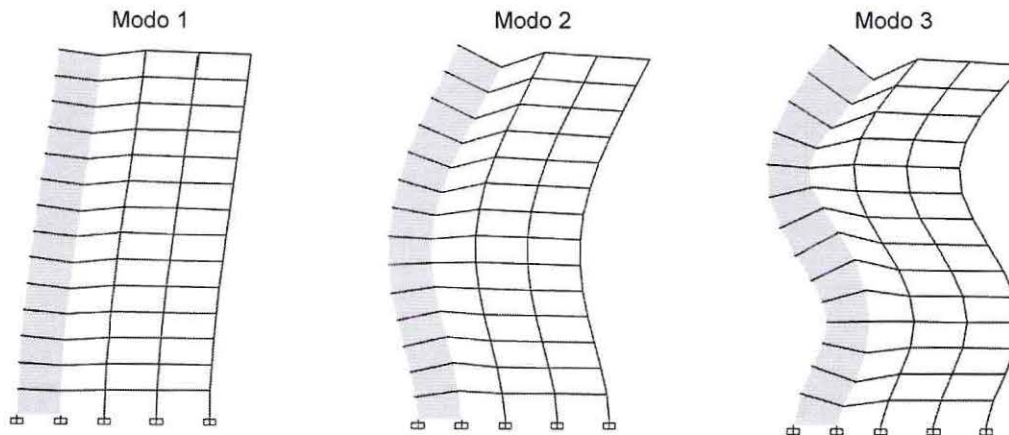


Figura 3.3 Formas modales de la estructura sismoresistente.

Para obtener el factor de reducción R^* según la norma NCh433 of. 96 Mod. 2009, se determina según la ecuación 3.7:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10T_0 + (T^*/R_0)} = 7.63 \quad (3.7)$$

Reduciendo el corte basal elástico,

$$V_{diseño} = \frac{V_{elástico}}{R^*} = \frac{834}{7.63} = 109 \text{ tonf} \rightarrow 6.9\% \text{ del peso total} \quad (3.8)$$

Calculando los cortes basales máximo y mínimo para la estructura situada en suelo D zona sísmica 3, se obtiene:

$$V_{máx} = 266 \text{ tonf} \rightarrow 16.8\% \text{ del peso total} \quad (3.9)$$

Para el corte mínimo, según la cláusula 2.1.1 de la norma de disipación chilena [1], el corte basal sísmico usado para el diseño de la estructura sismorresistente no debe ser menor que V_{min} , donde V_{min} se determina como el mayor valor que resulte de la ecuación 3.10:

$$V_{min} = MAX \left\{ \frac{V_{diseño}}{B_1}, \frac{ISA_{OP}}{6g} \right\} \quad (3.10)$$

Para calcular el valor de $V_{min} = \frac{V_{diseño}}{B_1}$, se necesita obtener el valor de B_1 mediante las siguientes ecuaciones:

$$B_m = 1 + f(\beta_m) \frac{T_m^{17.37}}{(T_m + 0.01)^{17.75}} \quad (3.11)$$

$$f(\beta_m) = 0.311 * \ln^2 \left(\frac{\beta_m}{0.05} \right) + 0.256 * \ln \left(\frac{\beta_m}{0.05} \right) \quad (3.12)$$

Considerando el amortiguamiento viscoso equivalente total de 30%, es decir $\beta_m = 0.3$ y reemplazando en la ecuación 3.12 resulta:

$$f(\beta_m) = 0.311 * \ln^2 \left(\frac{0.3}{0.05} \right) + 0.256 * \ln \left(\frac{0.3}{0.05} \right) = 1.46 \quad (3.13)$$

Con el valor de $f(\beta_m) = 1.46$, el resultado de B_m de la ecuación 3.11 es:

$$B_m = 1 + 1.46 * \frac{1.25^{17.37}}{(1.25 + 0.01)^{17.75}} = 2.16 \quad (3.14)$$

Por lo tanto el mayor valor de V_{min} de la ecuación 3.10 es:

$$V_{min} = MAX \{50.5 \text{ tonf}, 127 \text{ tonf}\} \quad (3.10)$$

$$V_{min} = 127 \text{ tonf} \rightarrow 8.00\% \text{ del peso total} \quad (3.15)$$

Por lo tanto controla corte mínimo, ya que el corte reducido no supera el corte mínimo.

$$V_{reducido} < V_{min} \quad (3.16)$$

$$109 \text{ tonf} < 127 \text{ tonf}$$

Tabla 3.5 Resumen de los cortes sísmicos calculados.

Elástico		NCh 433		V_{min}				$V_{máx}$	
$R^* =$	1	$R^* =$	7.627	$V_{disipación}$	% peso	V_{NCh433}	% peso	$V_{máx}$	% peso
$V_{elástico}$	% peso	$V_{reducido}$	% peso	$V_{diseño}/B_1$	3.2 %	$ISA_0^P/6g$	8 %	266 tonf	16.8 %
834 tonf	52.7 %	109 tonf	6.9 %	50.5 tonf		127 tonf			

3.4.2. Deformaciones Sísmicas

El gráfico 3.2 representa los desplazamientos relativos de entrepisos para el modelo de análisis, en relación al máximo permitido por la norma. La estructura sismoresistente cumple por si sola con el límite exigido por la NCh433 of. 96 Mod. 2009, siendo el drift máx 1.85 %.

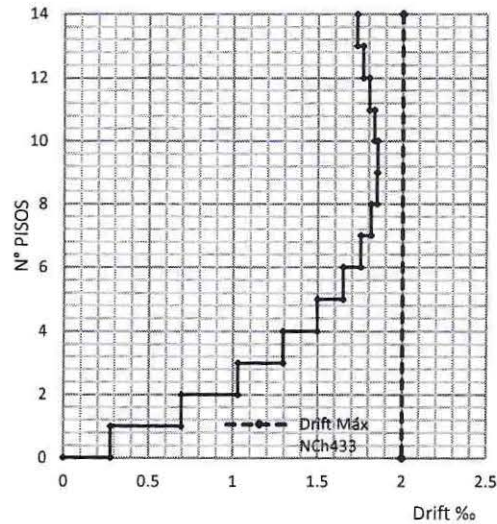


Gráfico 3.2 Desplazamientos relativos entrepisos

3.4.3. Diagrama de esfuerzos

A continuación se presentan los diagramas de esfuerzos para la estructura tradicional, denominada por la norma de disipación como estructura sismorresistente, con los respectivos valores máximos para su posterior diseño.

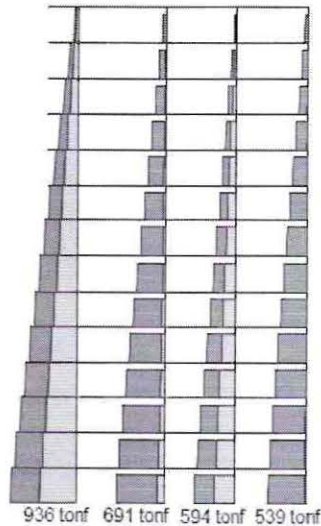


Figura 3.4 Envolvente esfuerzo axial

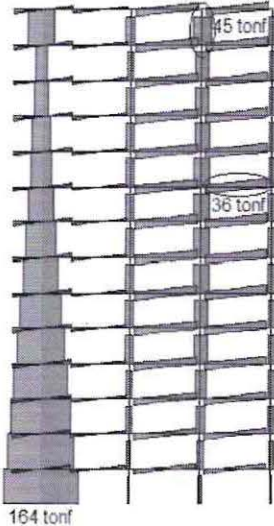


Figura 3.5 Envolvente esfuerzo corte

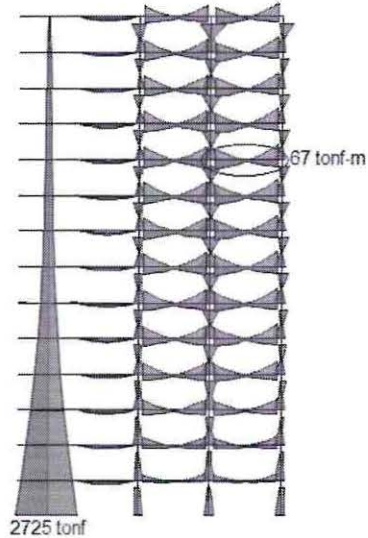


Figura 3.6 Envolvente esfuerzo flexión

3.5. Diseño de la Estructura Sismorresistente

En el diseño de hormigón armado, los elementos deben diseñarse con la resistencia suficiente para absorber los casos de cargas más solicitados. La resistencia de diseño se debe considerar como la resistencia nominal multiplicada por los factores de reducción ϕ especificados en el código ACI 318 -11 [11].

$$\text{Resistencia Ultima} \leq \phi \text{ Resistencia Nominal} \quad (3.17)$$

3.5.1. Diseño de la Viga

Los elementos sometidos a flexión deben cumplir con los requisitos especificados Código ACI 318-11 [11].

Para determinar el refuerzo longitudinal de los elementos sometidos a flexión, se debe considerar el valor máximo a flexión de las vigas de la estructura sismorresistente, representado en el diagrama a flexión de la figura 3.6.

Con la figura 3.8 se puede calcular el momento nominal de la viga más solicitada de la estructura sismorresistente representada en la ecuación 3.18 [12]:

$$M_n = f_y * A_s * \left(d - \left(\frac{a}{2} \right) \right) = 4.2 * 39.27 * \left(54 - \left(\frac{9.61}{2} \right) \right) \quad (3.18)$$

$$M_n = 80 \text{ tonf} - \text{m}$$

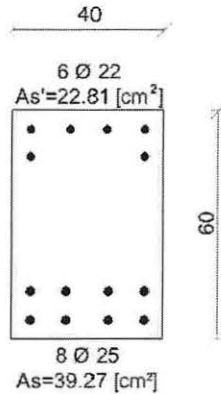


Figura 3.7 Refuerzo longitudinal viga 40/60

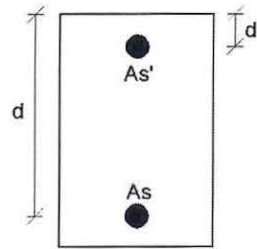


Figura 3.8 Modelo cálculo de momento

Según el diagrama a flexión de la figura 3.6 obtenido según las combinaciones de carga, los valores máximos a flexión para la estructura sismoresistente son los descritos en la tabla 3.6.

Tabla 3.6 Armadura a flexión para vigas de la estructura sismoresistente

Combinación	M_u [tonf - m]	$A_s req$ [cm ²]	A_s [cm ²]	ρ %	M_n [tonf - m]
1.2D + 14E + L	-67	39	39	1.8	80
0.9D + 14E	40	21	23	1	48

3.5.2. Diseño de las Columnas

Los elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos especiales que resisten fuerzas inducidas por sismos deben satisfacer de la misma forma que las vigas, los requerimientos que dispone el código ACI 318-11 para el diseño de las columnas.

El gráfico de diagrama de interacción de las columnas determina la resistencia nominal y de diseño de cada sección según los resultados obtenidos. Se observa que las solicitaciones se encuentran por debajo de la resistencia de diseño proporcionada por la sección. La sección se diseña con 16 \emptyset 22, siendo la misma enfierradura para el total de columnas de la estructura sismoresistente.

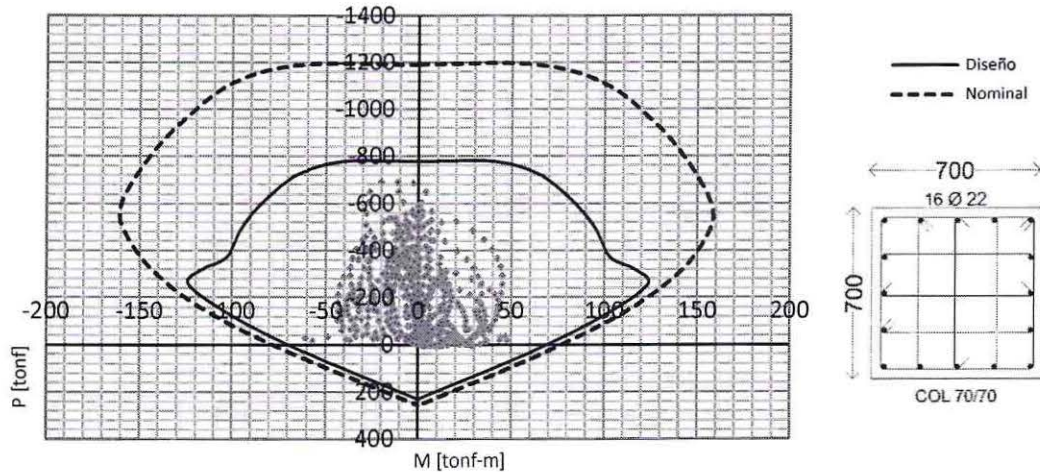


Gráfico 3.3 Diagrama interacción columnas con cuantía mínima 1%.

Además, el diseño sismorresistente tradicional cumple con lo establecido en el párrafo 21.6 del código ACI 318-11 valido para marcos especiales, denominado criterio de columna fuerte-viga débil. El criterio columna fuerte-viga débil está dada por la ecuación 3.19:

$$\sum M_{ncolumnas} \geq 1.2 \sum M_{nvigas} \quad (3.19)$$

El criterio debe cumplirse en todos los niveles de la estructura, por lo cual se considera el caso más desfavorable que corresponde al penúltimo piso de la estructura. Según el diagrama de interacción de la columna (gráfico 3.3) y la menor carga axial del piso, el momento nominal de la columna es de 92 tonf - m y el momento nominal de la viga en el nudo es de 80 tonf - m. De este modo el criterio de columna fuerte-viga débil está calculado como:

$$\sum(92 + 92) \geq 1.2 \sum(80 + 80)$$

$$\frac{184}{160} \geq 1.2$$

Esto busca que la concentración de las deformaciones plásticas se produzca en las vigas, sin que las columnas incurrieren en el rango inelástico.

3.5.3. Diseño del muro de hormigón armado

Para el diseño del muro se considera la sección transversal completa. Del mismo modo que las columnas, estos elementos se encuentran sometidos a flexión y carga axial utilizándose diagramas de interacción para su diseño.

Las exigencias del código ACI 318-11, también son válidas para el cumplimiento y diseño del muro.

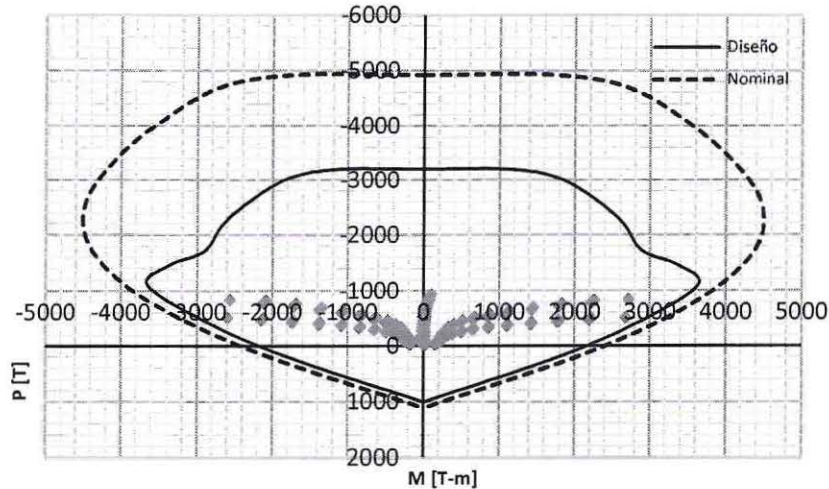


Gráfico 3.4 Diagrama interacción Muro.

La sección del muro se diseña con 3 mallas, incluyendo 15 \varnothing 22 en cada borde y en el centro 75 \varnothing 16.

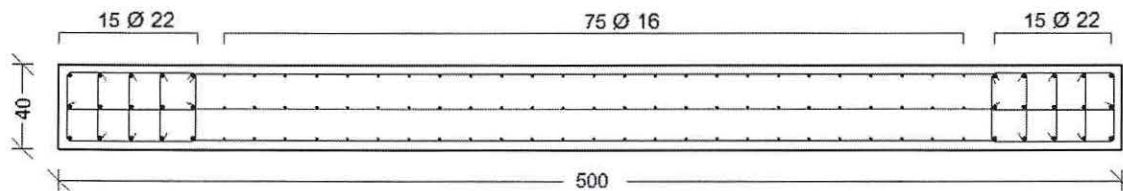


Figura 3.9 Armadura muro.

Para la sección del muro diseñada anteriormente, no es necesario comprobar si se requiere confinamiento debido a que el muro ya se encuentra confinado y posee un espesor de 40 cm. Es importante verificar la capacidad de deformación del muro que se realiza a continuación:

3.5.3.1 Capacidad de deformación del muro

La sección crítica de todo muro con razón H_t/l_w mayor o igual a 3, debe tener una capacidad de deformación $\delta_{m\acute{a}x}$, mayor que la demanda de deformación δ_u . Esta verificación se debe hacer considerando la mayor carga axial P_u y la deformación unitaria del hormigón ϵ_c , en la fibra más comprimida de la sección crítica del muro, deberá ser menor o igual a 0,008 [20].

$$\delta_u < \delta_{m\acute{a}x} \quad (3.20)$$

- *Calculo desplazamiento lateral de techo δ_u .*

En el diseño del desplazamiento lateral de techo δ_u , se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamiento S_{de} , para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al período de mayor masa traslacional multiplicada por un factor igual a 1,3. Se calcula según la ecuación indicada del artículo 9.2 del Decreto Supremo N°61, representada en la ecuación 3.21.

$$\delta_u = 1.3S_{de}(T_{ag}) \quad (3.21)$$

NOTA: Si el período ha sido calculado con las secciones brutas sin considerar en su cálculo la influencia del acero y la pérdida de rigidez producto del agrietamiento del hormigón, conservadoramente se puede utilizar el período de mayor masa traslacional en dirección del análisis de la estructura multiplicado por 1.5 [13].

De esta manera, el desplazamiento lateral de techo estimado se muestra en la tabla 3.7 y se representa posteriormente en el gráfico 3.5:

Tabla 3.7 Desplazamiento lateral de diseño máximo.

Desplazamiento lateral de diseño máximo		
T^* [seg]	T_{ag} [seg]	δ_u [cm]
1.25	1.88	65

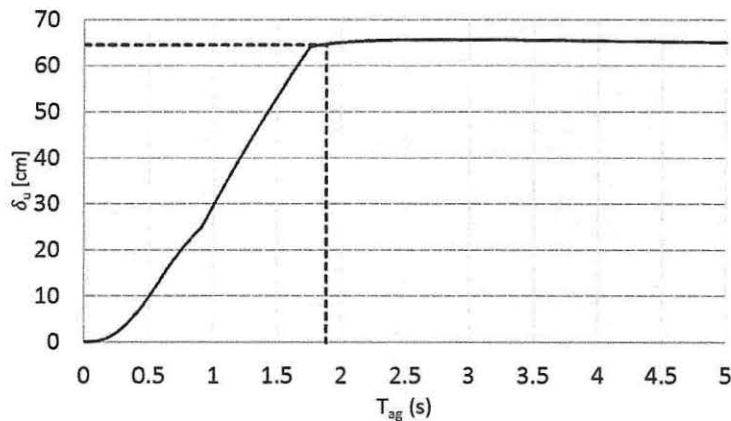


Gráfico 3.5 Desplazamiento lateral de techo.

Para determinar la capacidad de deformación que una estructura puede admitir al considerar un desplazamiento máximo en su extremo superior, se puede tomar como referencia la capacidad de desplazamiento lateral de sus elementos, como un muro en voladizo.

- *Cálculo desplazamiento máximo $\delta_{m\acute{a}x}$*

El método de cálculo para determinar el desplazamiento máximo $\delta_{m\acute{a}x}$ de un muro, se realiza con la ecuación 3.22:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \Phi_u l_p h_w \quad (3.22)$$

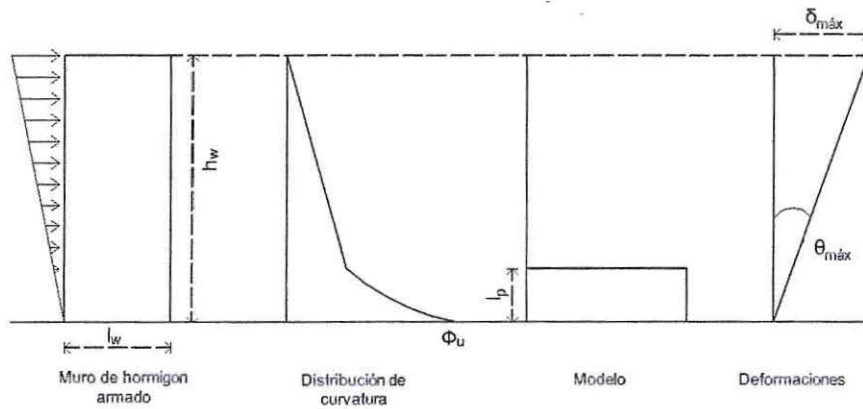


Figura 3.10 Capacidad de deformación de un muro.
Fuente: Adaptado T. Paulay & M.J.N. Priestley.

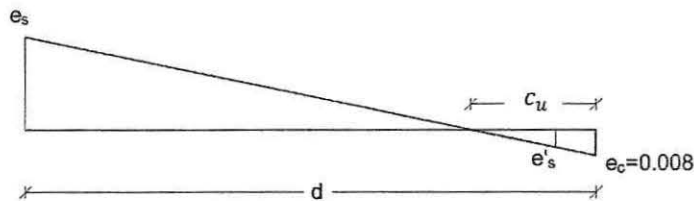


Figura 3.11 Diagrama de deformación unitaria para el muro al 8‰

Para obtener el parámetro c_u del diagrama de deformación unitaria de la figura 3.11, se puede suponer la ecuación 3.23.

$$C - T = P_u \quad (3.23)$$

Donde T , corresponde a la tensión del acero en la zona de tracción. C , corresponde a la suma de la tensión del acero y la tensión el hormigón en la zona de compresión, representado en la ecuación 3.24.

$$C = C_c + C_s \quad (3.24)$$

Reemplazando la ecuación 3.24 en la ecuación 3.23 y además suponiendo que la tensión de acero en compresión es igual a la tensión de acero en tracción resulta la ecuación 3.25:

$$\begin{aligned} C_c + C_s - T &= P_u \\ C_c &= P_u \end{aligned} \quad (3.25)$$

Por lo tanto, el muro sometido a flexo-compresión con una carga axial máxima de $P_u = 936 \text{ tonf}$ y con los parámetros correspondientes a la tensión del hormigón se obtiene la ecuación 3.26:

$$P_u = a * b * 0.85 f'_c \quad (3.26)$$

Despejando el parámetro "a" de la ecuación 3.26 resulta:

$$a = \frac{P_u}{b \cdot 0.85 f'_c} = \frac{936000}{40 \cdot 0.85 \cdot 300} = 92 \text{ cm} \quad (3.27)$$

Por lo tanto como $a = 0.85 \cdot c$, reemplazando el valor obtenido de "a" de la ecuación 3.27 y despejando el valor de "c" se obtiene:

$$c = \frac{92}{0.85} = 108 \text{ cm} \quad (3.28)$$

Con el parámetro "c" de la ecuación 3.28 es posible calcular la curvatura última Φ_u al 8‰ de la capacidad del muro con la ecuación 3.29:

$$\Phi_u = \frac{0.008}{c} = \frac{0.008}{1.08} = 0.0074 \text{ rad/m} \quad (3.29)$$

$$l_p = \frac{l_w}{2} = \frac{5 \text{ m}}{2} = 2.5 \text{ m} \quad (3.30)$$

Calculada la curvatura Φ_u , l_p y h_w igual a 42 m, el desplazamiento máximo $\delta_{m\acute{a}x}$ de la ecuación 3.23 es:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \Phi_u l_p h_w = 0.0074 \cdot 2.5 \cdot 42 = 78 \text{ cm} \quad (3.23)$$

De los cálculos efectuados anteriormente y resumidos en la tabla 3.8 se estima que la capacidad de desplazamiento del muro es superior a la demanda del muro.

$$\delta_u < \delta_{m\acute{a}x}$$

$$65 \text{ cm} < 78 \text{ cm}$$

Tabla 3.8 Resumen capacidad y demanda de deformación del muro

Elemento	Φ_u	l_w [m]	l_p [m]	h_w [m]	$\delta_{m\acute{a}x}$ [cm]	δ_u [cm]	Capacidad [% h_w]	Demanda [% h_w]
Muro	0.0074	5	2.5	42	78	65	1.86	1.55

Para obtener el valor del largo mínimo a confinar es necesario calcularlo con la ecuación 3.31:

$$c_c = l_w \left(\frac{c}{l_w} - \frac{1}{600 \left(\frac{\delta'_u}{h'_w} \right)} \right) = 500 \left(\frac{108}{500} - \frac{1}{600 \left(\frac{65}{4200} \right)} \right) = 54 \text{ cm} \quad (3.31)$$

De esta manera, el largo mínimo a confinar que se obtuvo de la ecuación 3.31 es de 54 cm, por lo que es superior a la longitud establecida como mínima 40 cm (espesor del muro). En definitiva la distancia a confinar para el muro fue de 60 cm.

Capítulo IV

4. Diseño del Sistema Disipador

4.1. Descripción del Sistema disipador

El sistema disipador consta principalmente de los disipadores y los elementos estructurales necesarios para transferir las fuerzas desde los disipadores a la estructura sismoresistente o a la fundación.

El sistema disipador se incorpora a la estructura sismoresistente, ubicando diagonalmente los dispositivos viscosos en el sistema de disipación en la zona donde se forma el marco estructural como se representa en la figura 4.1. Se emplea un disipador por cada piso, siendo un total de 14 disipadores viscosos.

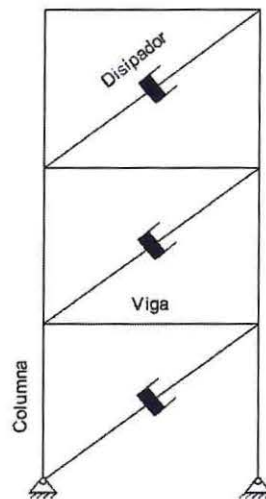


Figura 4.1 Sistema disipación.

Para diseñar el sistema disipador es necesario calcular los parámetros del dispositivo, en este caso del amortiguador fluido viscoso indicados en la figura 4.2:

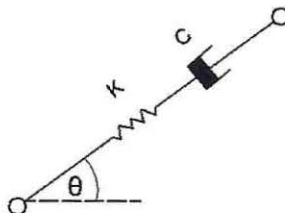


Figura 4.2 Modelo disipador fluido viscoso.

- Rigidez del dispositivo, K : Rigidez del brazo metálico que conecta el dispositivo y la estructura del sistema disipador.

- Coeficiente de amortiguamiento, C : Relacionado a las propiedades del flujo inmerso dentro del dispositivo, definida por el proyectista de acuerdo al amortiguamiento objetivo.
- Exponente de velocidad, α : Representa el comportamiento de los lazos histeréticos de los disipadores. Para este caso se utiliza el valor de $\alpha = 1$, definidos como amortiguadores viscosos linealmente dependientes de la velocidad, explicado en la sección 2.4.4.2

Para el diseño de los elementos estructurales del sistema disipador, se utiliza el análisis tiempo-historia usando como mínimo tres registros sísmicos. Se obtienen de ellos los máximos esfuerzos de los elementos del sistema disipador, con el objetivo de que los elementos estructurales del sistema disipador permanezcan elásticos tal cual lo menciona la actual norma de disipación [10].

4.2. Cálculo de la rigidez del dispositivo “K”.

La rigidez del dispositivo viscoso, corresponde a la rigidez axial entregada por la diagonal que se encuentra conectada con el dispositivo. Mide la capacidad de resistir los intentos de alargamiento o acortamiento por la aplicación de esfuerzos en su eje.

Para obtener la rigidez del dispositivo es necesario escoger una sección, en este caso fue de tipo circular para representar la diagonal metálica del dispositivo. Por lo tanto, la sección elegida es HSS10.000x0.625 representada en la figura 4.3, con un acero ASTM A572 gr50 [14].

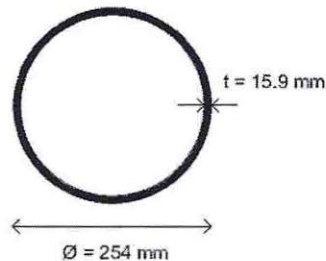


Figura 4.3 Sección tubular circular HSS10.000x0.650 [14]

Utilizando la ecuación 2.2 es posible obtener la rigidez de la diagonal metálica:

$$K = \frac{EA}{L} = \frac{2100000 \cdot 111}{530} = 439811 \left[\frac{kgf}{cm} \right] \quad (2.2)$$

4.3. Estimación del coeficiente de amortiguación lineal “C”.

Se calcula el valor de la constante “C” de los disipadores, utilizando las ecuaciones para la obtención del coeficiente de amortiguamiento descritas en la sección 2.4.5, para alcanzar una razón de amortiguamiento efectivo total de 30%.

Como definición del disipador viscoso de tipo lineal, es necesario mencionar que para este trabajo el parámetro “ α ” se considera con valor uno, simplificando de alguna manera los cálculos, ya que en rigor el valor de “ α ” oscila entre 0.4-0.6 para estructuras comunes. Además, junto con la masa por piso y los parámetros modales de la estructura es posible estimar el valor de “C”.

Propuesto un valor de razón de amortiguamiento efectivo total de 30 %, junto con la razón de amortiguamiento inherente de la estructura igual a 3% estipulada por la nueva norma de disipación, es posible calcular el valor del coeficiente de amortiguamiento "C".

Por definición deducida en la sección 2.4.5, la razón de amortiguamiento efectivo total queda expresada como:

$$\beta_m = \beta_i + \beta_{am} \quad (2.13)$$

Donde:

$$\beta_m = 30\% ; \beta_i = 3\%$$

Por lo tanto, reemplazando los valores de las razones de amortiguamiento β_m y β_i en la ecuación 2.19 y además utilizando la expresión para obtener la razón de amortiguamiento aportada por los dispositivos, la expresión queda reducida a la ecuación 4.1.

$$0.3 = 0.03 + \frac{C_j T \sum_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (2.19)$$

$$0.27 = \frac{C_j T \sum_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2}$$

$$C = \frac{0.27 \cdot 4\pi \sum_i m_i \phi_i^2}{T \sum_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j} \quad (4.1)$$

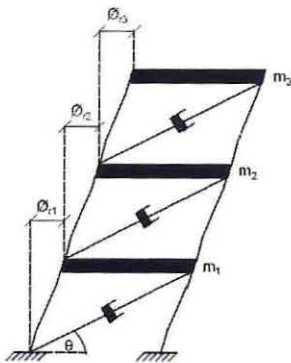


Figura 4.4 Desplazamientos relativos de pisos.

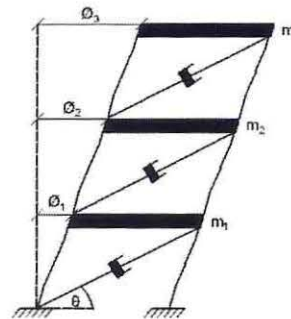


Figura 4.5 Desplazamientos modales de pisos

Donde T es el período del primer modo de vibrar de la estructura; ϕ_{rj} , desplazamientos relativos de pisos indicados en la figura 4.4; ϕ_i , desplazamientos modales de piso representados en la figura 4.5; m_i , masa por piso y θ , ángulo del dispositivo. Con las expresiones anteriores se realizan los cálculos respectivos representados en la tabla 4.1:

Tabla 4.1 Cálculo coeficiente de Amortiguador – Lineal

$T = 1.25 [s]$							
Piso	Nº Disipadores	Masa [ton – s ² /m]	cos θ	ϕ_i	ϕ_{rj}	$T \sum_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j$	$4\pi \sum_i m_i \phi_i^2$
14	1	11.36	0.89	1	0.067	0.00440	142.756
13	1	11.36	0.89	0.933	0.089	0.00782	124.355
12	1	11.36	0.89	0.844	0.089	0.00782	101.796
11	1	11.36	0.89	0.756	0.089	0.00782	81.493
10	1	11.36	0.89	0.667	0.089	0.00782	63.446
9	1	11.36	0.89	0.578	0.089	0.00782	47.655
8	1	11.36	0.89	0.489	0.089	0.00782	34.120
7	1	11.36	0.89	0.400	0.089	0.00782	22.841
6	1	11.36	0.89	0.311	0.089	0.00782	13.817
5	1	11.36	0.89	0.222	0.067	0.00440	7.050
4	1	11.36	0.89	0.156	0.067	0.00440	3.454
3	1	11.36	0.89	0.089	0.044	0.00196	1.128
2	1	11.36	0.89	0.044	0.022	0.00049	0.282
1	1	11.36	0.89	0.022	0.022	0.00049	0.070
SUMA		159				0.078721	644

Por lo tanto, reemplazado los valores obtenidos de la tabla 4.1 en la ecuación 4.1, el coeficiente de amortiguación "C" da como resultado,

$$C = \frac{0.27 \cdot 4\pi \sum_i m_i \phi_i^2}{T \sum_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j} = \frac{0.27 \cdot 644}{0.078721} \quad (4.1)$$

$$C = 2210 \left[\text{tonf} - \frac{s}{m} \right] \quad (4.2)$$

4.4. Verificación del amortiguamiento efectivo del modelo.

Para verificar el amortiguamiento efectivo total se utiliza el método del decaimiento logarítmico. Comprueba si el amortiguamiento efectivo dado para el cálculo de la estimación de "C", es consistente con los resultados entregados por el método.

Una forma de comprobar el método es situando el modelo del sistema sismoresistente (SS) a su primera forma modal como posición inicial representado en la figura 4.6, con el fin de analizar su historia de desplazamientos en vibración libre con amortiguación hasta que el sistema sismoresistente (SS) deje de vibrar y se sitúe en su posición final con desplazamiento igual a cero (figura 4.7). Importante destacar que el sistema se desplaza al primer modo, porque el cálculo del coeficiente de amortiguamiento "C" fue realizado para el primer modo de vibrar de sistema sismoresistente.

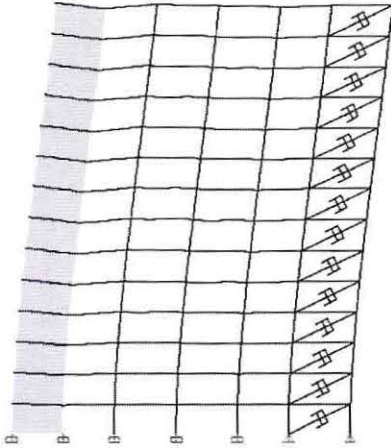


Figura 4.6 Posición inicial del SS primero modo

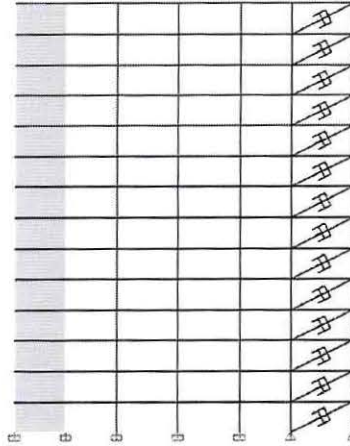


Figura 4.7 Posición final del SS

Por lo tanto aplicando el método, la relación entre dos puntos máximos sucesivos de la vibración libre con amortiguación, separados por periodo T_D se encuentra definida con la ecuación 4.3:

$$\frac{u(t)}{u(t+T_D)} = e^{\beta_m \omega_n T_D} = e^{\frac{2\pi\beta_m}{\sqrt{1-\beta_m^2}}} \quad (4.3)$$

Donde $T_D = T_n / \sqrt{1 - \beta_m^2}$,

Aplicando el logaritmo natural en la ecuación 4.3, denominado también como el decaimiento logarítmico, permite obtener el porcentaje de amortiguamiento del sistema sismoresistente con la ecuación 4.4:

$$\ln \left(\frac{u(t)}{u(t+T_D)} \right) = \frac{2\pi\beta_m}{\sqrt{1-\beta_m^2}} \quad (4.4)$$

Del gráfico 4.1 es posible obtener la respuesta del sistema sismoresistente con vibración libre amortiguada.

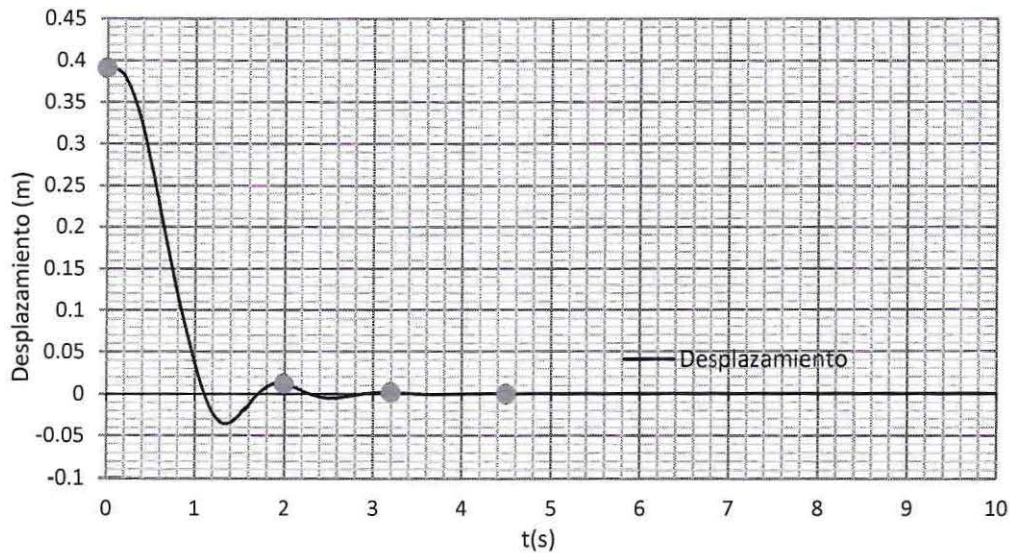


Gráfico 4.1 Historia de desplazamientos al vibrar la estructura desde la posición del primer modo.

El decaimiento logarítmico del sistema es:

$$\ln \left(\frac{0.01235}{0.00165} \right) = \frac{2\pi\beta_m}{\sqrt{1-\beta_m^2}} \Rightarrow 2.0129 = \frac{2\pi\beta_m}{\sqrt{1-\beta_m^2}} \quad (4.4)$$

$$4.0518 - 4.0518 * \beta_m^2 = 4\pi^2 \beta_m^2$$

$$\beta_m^2 = \frac{4.0518}{(4.0518 + 4\pi^2)} = \frac{4.0518}{43.5302}$$

$$\beta_m = 30.5 \%$$

Por lo tanto, con el resultado obtenido del método con decaimiento logarítmico de $\beta_m = 30.5 \%$, se verifica que dicho método es consistente con el amortiguamiento total efectivo del 30% del sistema sismoresistente, que incluye el amortiguamiento inherente de la estructura junto con el amortiguamiento viscoso del sistema de disipación.

Capítulo V

5. Análisis Tiempo-historia

5.1. Modelos de análisis.

Se analizan tres modelos distintos. El primero de ellos es la estructura sismoresistente (ES), el segundo es el denominado sistema sismoresistente (SS) y por último un tercer modelo el cual corresponde al sistema sismoresistente sin considerar el muro, siendo el elemento típico utilizado para dar rigidez a las estructuras (SSSM).

El método de análisis a utilizar es el FNA (Fast Non Linear Analysis) propuesto por Wilson en el año 2002. Es un método eficiente el cual no demanda mayor tiempo de análisis computacional, usado para sistemas estructurales que usen un número limitado y conocido de elementos no lineales.

Se describen los 3 tipos de modelos a analizar:

5.1.1. Estructura Sismoresistente (ES):

Estructura modelada principalmente por la incorporación de resortes de flexión no lineales en todos los extremos de las vigas. Además se incluyen en la base del muro y en la base de las columnas como se muestran en la figura 5.1, con el fin de representar en ellos la incursión no lineal de cada elemento estructural.

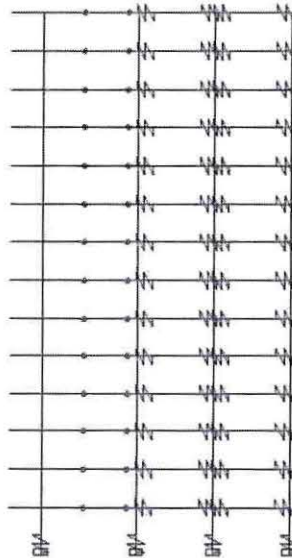


Figura 5.1 Modelo no lineal de la estructura sismoresistente.

5.1.2. Sistema Sismoresistente (SS):

El sistema de disipación es incorporado a la estructura sismoresistente mediante bielas, formando el modelo denominado sistema sismoresistente representado en la figura 5.2.

El marco estructural que sostiene al sistema de disipación se encuentra rotulado al momento en cada extremo de los elementos estructurales soportantes, con el fin de que sean los dispositivos viscosos quienes trabajen frente a los desplazamientos laterales. Se modifica de esta manera para efectos prácticos del análisis, ya que la idea es que el sistema de disipación no agregue rigidez a la estructura sino que disipe la energía mediante los dispositivos viscosos.

Los dispositivos son representados con resortes no lineales de tipo viscosos. Los resortes no lineales a flexión, son incluidos sólo en la zona de la estructura sismoresistente.

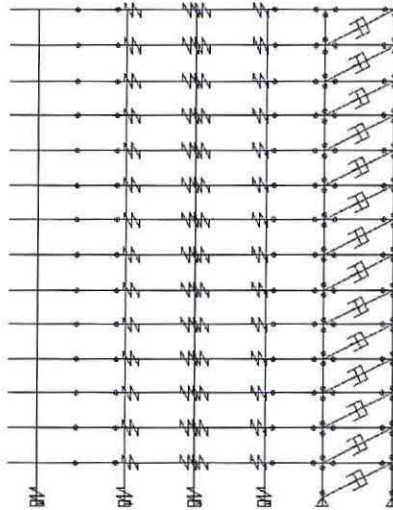


Figura 5.2 Modelo no lineal del sistema sismoresistente.

5.1.3. Sistema Sismoresistente sin muro estructural (SSSM):

Se basa principalmente en el modelo del sistema sismoresistente con la diferencia que se opta por rotular el muro al corte. El propósito es que el muro no aporte resistencia ni rigidez al sistema sismoresistente, dejando sólo el marco de la estructura sismoresistente junto con el sistema de disipación como se representa en la figura 5.3.

La finalidad es analizar si existen grandes diferencias en los resultados al excluir el muro de hormigón armado que es el elemento rigidizante tradicionalmente utilizado en Chile, dejando como se mencionó en el planteamiento del problema, un esqueleto flexible cuyo trabajo sea más bien gravitacional y de restitución de los desplazamientos residuales.

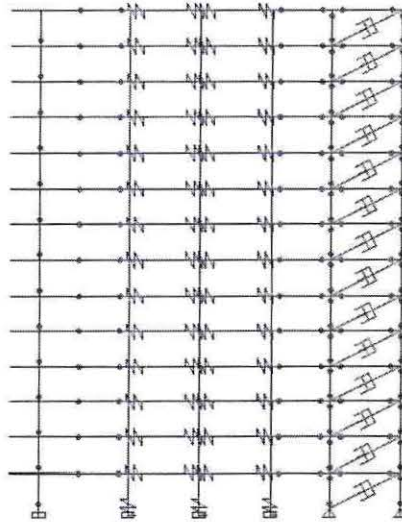


Figura 5.3 Modelo no lineal del sistema sismoresistente sin muro de hormigón armado.

Siguiendo la idea, en la figura 5.4 se muestra una analogía de un sistema de amortiguación de un automóvil compuesto por un resorte, el cual representa el esqueleto estructural del sistema sismoresistente y en paralelo un amortiguador, que es el encargado de absorber el impacto disipando la energía.

En teoría, se pretende que toda la energía sísmica la disipen sólo los amortiguadores viscosos y por su parte, el marco estructural trabaje transmitiendo las cargas gravitacionales y restaure la posición original de la estructura, transformando al sistema total en una especie de mecanismo como se muestra en la figura 5.4.

El resorte es flexible y se mantiene siempre elástico. De hecho es normal en un vehículo cambiar los amortiguadores pero no el resorte. Esto implica que el marco estructural tenga capacidad de seguir el movimiento, ojala sin tener demanda importante de ductilidad y ser capaz de restituir las deformaciones.

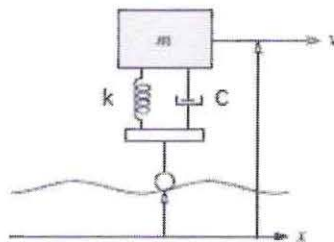


Figura 5.4 Representación modelo de un sistema amortiguador automóvil.
Fuente: Chopra, dynamics and structures cuarta edición [16]

5.2. Características y propiedades del análisis.

De acuerdo al modelamiento de la estructura exigido en la cláusula 3.1 de la norma de disipación, es necesario ajustar las propiedades de los resortes que representan la incursión en el rango inelástico de los elementos estructurales (columnas, vigas, muro). Considerar también las características y propiedades de los disipadores viscosos, de acuerdo al modelamiento del sistema de disipación exigido en la cláusula 3.2 de la norma de disipación. Ajustando los resortes no lineales, es posible realizar el procedimiento de análisis dinámico no lineal de acuerdo a lo exigido en la cláusula 5.1 de la norma de disipación.

5.2.1. Cálculo diagramas momento-curvatura (M-C)

En los elementos de hormigón armado el mecanismo de falla considerado es por la flexión de los elementos. Por lo tanto, es necesario calcular los diagramas M-C de los elementos estructurales, para obtener la curva que da forma a los diagramas de histéresis.

Para graficar los diagramas M-C, es necesario calcular las curvaturas de fluencia y resistencia última del elemento analizado, junto con el momento nominal consistente con las curvaturas. Es importante mencionar que a modo de simplificar los análisis, la curvatura de fluencia es relacionada con el mismo momento nominal calculado para la curvatura última como se representa en el gráfico 5.1.

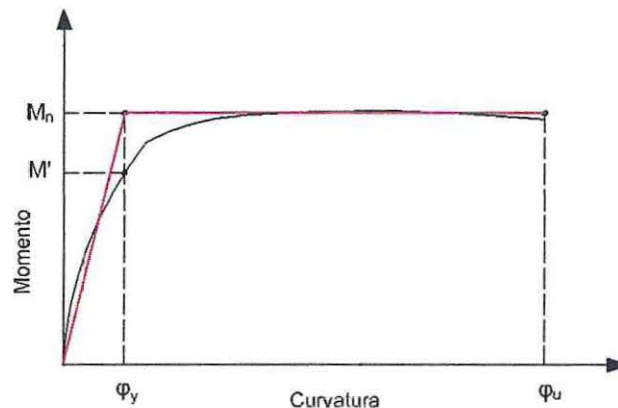


Gráfico 5.1 Relación momento-curvatura.

Para obtener las curvaturas y momentos nominales de cada elemento es necesario utilizar los diagramas de deformación unitaria y de equilibrio de tensiones. Un método es concentrar toda el área de acero en un punto ya sea para la zona de compresión como también para la zona de tracción de la sección analizada. Para los elementos de las columnas y el muro, las áreas de acero para las dos zonas son de igual valor. En cambio para las vigas difieren la zona de compresión y tracción, ya que en ésta última se concentra una mayor área de acero debido a un mayor momento asociado.

Se especifica que a modo de simplificación de los cálculos, los resultados obtenidos para las curvaturas de fluencia se realizan suponiendo que el comportamiento del hormigón se mantiene lineal.

5.2.1.1 Vigas

Para conseguir los valores y realizar el diagrama M-C, se utiliza un diagrama de deformaciones unitarias y de tensiones de la viga usando las características geométricas y propiedades de los materiales. Se realiza un procedimiento iterativo variando el dato c correspondiente a la profundidad del eje neutro, hasta que la suma de las tensiones de compresión y tracción sea igual a cero.

a.1. Cálculo curvatura de fluencia positiva

El procedimiento para el cálculo de la curvatura de fluencia se efectúa primero dejando fijo $\epsilon_s = 0.002$, proveniente del cociente entre la tensión de fluencia del acero correspondiente a $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ y el módulo de elasticidad del acero $E_s = 2.1E + 06 \text{ kgf/cm}^2$.

$$\epsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4200 \text{ kgf/cm}^2}{2.1E + 06 \text{ kgf/cm}^2} = 0.002$$

Luego se comienza a iterar variando el valor de c_y con el propósito de que se cumpla el equilibrio de tensiones. Para cumplir el equilibrio de las tensiones, la suma de la tensión de compresión de la ecuación 5.1 y la tensión de tracción de la ecuación 5.2 en la sección de la viga debe ser igual a cero.

$$C = \frac{f_c^{\text{máx}+c_y+b}}{2} + f_s' A'_s \text{ [tonf]} \quad (5.1)$$

$$T = f_y A_s \text{ [tonf]} \quad (5.2)$$

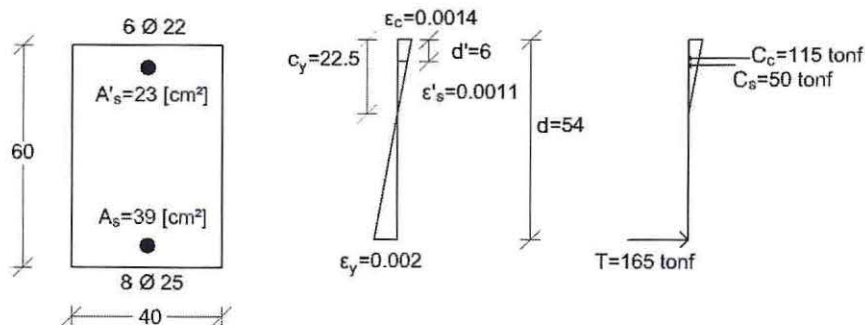


Figura 5.5 Diagrama de deformaciones unitarias y equilibrio de tensiones

Utilizando el diagrama de deformaciones unitarias de la figura 5.5 y realizando el equilibrio de tensiones con la sumatoria igual a cero, los resultados quedan expresados en la tabla 5.1:

Tabla 5.1 Datos para el equilibrio de tensiones en viga para obtener curvatura fluencia positiva.

c_y [cm]	ϵ_s	ϵ'_s	ϵ_c	f'_s [kgf/cm ²]	$f_c \text{máx}$ [kgf/cm ²]	$f_c \text{máx} * c_y * b/2$ [tonf]	$f'_s * A'_s$ [tonf]	C [tonf]	T [tonf]
22.5	0.002	0.00105	0.0014	2200	255	115	50	165	165

Luego de cumplir el equilibrio de tensiones, es posible obtener la curvatura de fluencia positiva calculada en la ecuación 5.3:

$$\varphi = \frac{0.0014}{c_y} = \frac{0.0014}{0.225} = 0.0062 \text{ [1/m]} \quad (5.3)$$

a.2. Cálculo curvatura última positiva

El procedimiento para el cálculo de la curvatura última se efectúa primero dejando fijo $\epsilon_c = 0.003$. Luego se comienza a iterar variando el valor de c_u con el propósito de que se cumpla el equilibrio de tensiones. Para cumplir el equilibrio de las tensiones, la suma de la tensión de compresión y la tensión de tracción en la sección de la viga debe ser igual a cero.

$$C = 0.85f'_c ab + f'_s A'_s \text{ [tonf]} \quad (5.4)$$

$$T = f_y A_s \text{ [tonf]} \quad (5.2)$$

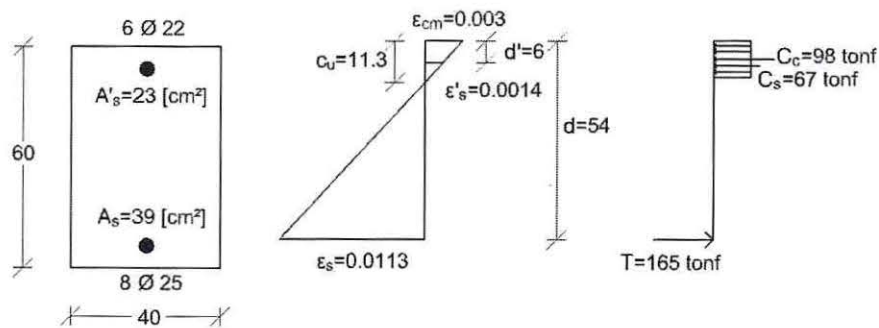


Figura 5.6 Diagrama de deformaciones unitarias y equilibrio de tensiones

Utilizando el diagrama de deformaciones unitarias de la figura 5.6 y realizando el equilibrio de tensiones con la sumatoria igual a cero, los resultados quedan expresados en la tabla 5.2:

Tabla 5.2 Datos para el equilibrio de tensiones en viga para obtener curvatura última positiva.

c_u [cm]	ϵ_s	ϵ'_s	ϵ_c	f'_s [kgf/cm ²]	$0.85f'_c ab$ [kgf/cm ²]	$f'_s * A'_s$ [tonf]	C [tonf]	T [tonf]	M_n [tonf - m]
11.3	0.0113	0.0014	0.003	2955	98	67	165	165	80

Luego de cumplir el equilibrio de tensiones, es posible obtener la curvatura última positiva calculada con la ecuación 5.5:

$$\varphi = \frac{0.003}{c_u} = \frac{0.003}{0.113} = 0.0265 \text{ [1/m]} \quad (5.5)$$

Debido a que la viga no presenta la misma distribución de acero tanto en compresión como en tracción, es necesario calcular la curvatura de fluencia y la curvatura última para la otra dirección, obteniendo los siguientes resultados:

b.1. Cálculo curvatura de fluencia negativa

Se obtiene con el mismo procedimiento descrito en la curvatura de fluencia positiva.

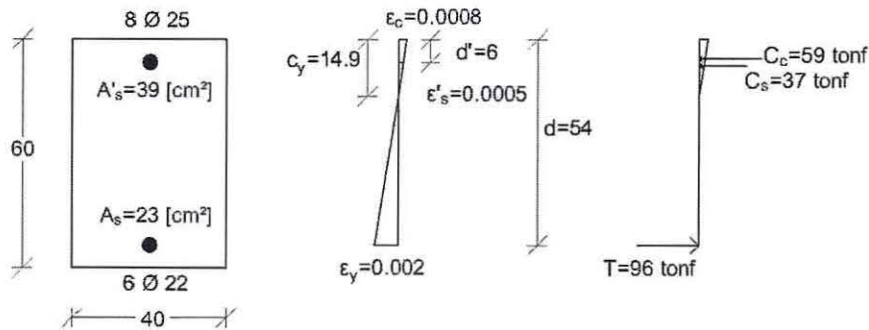


Figura 5.7 Diagrama de deformaciones unitarias y equilibrio de tensiones

Utilizando el diagrama de deformaciones unitarias de la figura 5.7 y realizando el equilibrio de tensiones con la sumatoria igual a cero, los resultados quedan expresados en la tabla 5.3:

Tabla 5.3 Datos para el equilibrio de tensiones en viga para obtener curvatura fluencia negativa.

c_y [cm]	ϵ_s	ϵ'_s	ϵ_c	f'_s [kgf/cm ²]	$f_c \text{ máx}$ [kgf/cm ²]	$f_c \text{ máx} * c_y * b/2$ [tonf]	$f'_s * A'_s$ [tonf]	C [tonf]	T [tonf]
14.85	0.002	0.0005	0.0008	949	198	59	37	96	96

Luego de cumplir el equilibrio de tensiones, es posible obtener la curvatura de fluencia negativa calculada en la ecuación 5.6:

$$\varphi = \frac{0.0008}{c_y} = \frac{0.0008}{0.149} = 0.0054 \text{ [1/m]} \quad (5.6)$$

b.2. Cálculo curvatura última negativa

Se realiza el mismo procedimiento del cálculo de la curvatura última positiva.

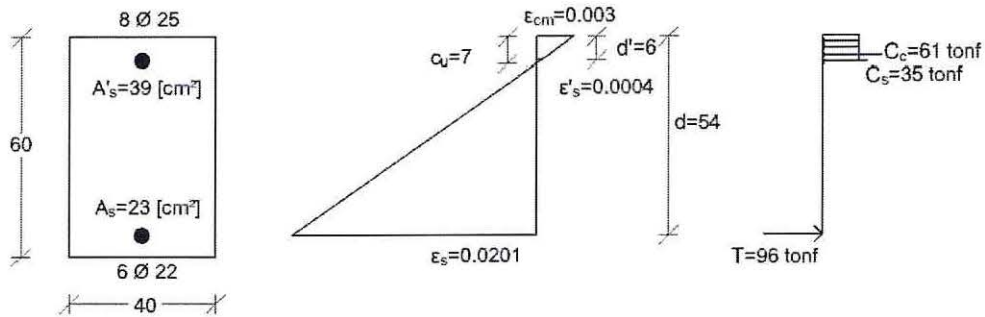


Figura 5.8 Diagrama de deformaciones unitarias y equilibrio de tensiones

Utilizando el diagrama de deformaciones unitarias de la figura 5.8 y realizando el equilibrio de tensiones con la sumatoria igual a cero, los resultados quedan expresados en tabla 5.4:

Tabla 5.4 Datos para el equilibrio de tensiones en viga para obtener curvatura última negativa.

c_u [cm]	ϵ_s	ϵ'_s	ϵ_c	f'_s [kgf/cm ²]	$0.85f'_c ab$ [kgf/cm ²]	$f'_s * A'_s$ [tonf]	C [tonf]	T [tonf]	M_n [tonf - m]
7	0.0201	0.0004	0.003	900	61	35	96	96	48

Luego de cumplir el equilibrio de tensiones, es posible obtener la curvatura última negativa calculada con la ecuación 5.7:

$$\varphi = \frac{0.003}{c_u} = \frac{0.003}{0.07} = 0.0429 \text{ [1/m]} \quad (5.7)$$

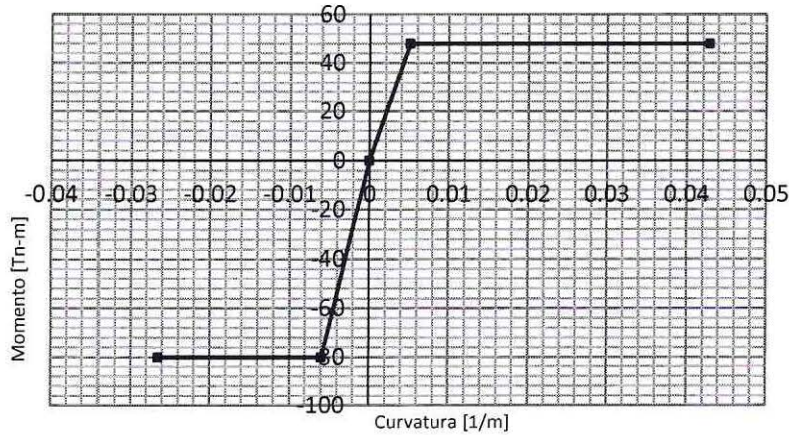


Gráfico 5.2 Diagrama momento-curvatura Viga.

5.2.1.2 Columnas

A diferencia de las vigas, las columnas poseen un diagrama M-C simétrico esto quiere decir que los momentos nominales positivos y negativos son iguales. Para calcular los valores y realizar el diagrama M-C, se utiliza un diagrama de deformaciones unitarias y de tensiones de la columna usando las características geométricas y propiedades de los materiales. Para ello se considera la carga $P_u = 449 \text{ tonf}$, obtenida como el promedio entre $P_{u,máx} = 594 \text{ tonf}$ y $P_{u,min} = 304 \text{ tonf}$ de la columna ubicada en el primer piso.

a.1. Cálculo curvatura de fluencia

El procedimiento para el cálculo de la curvatura de fluencia es similar al realizado en la sección de la viga. Primero se deja fijo el valor de $\epsilon_s = 0.002$, para luego comenzar a iterar variando el valor de c_y con el propósito de que se cumpla el equilibrio de tensiones. Para cumplir el equilibrio de tensiones en la sección de la columna, la suma entre la compresión de la ecuación 5.1 y la tracción de la ecuación 5.2 debe ser igual a la carga P_u , como se expresa en la ecuación 5.8:

$$\therefore C - T = P_u \quad (5.8)$$

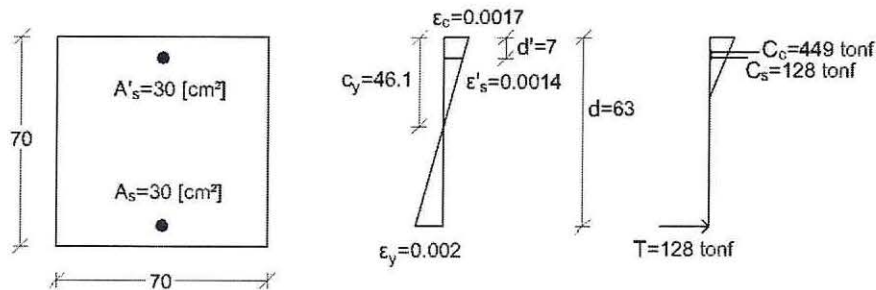


Figura 5.9 Diagrama de deformaciones unitarias y equilibrio de tensiones

Utilizando el diagrama de deformaciones unitarias de la figura 5.9 y realizando el equilibrio de tensiones con la sumatoria igual a la fuerza igual a $P_u = 449 \text{ tonf}$, los resultados quedan expresados en la tabla 5.5:

Tabla 5.5 Datos para el equilibrio de tensiones en columna para obtener curvatura fluencia.

c_y [cm]	ϵ_s	ϵ'_s	ϵ_c	f'_s [kgf/cm ²]	$f'_c \text{máx}$ [kgf/cm ²]	$f'_c \text{máx} * c_y * b/2$ [tonf]	$f'_s * A'_s$ [tonf]	C [tonf]	T [tonf]	P_u [tonf]
46.1	0.002	0.0014	0.0017	4200	278	449	128	576	128	449

Luego de cumplir el equilibrio de tensiones, es posible obtener la curvatura de fluencia calculada con la ecuación 5.9:

$$\varphi = \frac{0.0017}{c_y} = \frac{0.0017}{0.461} = 0.004 \text{ [1/m]} \quad (5.9)$$

b.2. Cálculo curvatura última

Para el cálculo de la curvatura última primero se mantiene fijo el valor de $\epsilon_c = 0.003$. Luego se comienza a iterar variando el valor de c_u con el propósito de que se cumpla el equilibrio de tensiones. Para cumplir el equilibrio de las tensiones, la suma de compresión y tracción en la sección de la columna debe ser igual a P_u , expresado en la ecuación 5.8.

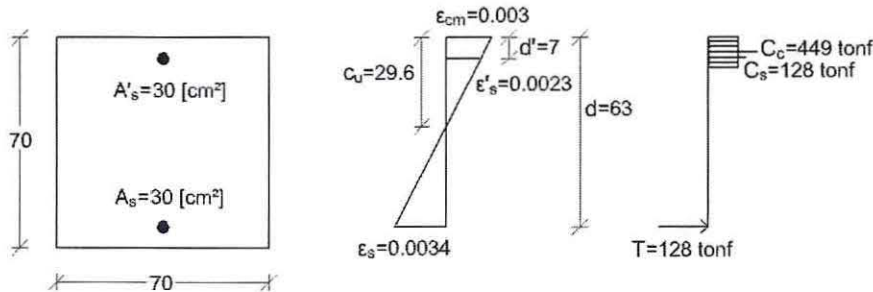


Figura 5.10 Diagrama de deformaciones unitarias y equilibrio de tensiones

Utilizando el diagrama de deformaciones unitarias de la figura 5.10 y realizando el equilibrio de tensiones con la sumatoria de fuerza igual a $P_u = 449 \text{ tonf}$, los resultados quedan expresados en tabla 5.6:

Tabla 5.6 Datos para el equilibrio de tensiones en columna para obtener curvatura última.

c_u [cm]	ϵ_s	ϵ'_s	ϵ_c	f'_s [kgf/cm ²]	$0.85f'_c ab$ [kgf/cm ²]	$f'_s * A'_s$ [tonf]	C [tonf]	T [tonf]	P_u [tonf]	M_n [tonf - m]
29.6	0.0034	0.0023	0.003	4200	449	128	577	128	449	171

Luego de cumplir el equilibrio de tensiones, es posible obtener la curvatura última calculada con la ecuación 5.10:

$$\varphi = \frac{0.003}{\epsilon_u} = \frac{0.003}{0.296} = 0.0101 \text{ [1/m]} \quad (5.10)$$

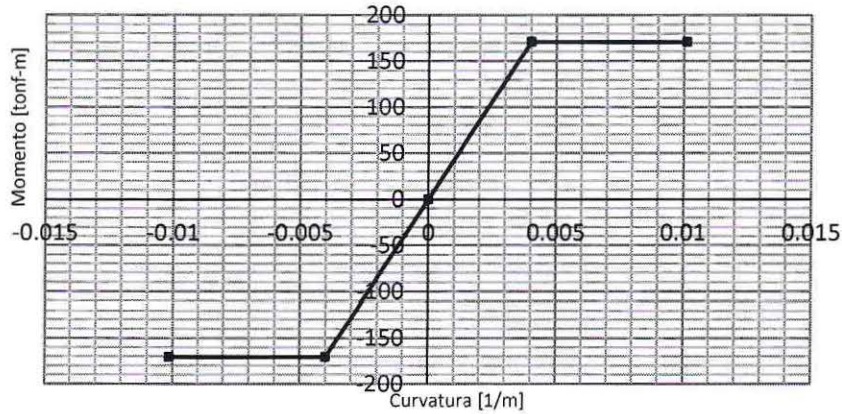


Gráfico 5.3 Diagrama momento-curvatura columna

a. Muro de hormigón armado

El procedimiento para el cálculo de la curvatura de fluencia y la curvatura última del muro, es similar al método realizado para obtener las curvaturas de la columna. Se considera la carga $P_u = 727 \text{ tonf}$, obtenida como el promedio del $P_{u\text{máx}} = 936 \text{ tonf}$ y $P_{u\text{min}} = 518 \text{ tonf}$ del muro en el primer piso.

c.1. Cálculo curvatura de fluencia

El cálculo de la curvatura de fluencia del muro es el mismo al realizado en la sección de la columna.

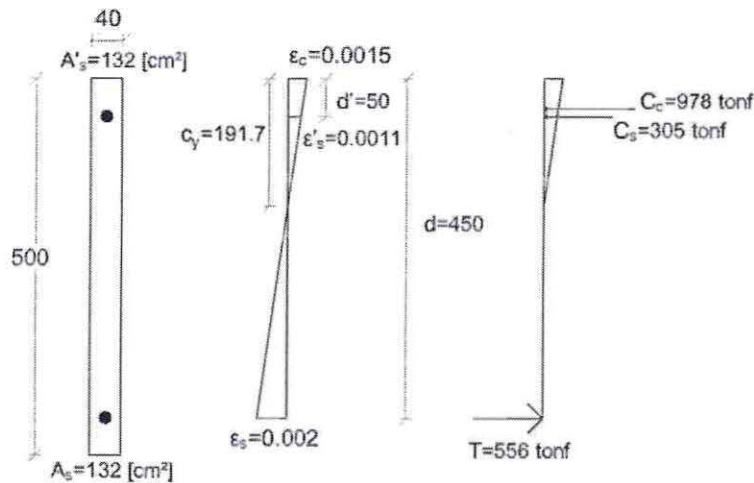


Figura 5.11 Diagrama de deformaciones unitarias y equilibrio de tensiones

Utilizando el diagrama de deformaciones unitarias de la figura 5.11 y realizando el equilibrio de tensiones con la sumatoria igual a la fuerza de $P_u = 727 \text{ tonf}$, los resultados quedan expresados en tabla 5.7:

Tabla 5.7 Datos para el equilibrio de tensiones en muro para obtener curvatura fluencia.

c_y [cm]	ϵ_s	ϵ'_s	ϵ_c	f'_s [kgf/cm ²]	$f_c \text{máx}$ [kgf/cm ²]	$f_c \text{máx} * c_y * b/2$ [tonf]	$f'_s * A'_s$ [tonf]	C [tonf]	T [tonf]	P_u [tonf]
191.7	0.002	0.0011	0.0015	2304	255	978	305	1283	556	727

Con el valor de $\epsilon_c = 0.0015$ de la figura 5.11, es posible calcular la curvatura de fluencia para el muro con la ecuación 5.11:

$$\varphi = \frac{0.0015}{c_y} = \frac{0.0015}{1.917} = 0.00077 \text{ [1/m]} \quad (5.11)$$

c.2. Cálculo curvatura última ($\epsilon_c = 0.003$)

El procedimiento para el cálculo de la curvatura última del muro es el mismo al realizado en la sección de la columna.

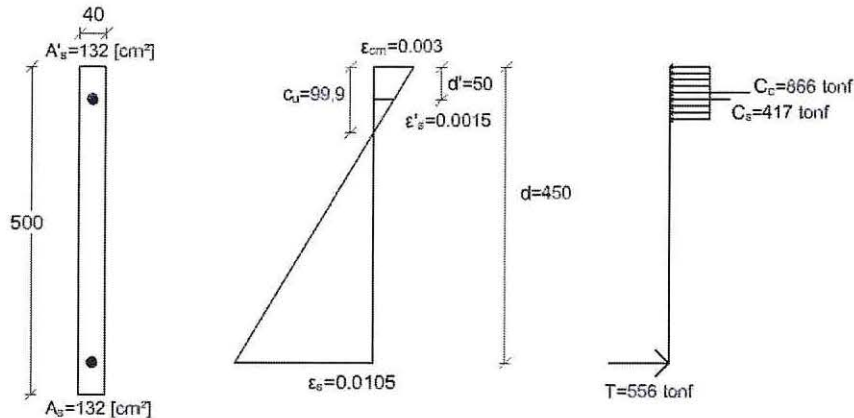


Gráfico 5.4 Diagrama de deformaciones unitarias y equilibrio de tensiones.

Utilizando el diagrama de deformaciones unitarias de la figura 5.4 y realizando el equilibrio de tensiones con la sumatoria de fuerza igual a $P_u = 727 \text{ tonf}$, los resultados quedan expresados en la tabla 5.8:

Tabla 5.8 Datos para el equilibrio de tensiones en muro para obtener curvatura última.

c_u [cm]	ϵ_s	ϵ'_s	ϵ_c	f'_s [kgf/cm ²]	$0.85f'_c ab$ [kgf/cm ²]	$f'_s * A'_s$ [tonf]	C [tonf]	T [tonf]	P_u [tonf]	M_n [tonf - m]
99.9	0.0105	0.0015	0.003	3147	866	417	1283	556	727	3738

Luego de cumplir el equilibrio de tensiones, es posible obtener la curvatura última calculada con la ecuación 5.12:

$$\varphi = \frac{0.003}{c_u} = \frac{0.003}{0.999} = 0.003 \text{ [1/m]} \quad (5.12)$$

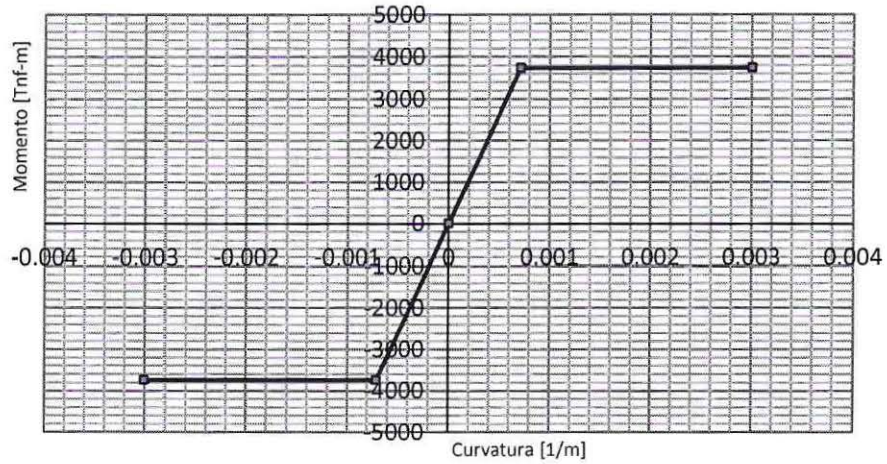


Gráfico 5.5 Diagrama Momento-curvatura muro.

5.3. Resorte no lineal a flexión.

Para ajustar las propiedades de vigas, columnas y muro de hormigón armado, es importante definir un criterio a través del cual se pueda asignar las propiedades no lineales de los resortes. El criterio es reconocer las zonas donde se espere que los elementos incurrieren en el rango inelástico (figura 5.12), siendo los extremos para las vigas y en la base tanto de las columnas como también del muro de hormigón armado representado en la figura 5.13.

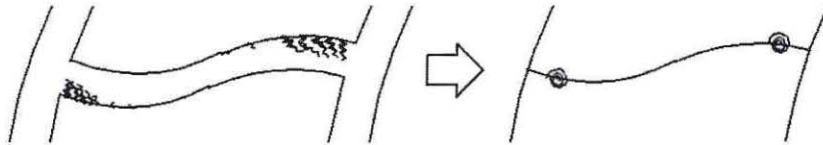


Figura 5.12 Representación de la incursión en el rango inelástico de una viga.

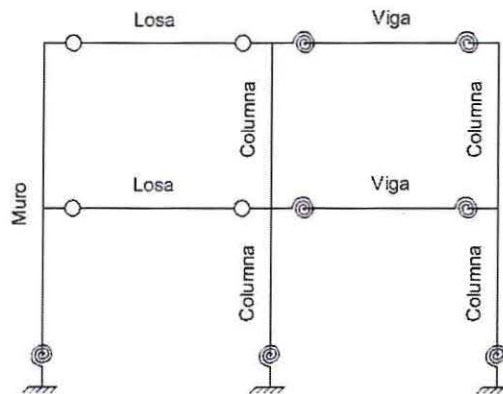


Figura 5.13 Esquema de resortes en columnas, muros y vigas, de hormigón armado.

Se determinan las propiedades de los resortes no lineales, primero definiendo un largo de plastificación del elemento.

Definiendo rotación como se presenta en la ecuación 5.13:

$$\theta = \int_{l_p} \varphi dx \quad (5.13)$$

Para efectos prácticos, considerando un pequeño tramo de plastificación la curvatura del elemento se considera constante en la longitud de plastificación.

$$\varphi = \text{constante en } l_p \quad (5.14)$$

l_p se considera como el largo de plastificación. Por lo tanto para modelar los resortes, el largo de plastificación se asume igual al largo del resorte representado en la ecuación 5.15.

$$l_p = l_r \quad (5.15)$$

En relación a lo anterior, la rotación queda definida como la integral de la curvatura considerando una pequeña longitud de plastificación l_p , especificada en la ecuación 5.15 como la longitud del resorte representado en la figura 5.14:

$$\theta = \int_0^{L_r} \varphi dx \cong \varphi L_r \quad (5.16)$$

$$\varphi = \frac{\theta}{L_r} \quad (5.17)$$

Con la ecuación 5.17 es posible comparar o cambiar de un diagrama de momento-curvatura a un diagrama de momento-rotación, con el fin de ser consistentes con los resultados.

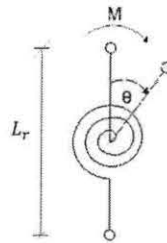


Figura 5.14 Resorte no lineal a flexión.

Donde:

θ = Rotación o giro en el tramo del resorte

φ = Curvatura en el tramo del resorte

L_r = Longitud del resorte

Es importante señalar que la longitud de los resortes para los elementos de las vigas, columnas y el muro, es considerada del mismo valor por el motivo de que los resultados del análisis deben ser consistentes con los efectos que se podrían producir en la realidad. Se evidencia particularmente en la diferencia que tendría la longitud plástica del muro, calculada como $l_p = l_w/2$ de la cual se obtendría valores muy grandes, en comparación con la longitud plástica de las columnas.

5.3.1. Modelo histerético Takeda

Para realizar el análisis dinámico no lineal de los modelos se utiliza un modelo histerético desarrollado por Takeda (1970), a partir de los resultados experimentales de ensayos realizados en elementos de hormigón armado, con un simulador sísmico en la Universidad de Illinois.

Grandes daños causados por el deterioro del corte no se consideran en el modelo ya que este modelo de Takeda (similar al modelo de Clough), simula el comportamiento a la flexión predominantemente representado en el gráfico 5.6 [17].

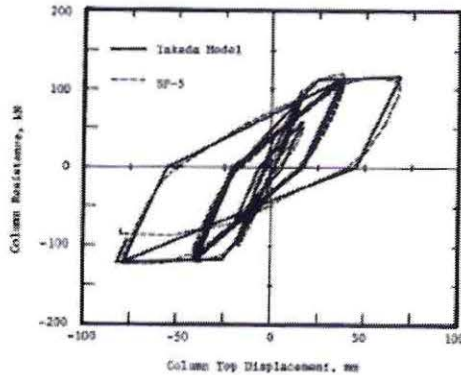


Gráfico 5.6 Degradación de la rigidez en modelo Takeda.

Además, los modelos de histéresis simplificados de Takeda fueron propuestos por Otani y Sozen (1972) y por Powell (1975), utilizando una curva bilineal como esqueleto.

El comportamiento histerético de los elementos de hormigón armado en este caso específicamente para las vigas, columnas y muros, deben ser capaces de representar el comportamiento inelástico, la disminución de la rigidez del elemento debido al agrietamiento del concreto y a la pérdida de adherencia en la interface acero-hormigón. Este modelo tiene básicamente cinco rangos diferentes (gráfico 5.7), identificado por números en círculos y superíndices + y -, que indican el sentido de la carga. Los rangos pueden ser descritos de la siguiente manera [18]:

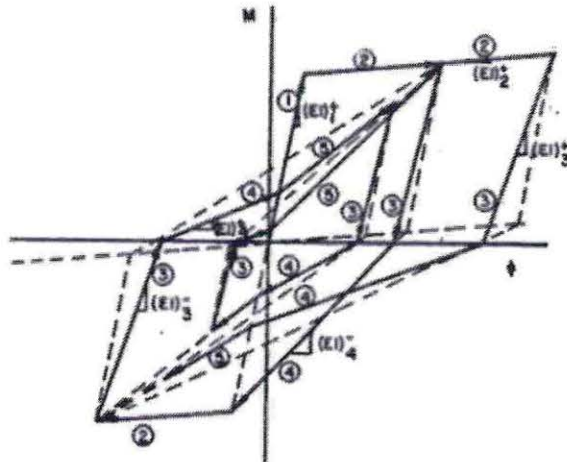


Gráfico 5.7 Curva de comportamiento de Takeda-modificada [18]

- Un rango elástico inicial " $(EI)_1$ ". Donde la carga y descarga se comporta de forma elástica (lineal) si el momento de fluencia no es excedido.
- Rango inelástico " $(EI)_2$ ". Si el momento excede el momento de fluencia y aún sigue aumentando, la rigidez es mucho menor que la rigidez inicial.
- Rango Inelástico " $(EI)_3$ ". Si el momento disminuye después de haber excedido el momento de fluencia, la rigidez es menor que la rigidez inicial pero mayor que la rigidez " $(EI)_2$ ".

- Rango inelástico durante el cierre de grietas "(EI)₄". Cuando la recarga es de sentido opuesto a la recarga anterior comienza el cierre de las grietas, por lo tanto la rigidez del elemento es muy bajo.
- Rango inelástico después del cierre de grietas "(EI)₅". Al momento de que todas las grietas del concreto se cierran, la rigidez del elemento se recupera por el buen comportamiento del hormigón a compresión.

5.4. Resorte no lineal de tipo viscoso

Definido el resorte no lineal para el caso del amortiguador de tipo viscoso en la sección 2.4.4, es posible identificar el modelo y los datos a utilizar para el caso del sistema sismoresistente.

Por lo tanto, los valores utilizados son:

- Rigidez k , de la ecuación 2.2:

$$k = 43981 \text{ [tonf/m]} \quad (2.2)$$

- Coeficiente de amortiguamiento C , de la ecuación 4.2:

$$C = 2210 \text{ [ton - s/m]} \quad (4.2)$$

- Exponente para disipadores viscosos lineales, sección 2.4.4.2:

$$\alpha = 1$$

5.5. Registros sísmicos

La norma de disipación actualmente en consulta pública recomienda evaluar el comportamiento de los modelos analizados frente a registros de gran magnitud. Para este análisis tiempo-historia se consideran específicamente los registros de aceleraciones corregidos correspondientes al terremoto del Maule ocurrido el 27 de Febrero de 2010 en Chile, estación Constitución, Concepción y Viña Centro representados en los gráficos 5.8, 5.9 y 5.10 respectivamente.

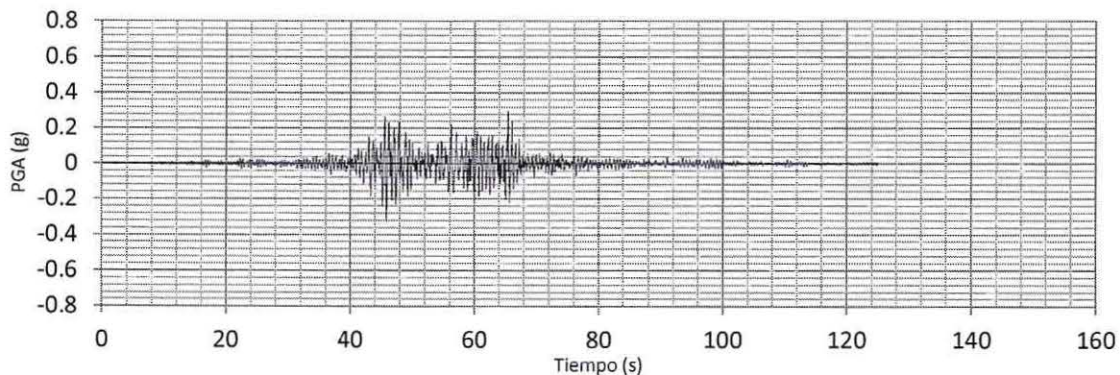
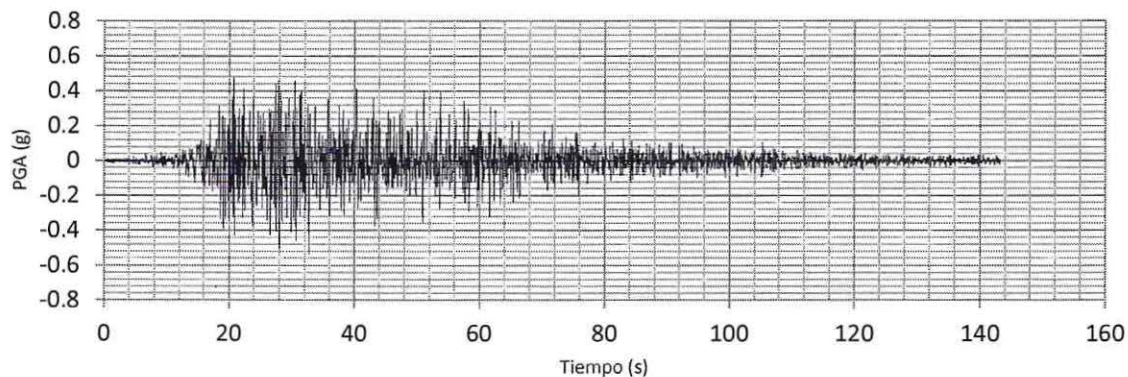
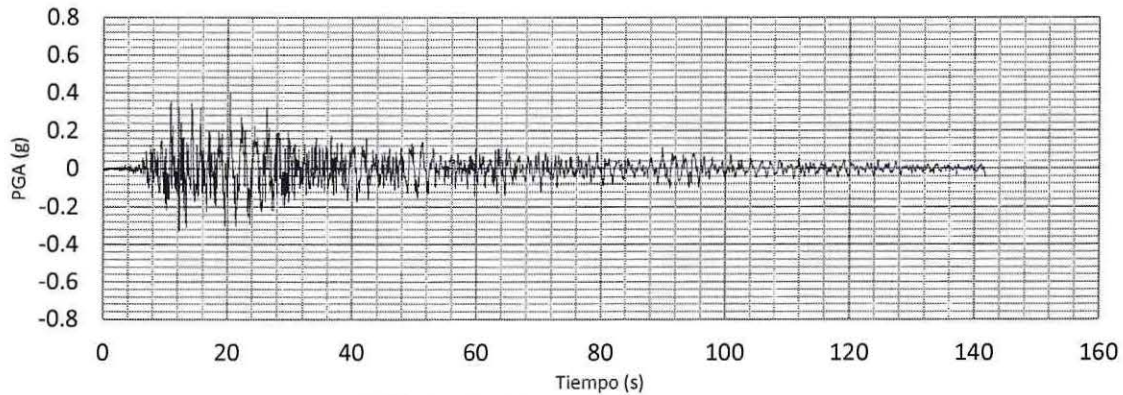


Tabla 5.9 PGA máximos de los registros utilizados

Registro sísmico	Concepción	Constitución	Viña del Mar
PGA	0.40g	0.54g	0.33g

El criterio de escoger tres registros sísmicos se debe principalmente a que la nueva norma de disipación de energía recomienda usar mínimo tres registros para obtener de ellos los máximos resultados (desplazamientos, drift, esfuerzos, aceleraciones de piso).

Para cada registro sísmico se obtiene su espectro de respuesta con un amortiguamiento del 5%. Los resultados obtenidos para cada registro sísmico se encuentran detallados en el gráfico 5.11. Se observa que el espectro de respuesta generado por el registro de Constitución se encuentra la mayor parte del instante por sobre el espectro para una zona sísmica 3 y suelo tipo D.

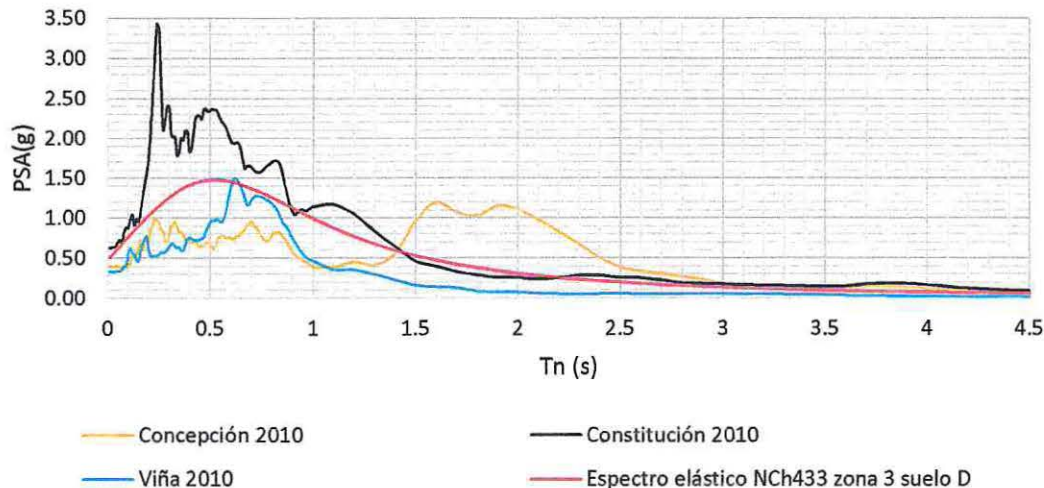


Gráfico 5.11 Espectros de respuestas de los registros sísmicos y espectro elástico zona 3 suelo D

Capítulo VI

6. Resultados.

6.1. Comparación de parámetros de desempeño.

6.1.1. Desplazamientos máximos

En los siguientes gráficos se presentan los resultados de los desplazamientos máximos absolutos para los tres sistemas con los respectivos registros utilizados.

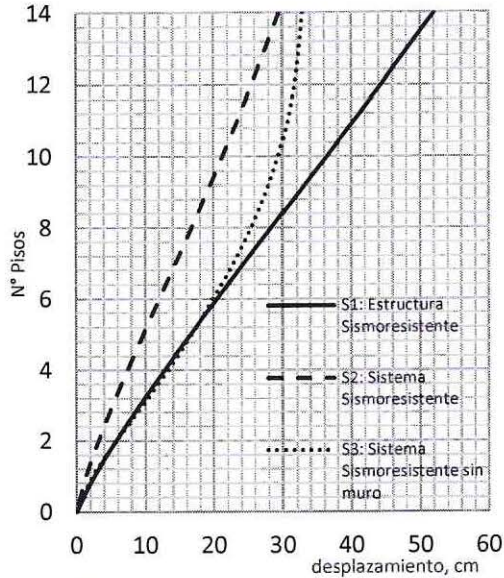


Gráfico 6.1 Desplazamientos registro Concepción

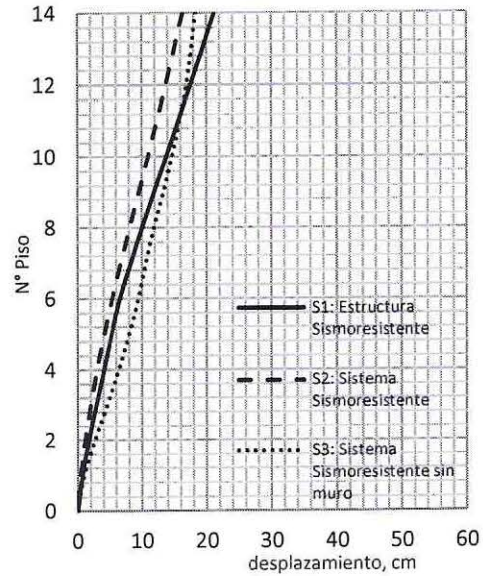


Gráfico 6.2 Desplazamientos registro Constitución

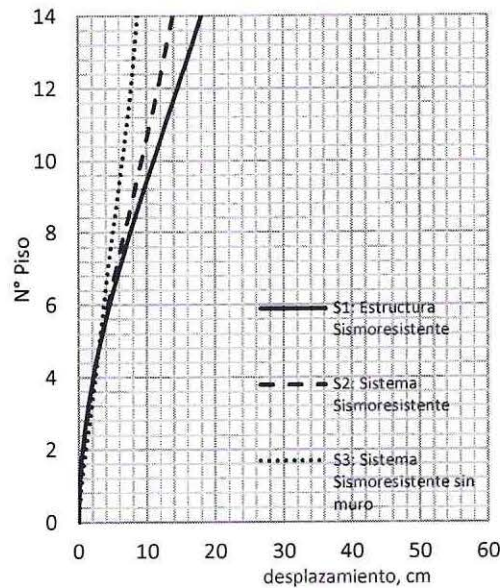


Gráfico 6.3 Desplazamientos registro Viña del Mar

La tabla 6.1 describe los desplazamientos absolutos máximos para los tres sistemas y registros usados, incorporando los porcentajes de reducción de los desplazamientos para los sistemas con disipación con respecto a la estructura sismoresistente tradicional.

Tabla 6.1 Desplazamientos máximos absolutos

Sistemas	Concepción [cm]	Constitución [cm]	Viña del mar [cm]	Promedio [cm]	Reducción %
ES	52.1	21.2	18.1	30.5	-
SS	29.6	16.3	13.9	19.9	35
SSSM	32.9	18.3	8.7	20.0	34

6.1.2. Deformaciones remanentes

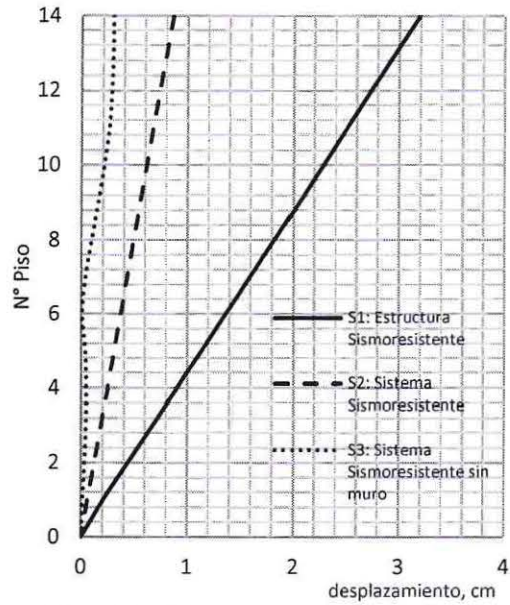


Gráfico 6.4 Deformaciones remanentes Concepción

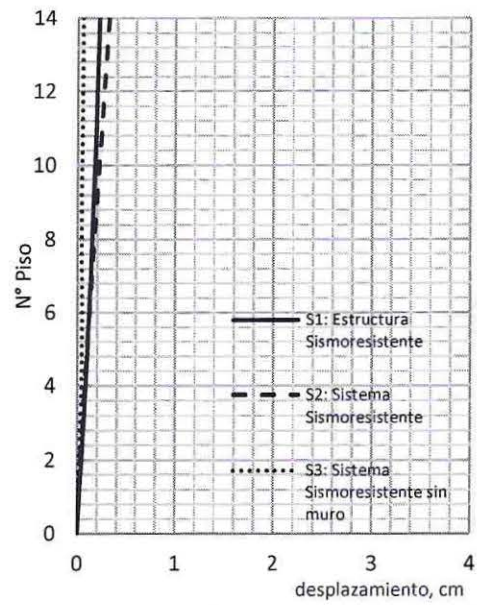


Gráfico 6.5 Deformaciones remanentes Constitución

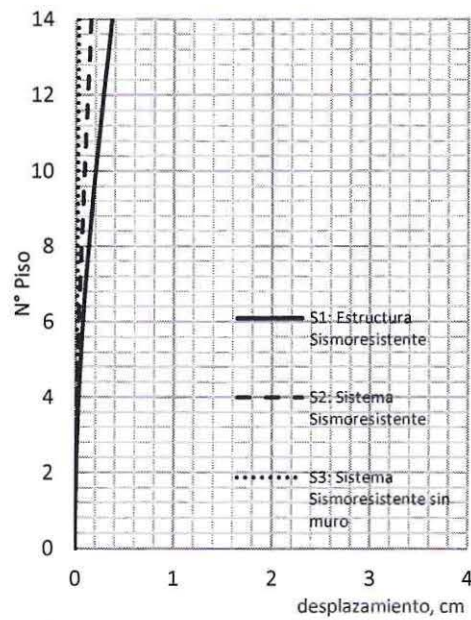


Gráfico 6.6 Deformaciones remanentes Viña del mar

6.1.3. Desplazamientos relativos entrepisos

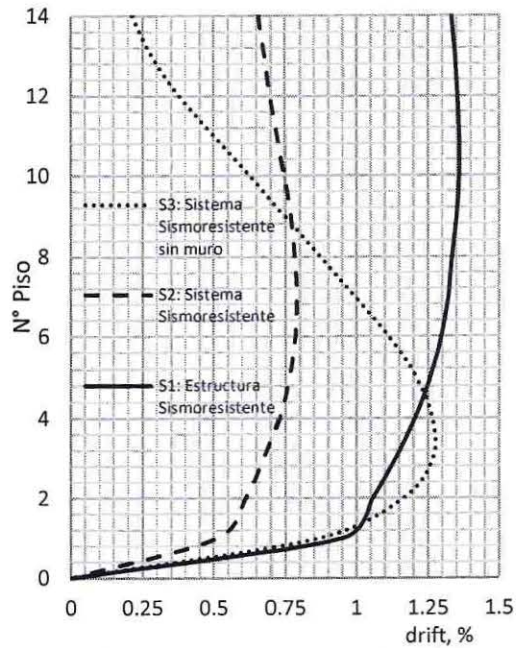


Gráfico 6.7 Desplazamientos relativos entrepisos Concepción

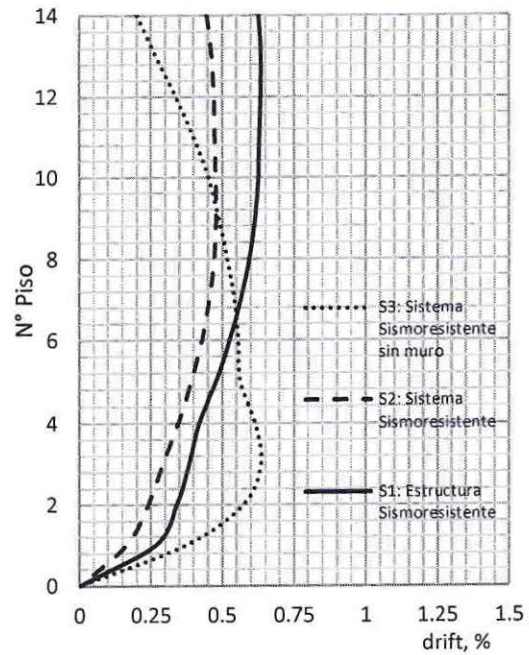


Gráfico 6.8 Desplazamientos relativos entrepisos Constitución

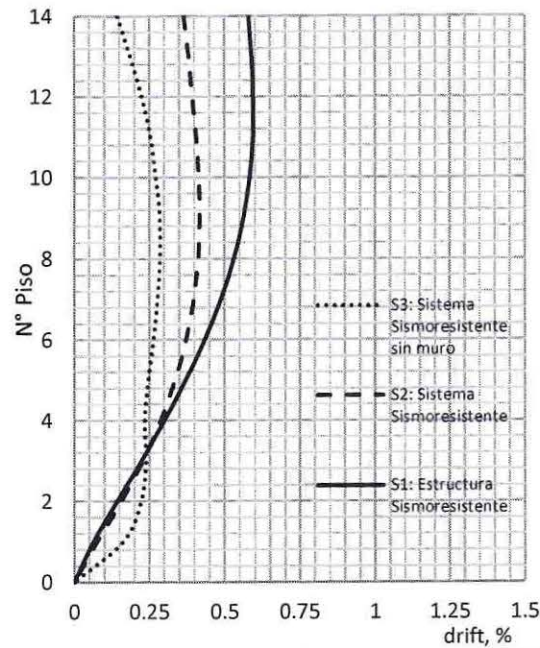


Gráfico 6.9 Desplazamientos relativos entrepisos Viña del Mar

La tabla 6.2 describe los desplazamientos relativos entrepisos para los tres sistemas y registros utilizados, incorporando los porcentajes de reducción de los desplazamientos para los sistemas con disipación con respecto a la estructura sismoresistente tradicional.

Tabla 6.2 Desplazamientos relativos entrepisos

Sistemas	Concepción	Constitución	Viña del mar	Promedio	Reducción %
ES	0.0136	0.0064	0.0059	0.0086	-
SS	0.0079	0.0048	0.0042	0.0056	35
SSSM	0.0127	0.0064	0.0029	0.0073	15

6.1.4. Aceleraciones absolutas de piso

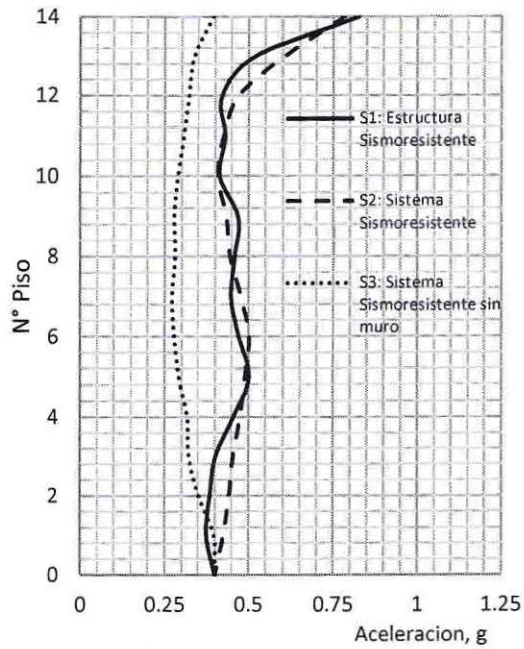


Gráfico 6.10 Aceleraciones de piso registro Concepción

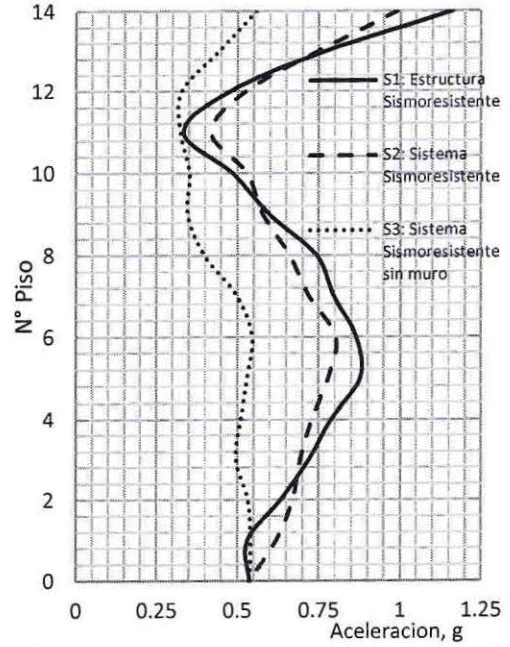


Gráfico 6.11 Aceleraciones de piso registro Constitución

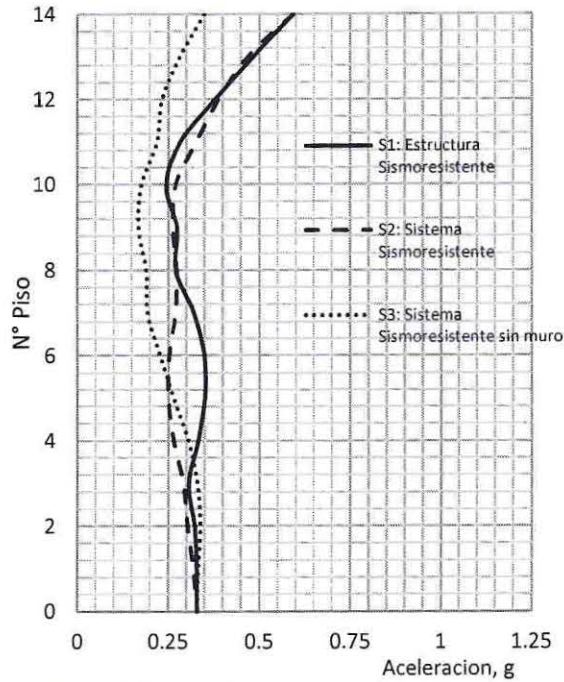


Gráfico 6.12 Aceleraciones de piso registro Viña del Mar.

La tabla 6.3 describe las aceleraciones máximas absolutas para los tres sistemas y registros utilizados, incorporando los porcentajes de reducción de las aceleraciones para los sistemas con disipación con respecto a la estructura sismoresistente tradicional.

Tabla 6.3 Aceleraciones máximas absolutas

Sistemas	Concepción [g]	Constitución [g]	Viña del mar [g]	Promedio [g]	Reducción %
ES	0.83	1.16	0.59	0.9	-
SS	0.78	0.99	0.59	0.8	8
SSSM	0.27	0.33	0.17	0.3	70

6.1.5. Demanda de ductilidad

Las estructuras sin sistemas de disipación deben ser capaces de absorber y disipar energía de deformación sufriendo daños sin llegar al colapso si se presenta una eventualidad sísmica severa. Por su parte las estructuras con sistemas de disipación, deben ser capaces de absorber la mayor cantidad de energía y de esta forma tratar de que los elementos estructurales no incurrieren en el rango inelástico.

Es importante considerar la ductilidad de los elementos resistentes. Se encuentra relacionada directamente con la capacidad de deformación que tiene una estructura, superando las deformaciones de fluencia en las zonas críticas, sin perder su capacidad de soportar cargas. De esta forma se puede cuantificar analizando el comportamiento inelástico de los elementos bajo cargas cíclicas.

Se analiza la razón de ductilidad de curvatura en las zonas críticas de los elementos. La razón de ductilidad se define como el cociente entre la curvatura máxima que experimentan los resortes no lineales producto de los diferentes registros sísmicos usados, y la curvatura de fluencia.

El propósito es determinar y comparar las demandas de ductilidad de curvatura utilizando la ecuación 6.1:

$$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (6.1)$$

1. Curvas de histéresis

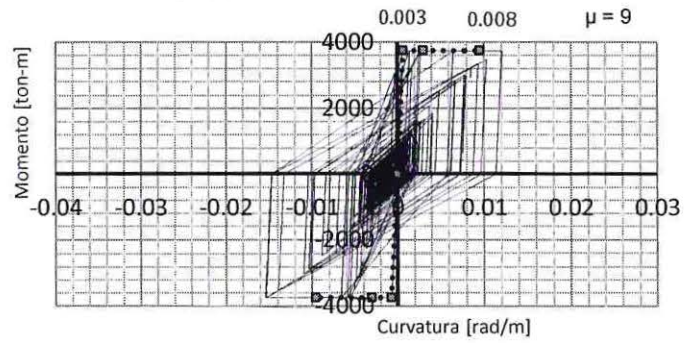
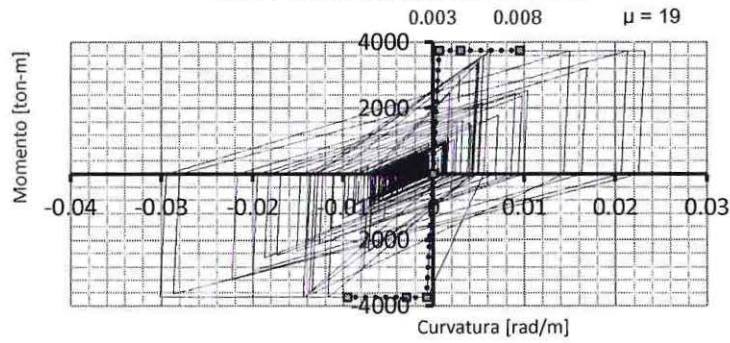
Los siguientes diagramas corresponden a las curvas de histéresis obtenidas para determinar las demandas de ductilidad de los elementos modelados con resortes no lineales a flexión, considerando los registros anteriormente mencionados. Se agrupan por elemento estructural dependiendo del modelo y registro utilizado.

(i) Diagramas de histéresis: Muros

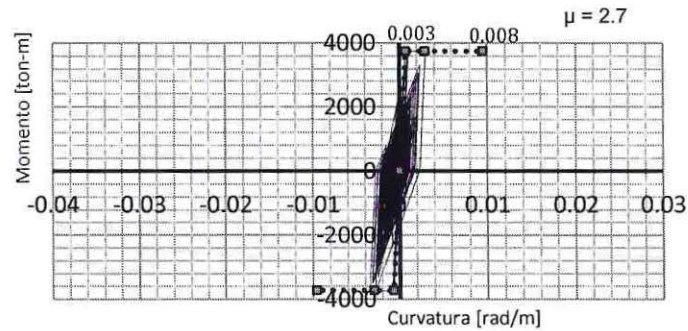
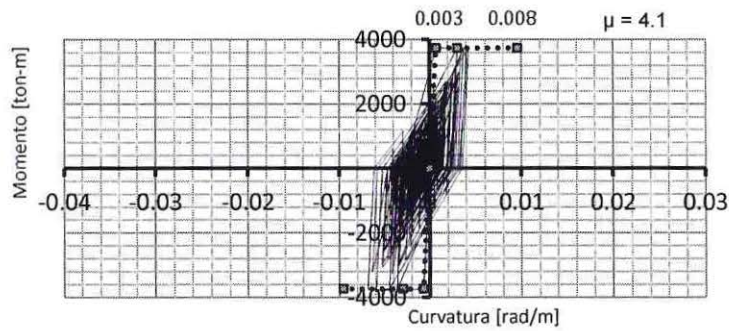
ES: ESTRUCTURA SISMORESISTENTE

SS: SISTEMA SISMORESISTENTE

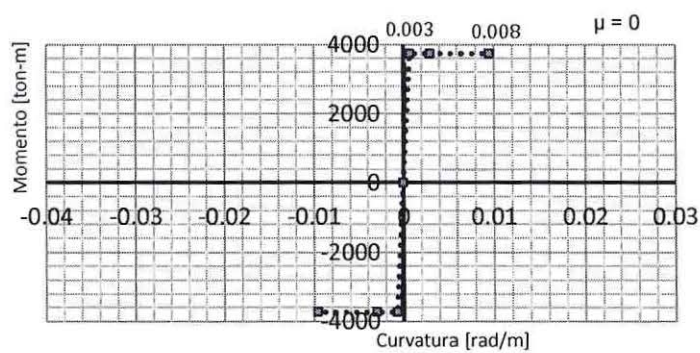
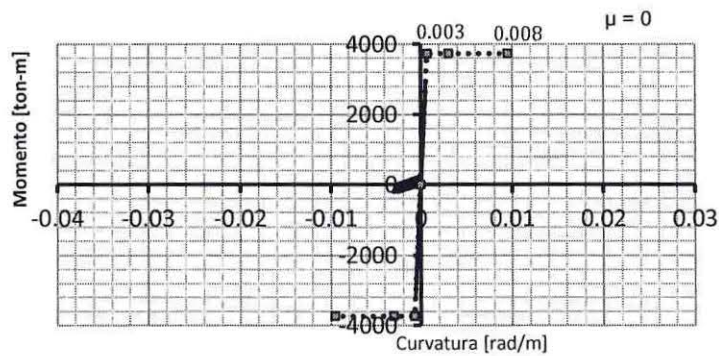
C
O
N
C
E
P
C
I
O
N



C
O
N
S
T
I
T
U
C
I
O
N



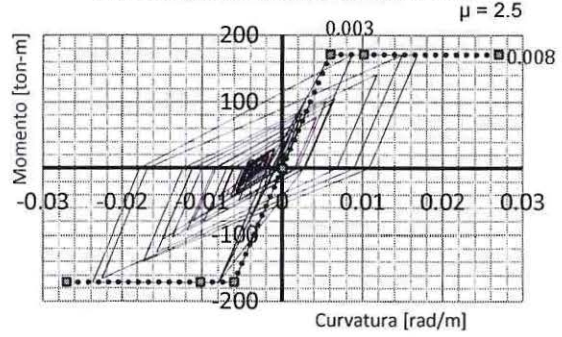
V
I
Ñ
A
C
E
N
T
R
O



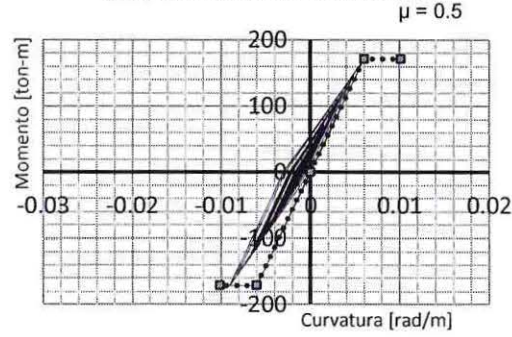
(ii) Diagramas de histéresis: Columnas

C
O
N
C
E
P
C
I
O
N

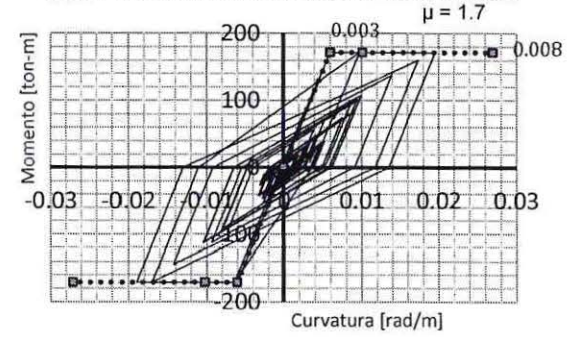
ES: ESTRUCTURA SISMORESISTENTE



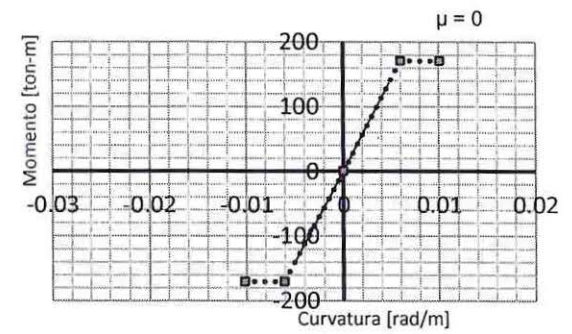
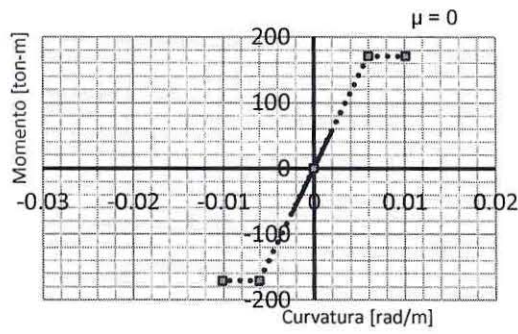
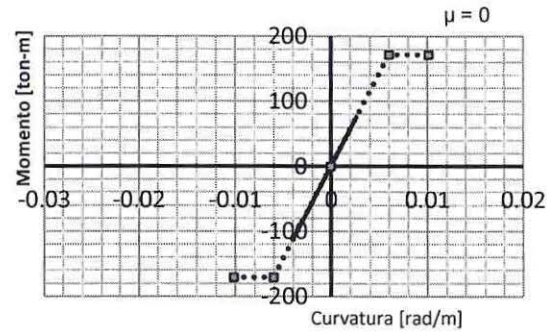
SS: SISTEMA SISMORESISTENTE



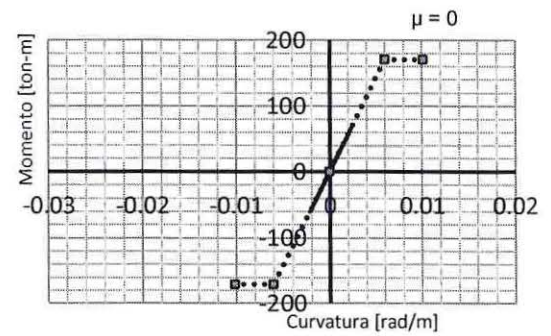
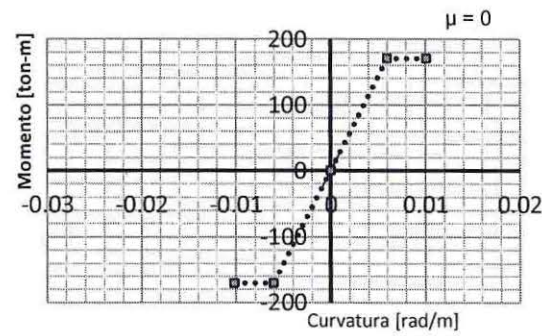
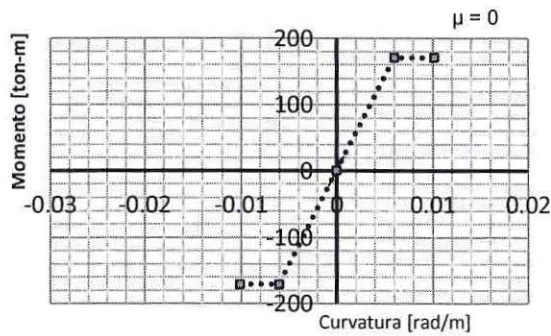
SSSM: SISTEMA SISMORESISTENTE SIN MURO



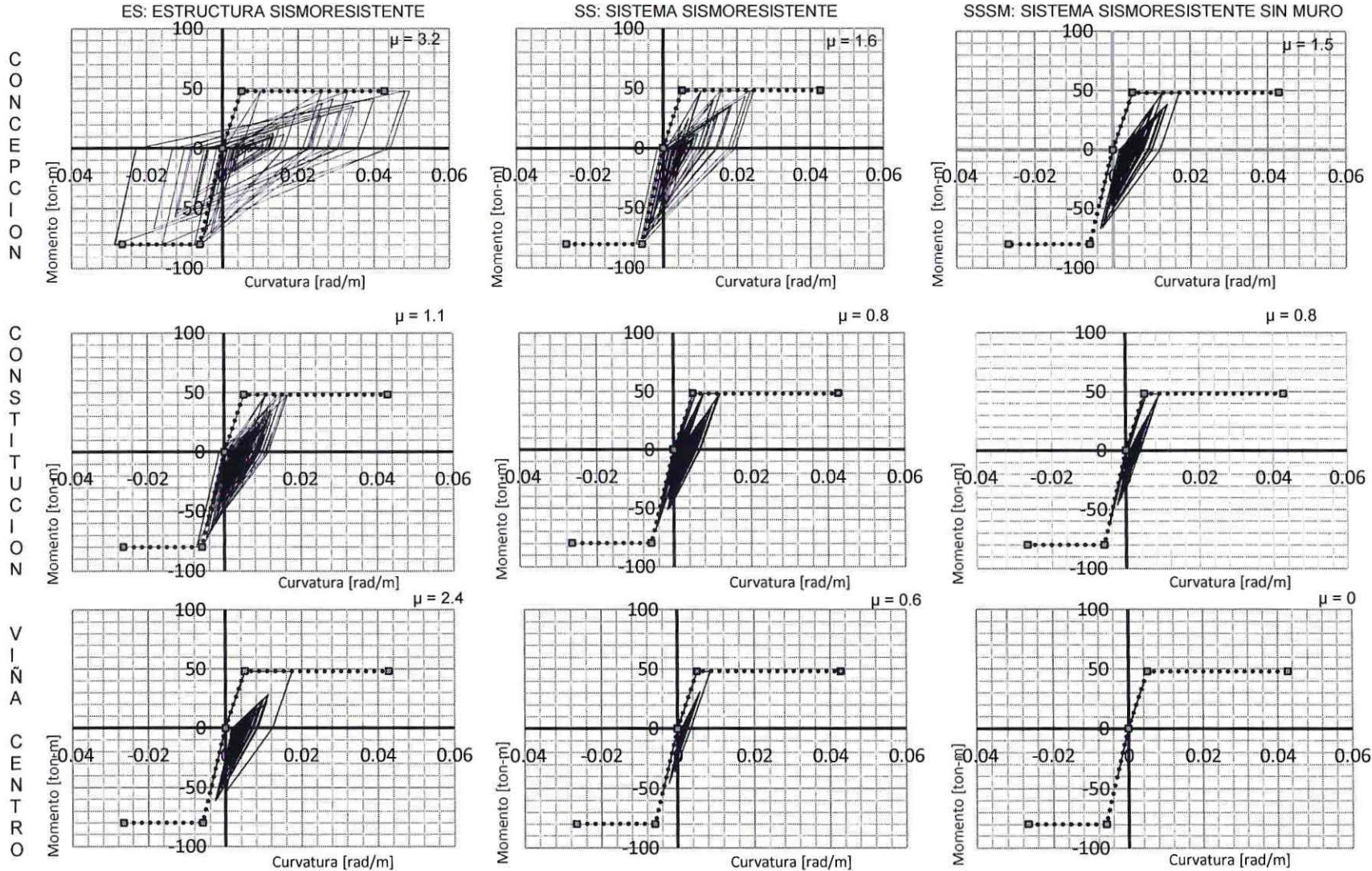
C
O
N
S
T
I
T
U
C
I
O
N



V
I
Ñ
A
C
E
N
T
R
O



(iii) Diagramas de histéresis: Vigas

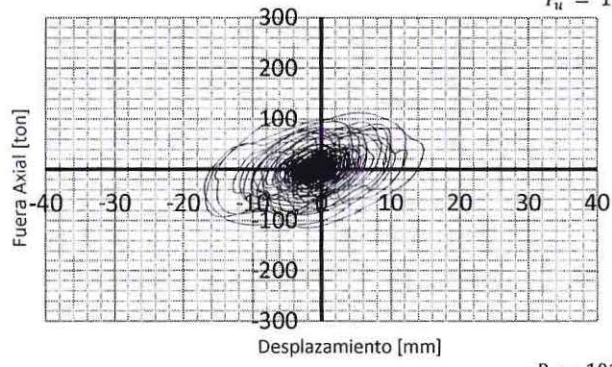


(iv) Diagramas de histéresis: Disipador

C
O
N
C
E
P
C
I
O
N

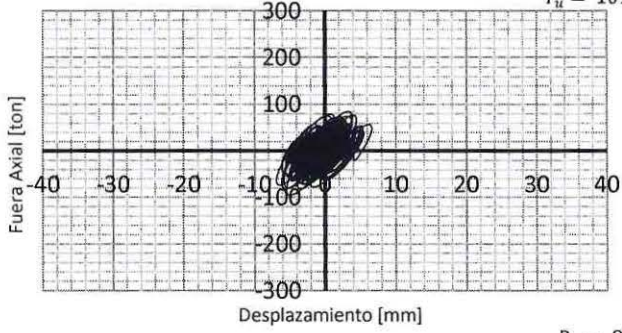
SS: SISTEMA SISMORESISTENTE

$P_u = 114 \text{ tonf}$



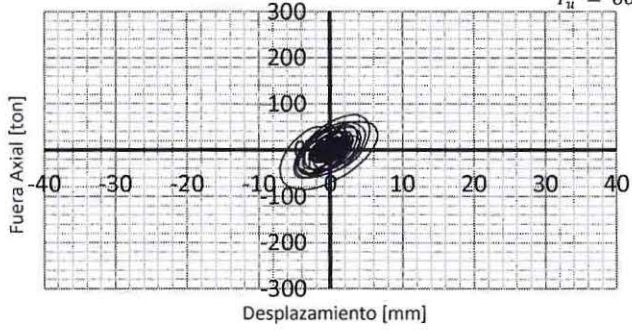
C
O
N
S
T
I
T
U
C
I
O
N

$P_u = 101 \text{ tonf}$



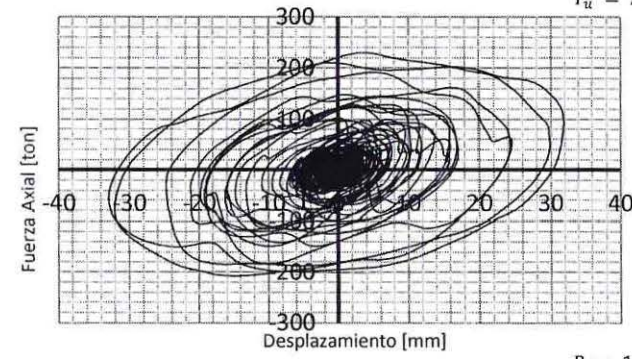
V
I
Ñ
A
C
E
N
T
R
O

$P_u = 86 \text{ tonf}$

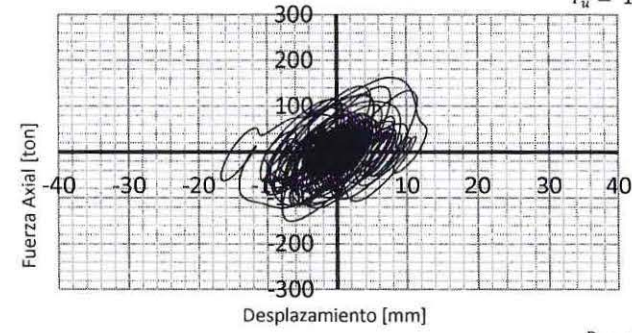


SSSM: SISTEMA SISMORESISTENTE SIN MURO

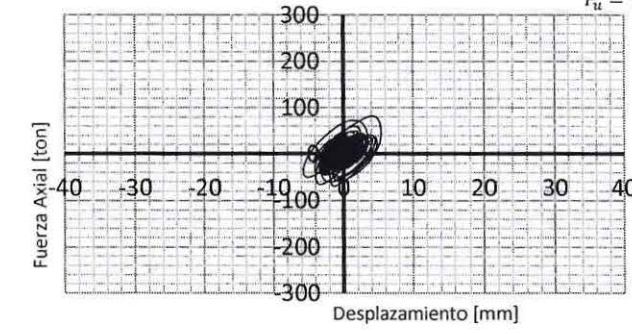
$P_u = 230 \text{ tonf}$



$P_u = 162 \text{ tonf}$



$P_u = 82 \text{ tonf}$



6.1.6. Esfuerzos axiales absolutos máximos de los dispositivos

Con el objetivo de comparar el desempeño de los sistemas con y sin muro, se presentan las siguientes figuras que representan los máximos esfuerzos absolutos de los dos sistemas con disipación. De los resultados del sistema sismoresistente se puede obtener el máximo valor para la selección del dispositivo, siendo el esfuerzo axial máximo de 114 tonf, correspondiente al registro de Concepción. El dispositivo no se diseña para el sistema sismoresistente sin muro, ya que los resultados sólo se utilizan a modo de análisis y comparación en los desempeños.

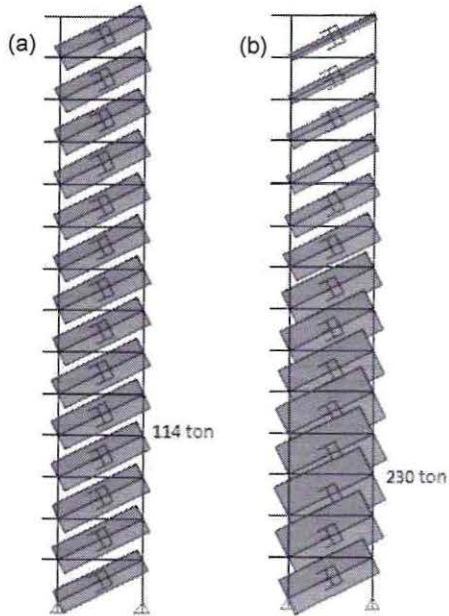


Figura 6.1 Esfuerzos axiales registro Concepción
(a) Sistema sismoresistente (b) Sistema sismoresistente si muro

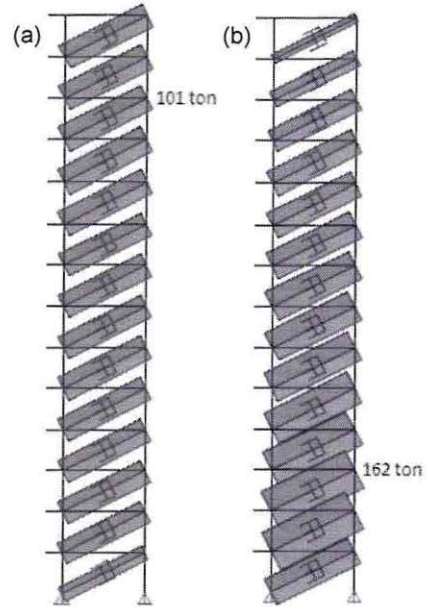


Figura 6.2 Esfuerzo axiales registro Constitución
(a) Sistema sismoresistente (b) Sistema sismoresistente sin muro

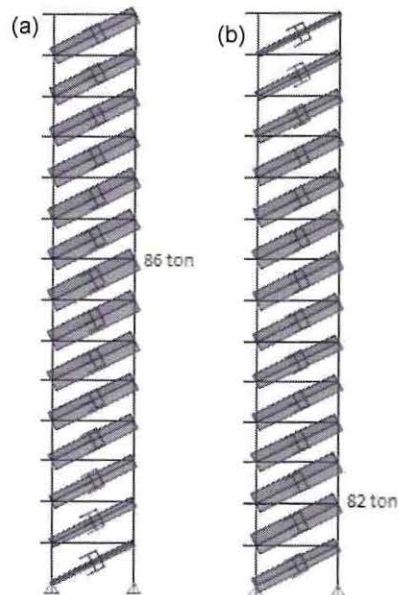


Figura 6.3 Esfuerzo axiales registro Viña del Mar (a) Sistema sismoresistente (b) Sistema sismoresistente sin muro

6.1.7. Verificación diseño de diagonal metálica

La cláusula 2.2.2 de la norma de disipación chilena menciona que para el análisis y diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía, es necesario seguir la metodología descrita en la cláusula 8.4.2 de la norma NCh2745. Se debe comparar el espectro elástico de desplazamiento de la norma NCh433 of. 96 Mod. 2009 con el espectro de respuesta resultante de los tres registros utilizados.

Primero para obtener el espectro de respuesta resultante en este caso de los tres registros siguiendo la cláusula 8.4.2 de la NCh2745, es necesario combinar los espectros de manera que la raíz cuadrada del promedio de los espectros al cuadrado se obtenga el espectro resultante tal como se indica en la ecuación 6.2:

$$S_a = \sqrt{\frac{S_{a1}^2 + S_{a2}^2 + S_{a3}^2}{3}} \quad (6.2)$$

La norma NCh2745 indica que el espectro de respuesta resultante no debe ser menor que 1.17 veces el espectro del sismo de diseño, siendo en este caso el espectro elástico de desplazamiento amplificado de acuerdo a la norma de disipación por 1.2.

En la norma de disipación se establece que el espectro elástico de desplazamiento es el utilizado del Decreto Supremo N°61 como el desplazamiento lateral de diseño de techo, con la ecuación 6.3:

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_o C_d^* \quad (6.3)$$

Por lo tanto es posible obtener el espectro de pseudoaceleraciones a partir del espectro de desplazamiento con el fin de ser consistentes con la comparación del espectro de respuesta resultante calculado anteriormente. Primero, para calcular dicho espectro de pseudoaceleración se considera que el esfuerzo de corte máximo es según la ecuación 6.4:

$$V_{m\acute{a}x} = k * S_{de} \quad (6.4)$$

Por otro lado, la frecuencia se puede expresar como:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \Rightarrow \omega^2 = \frac{k}{m} \Rightarrow k = m * \omega^2 \quad (6.5)$$

Despejando la rigidez k de la ecuación 6.5, para reemplazarla en la ecuación 6.4 se obtiene:

$$\begin{aligned} V_{m\acute{a}x} &= k * S_{de} = m * \omega^2 * S_{de} = m * S_a \\ \therefore S_a &= \omega^2 * S_{de} \end{aligned} \quad (6.6)$$

Además, se conoce que $\omega = 2\pi/T$. Sustituyendo en la ecuación 6.6 resulta:

$$S_a = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 * S_{de} \Rightarrow S_a = \frac{4\pi^2}{T^2} * S_{de} \quad (6.7)$$

Finalmente, según la norma de disipación chilena es necesario multiplicar S_{de} por el factor 1.2, quedando expresado en definitiva el espectro de pseudoaceleración como lo indica la ecuación 6.8:

$$S_a = \frac{4\pi^2}{T^2} * (1.2 * S_{de}) \quad (6.8)$$

Considerando los periodos fundamentales del SS (Sistema sismoresistente) y del SSSM (Sistema sismoresistente sin muro) la zona más próxima entre los espectros corresponde justo para el periodo del SS representado en el gráfico 6.13. Por lo tanto, es necesario amplificar el espectro resultante por medio de un factor para mantener el requerimiento de que el espectro resultante no sea menor a 1.17 veces el espectro elástico amplificado según la norma de disipación chilena por 1.2.

Dicho factor de amplificación calculado corresponde a 2.1 y fue obtenido de forma iterativa hasta lograr el requerimiento anteriormente señalado.

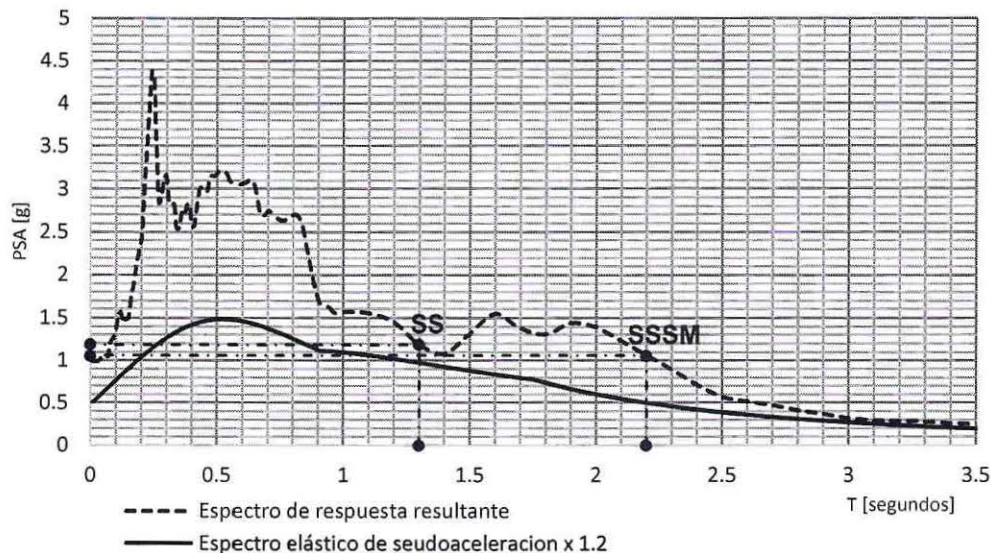


Gráfico 6.13 Espectro de respuesta resultante y espectro elástico de pseudoaceleración x 1.2.

Calculado el factor $\alpha = 2.1$ para amplificar la carga obtenida de la sección 6.1.6 de un valor de $P_u = 114 \text{ tonf}$, es posible obtener la resistencia de diseño en compresión P_n para cumplir con la resistencia última P_u expresada en la ecuación 6.9.

$$\phi_c P_n \geq \alpha P_u \quad (6.9)$$

La resistencia de compresión nominal P_n depende de la sección de la diagonal a utilizar y en nuestro caso se utiliza una sección HSS10.000x0.625 con un acero ASTM A572 gr50, representada en la figura 4.3 de la sección 4.2.

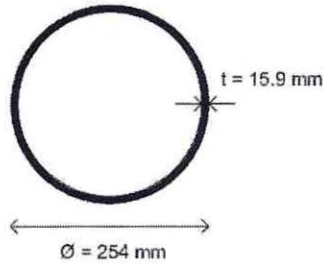


Figura 4.3 Sección tubular circular HSS10.000x0.650 [14]

Según las especificaciones del AISC 360-10 capítulo E para el diseño de los miembros en compresión, depende de la esbeltez el análisis a utilizar para el cálculo de la resistencia de compresión nominal P_n .

$$\lambda_r = 0.11 \frac{E}{F_y} = 0.11 \frac{2 \times 10^6}{3520} = 63 \quad (6.10)$$

$$\lambda = \frac{D}{t} = \frac{254}{15.9} = 16 \quad (6.11)$$

$$\therefore \lambda < \lambda_r \text{ Sección no esbelta} \quad (6.12)$$

Al ser una sección no esbelta la tabla E1.1 del AISC360-10 indica que se necesita realizar el estado límite de pandeo por flexión para obtener P_n .

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (6.13)$$

La tensión de pandeo por flexión F_{cr} se determina:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6.14)$$

$$\frac{1 \cdot 560}{8.48} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{3520}}$$

$$66 \leq 112$$

$$\therefore F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] * F_y \quad (6.15)$$

Para obtener F_{cr} , se necesita el valor de F_e calculado con la ecuación 6.16:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 2 \times 10^6}{\left(\frac{1 \cdot 560}{8.48}\right)^2} = 4526 \text{ kgf/cm}^2 \quad (6.16)$$

Es decir, reemplazando el valor de la ecuación 6.16 en la ecuación 6.15 para obtener F_{cr} se obtiene:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{3520}{4526} \right] * 3520 = 2542 \text{ Kgf/cm}^2 \quad (6.15)$$

Finalmente reemplazando los valores de F_{cr} y A_g en la ecuación 6.13 se obtiene:

$$P_n = 2542 * 111 = 282 \text{ tonf} \quad (6.13)$$

$$\phi_c P_n = 0.9 * 282 = 254 \text{ tonf (LRFD)}$$

Esto implica que la resistencia de diseño en compresión $\phi_c P_n$, cumple con la resistencia P_u multiplicada por el factor $\alpha = 2.1$ obtenido de la comparación de los espectros como se representa en la ecuación 6.9.

$$\phi_c P_n \geq 2.1 * P_u \quad (6.9)$$

$$254 \text{ tonf} \geq 2.1 * 114 \text{ tonf}$$

$$254 \text{ tonf} \geq 240 \text{ tonf}$$

6.1.8. Selección del dispositivo

Para la elección del dispositivo se requiere de las especificaciones y dimensionamientos que aparecen en los catálogos de los fabricantes.

Se utiliza la carga axial para ingresar y escoger el dispositivo. Esta será la carga axial más desfavorable de los tres registros utilizados en el sistema sismoresistente del análisis tiempo historia.

Por lo tanto, la carga axial multiplicada por el factor obtenido de la amplificación del espectro resultante de la sección 6.1.7 es el que se obtiene de la ecuación 6.17:

$$P'_u = \alpha * P_u = 2.1 * 114 \text{ tonf} = 240 \text{ tonf} \quad (6.17)$$

$$P'_u = 2400 \text{ kN}$$

Obtenida la carga axial de diseño es posible seleccionar el dispositivo, ingresando a algún catálogo de fabricación de dispositivos viscosos siendo consistente con las unidades.

Finalmente el dispositivo escogido es el correspondiente a una fuerza de 3000 kN con las características y propiedades detalladas en los catálogos de los fabricantes.

6.1.9. Esfuerzos máximos en el tiempo

Los siguientes gráficos indican los máximos esfuerzos en el tiempo con respecto al momento del muro en el sistema sismoresistente comparando las fuerzas axiales máximas que resultan de los disipadores viscosos. El objetivo es evidenciar si la acción de los amortiguadores se incrementa cuando el muro alcanza su resistencia a la fluencia.

- Gráficos registro Concepción

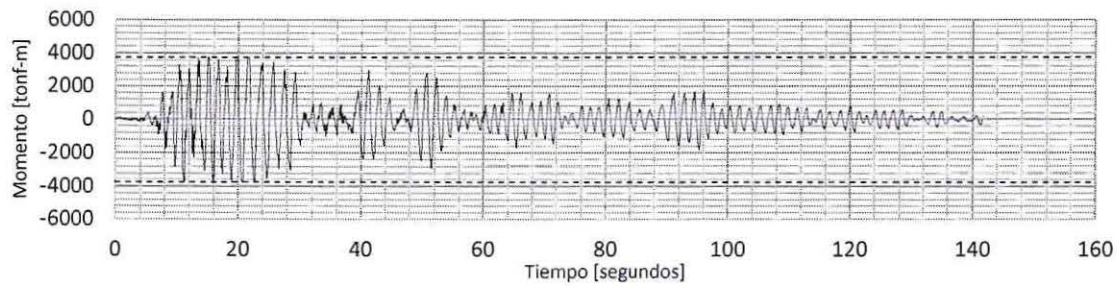


Gráfico 6.14 Momento del muro en el tiempo del SS, Registro Concepción

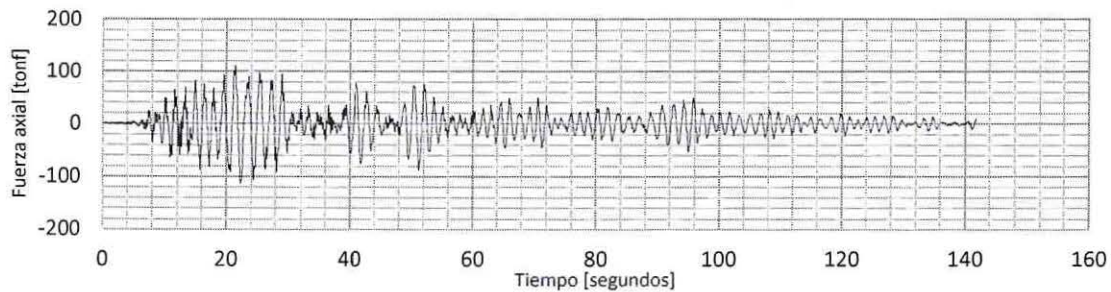


Gráfico 6.15 Fuerza axial de los disipadores en el tiempo del SS, Registro Concepción

- Gráficos registro Constitución

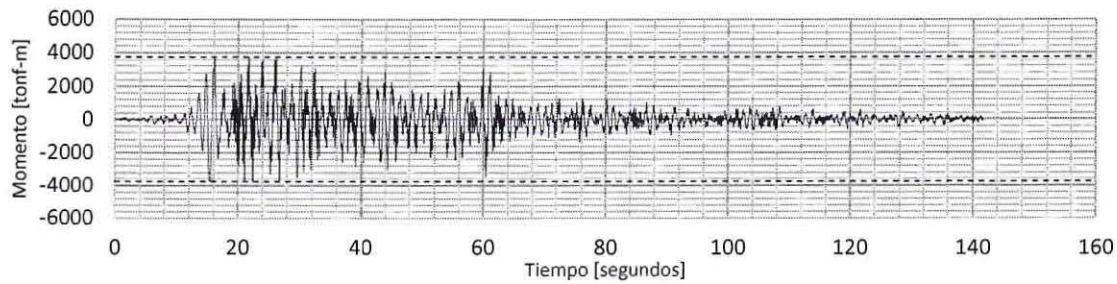


Gráfico 6.16 Momento del muro en el tiempo del SS, Registro Constitución

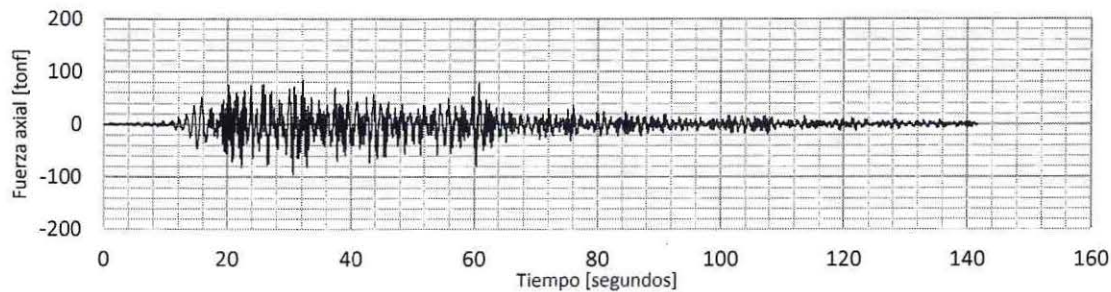


Gráfico 6.17 Fuerza axial de los disipadores en el tiempo del SS, Registro Constitución

- Gráficos registro Viña del Mar

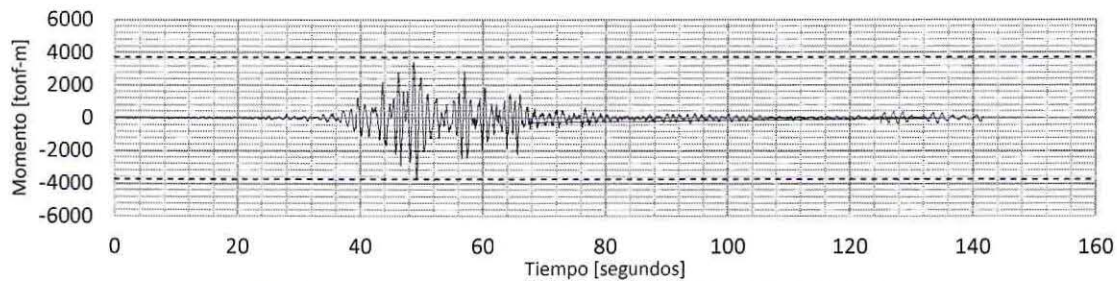


Gráfico 6.18 Momento del muro en el tiempo del SS, Registro Viña del Mar

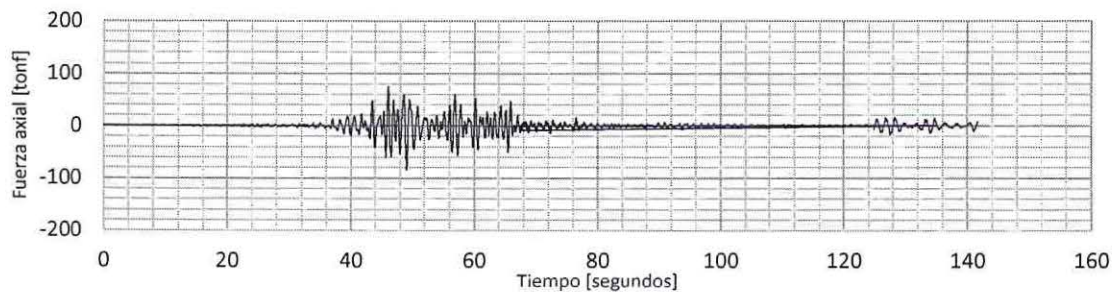
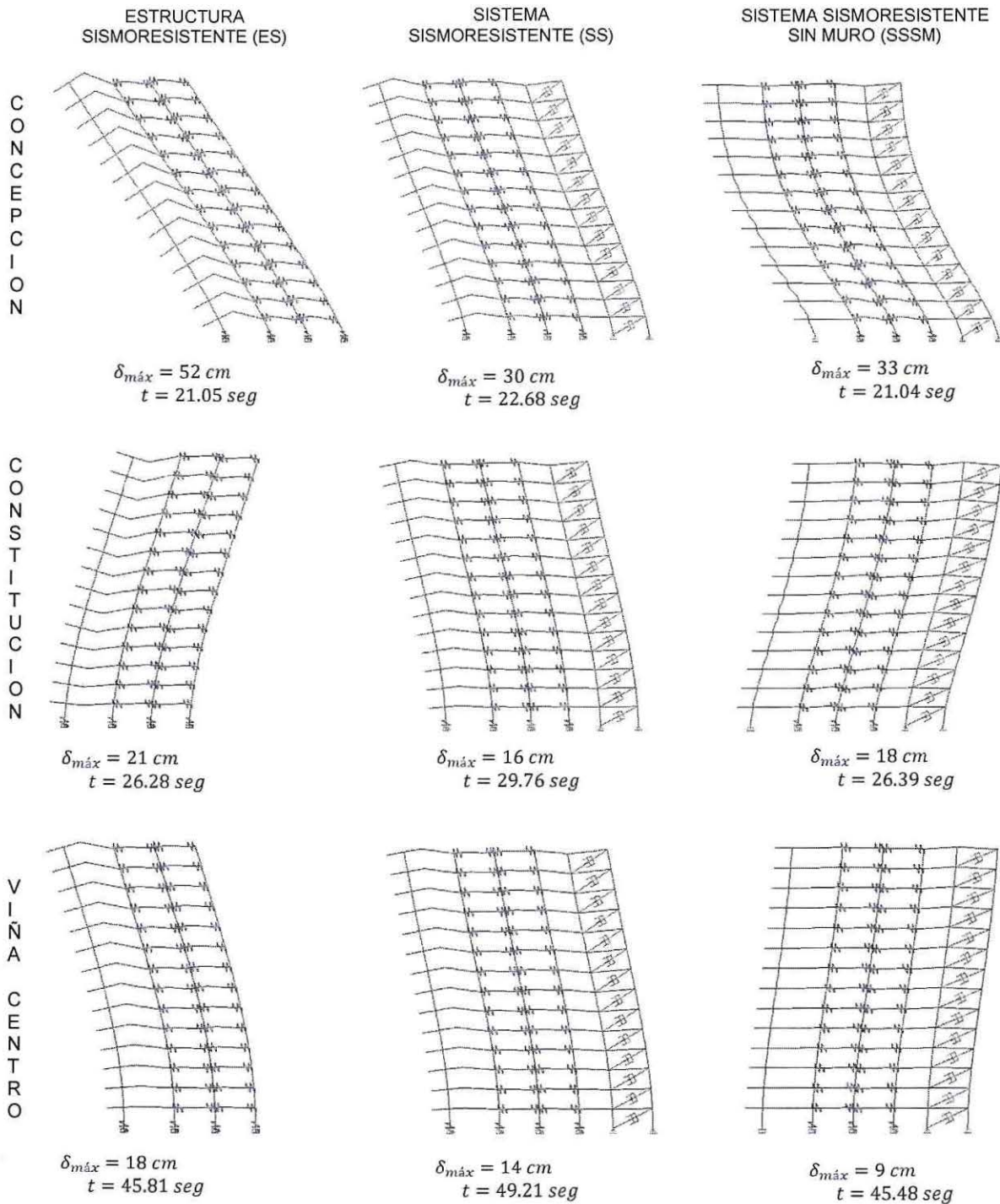


Gráfico 6.19 Fuerza axial de los disipadores en el tiempo del SS, Registro Viña del Mar

6.1.10. Deformaciones máximas

En las siguientes figuras se representan las deformadas de los distintos sistemas justo en el instante donde el desplazamiento de techo es el máximo.



6.1.11. Desplazamientos máximos en el tiempo

Los siguientes gráficos muestran los desplazamientos máximos de techo en el tiempo para los tres sistemas y los tres registros utilizados, con el fin de observar el desempeño efectuado por el sistema de disipación en las estructuras.

- Registro Concepción: Rango de tiempo de 10 seg a 60 seg.

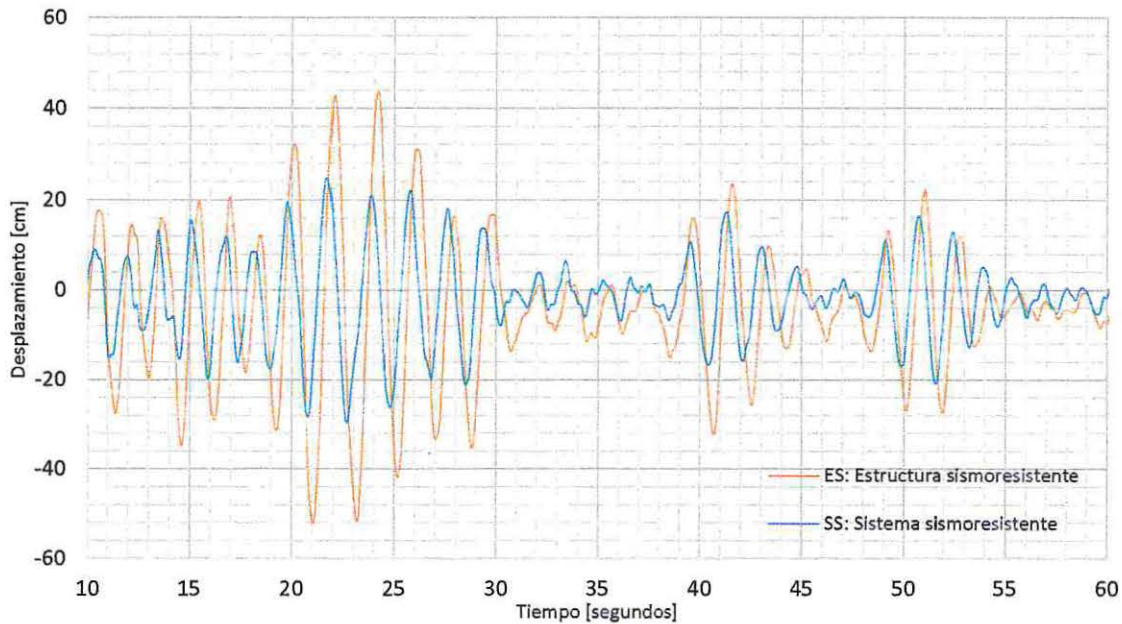


Gráfico 6.20 Desplazamientos máximos de techo en el tiempo de ES y SS, Registro Concepción.

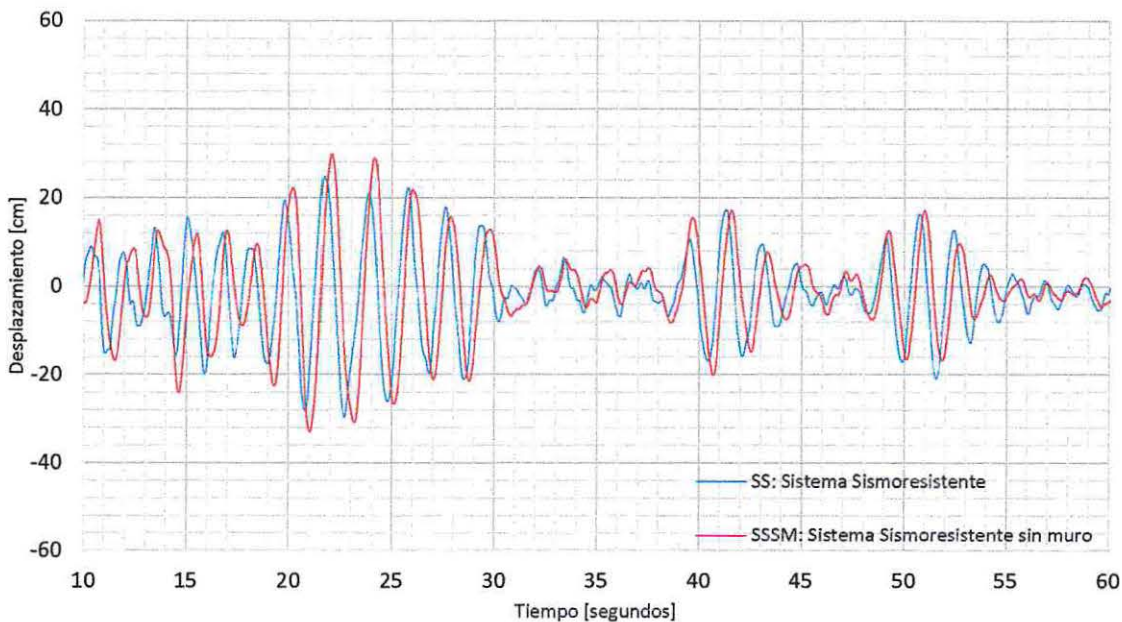


Gráfico 6.21 Desplazamientos máximos de techo en el tiempo de SS y SSSM, Registro Concepción.

- Registro Constitución: Rango de tiempo de 10 seg a 50 seg.

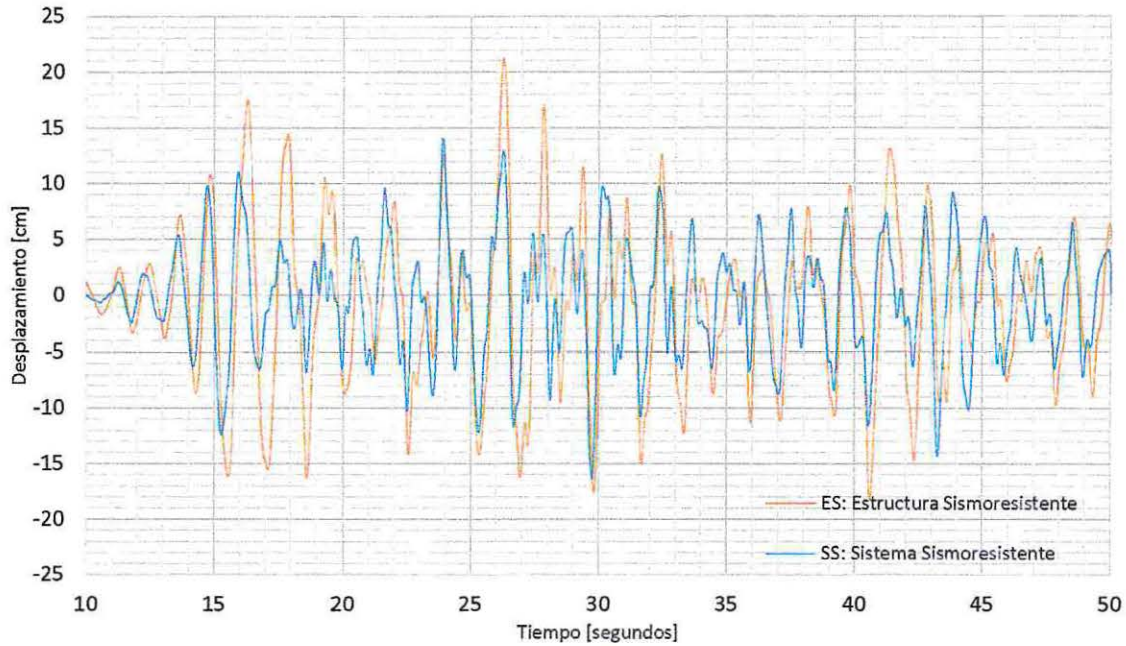


Gráfico 6.22 Desplazamientos máximos de techo en el tiempo de ES y SS, Registro Constitución.

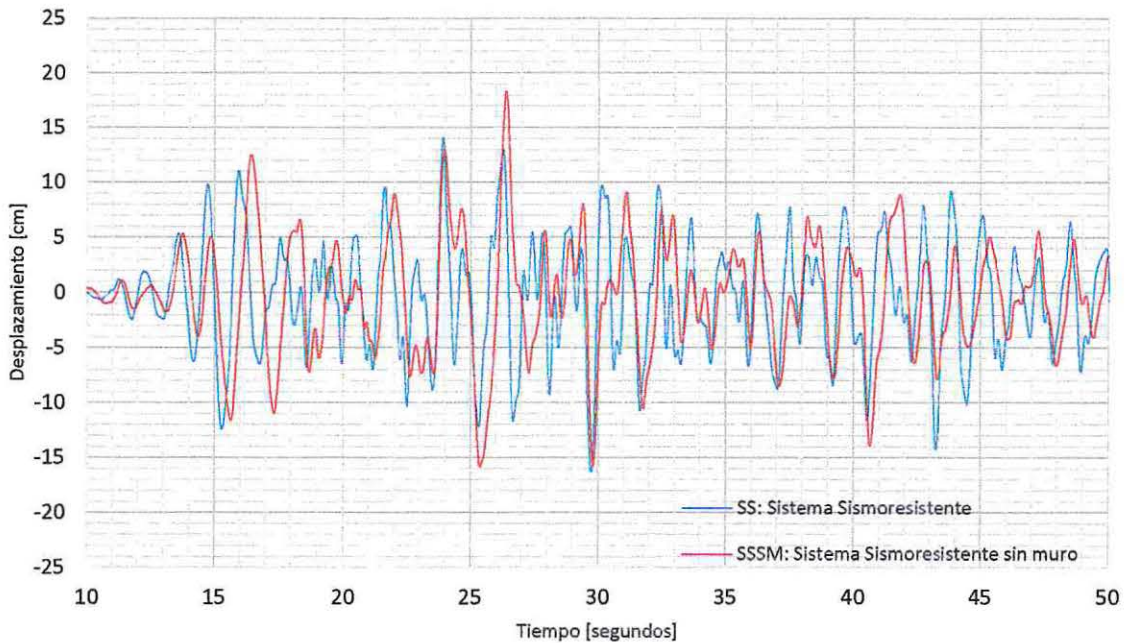


Gráfico 6.23 Desplazamientos máximos de techo en el tiempo de SS y SSSM, Registro Constitución.

- Registro Viña del Mar: Rango de tiempo de 40 seg a 70 seg.

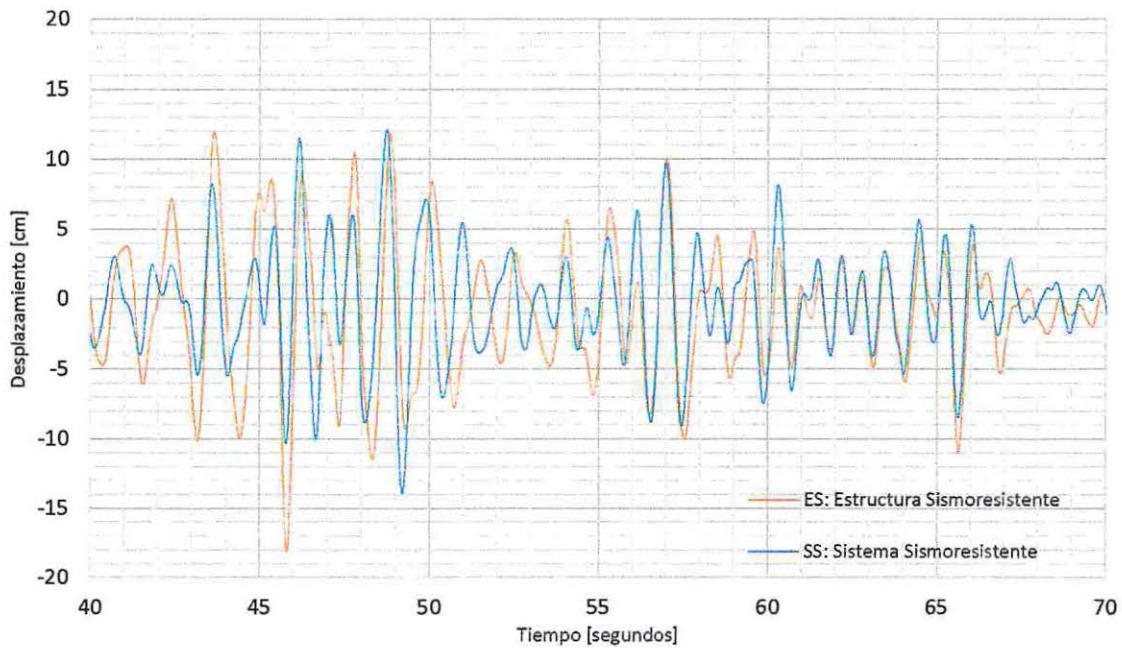


Gráfico 6.24 Desplazamientos máximos de techo en el tiempo de ES y SS, Registro Constitución.

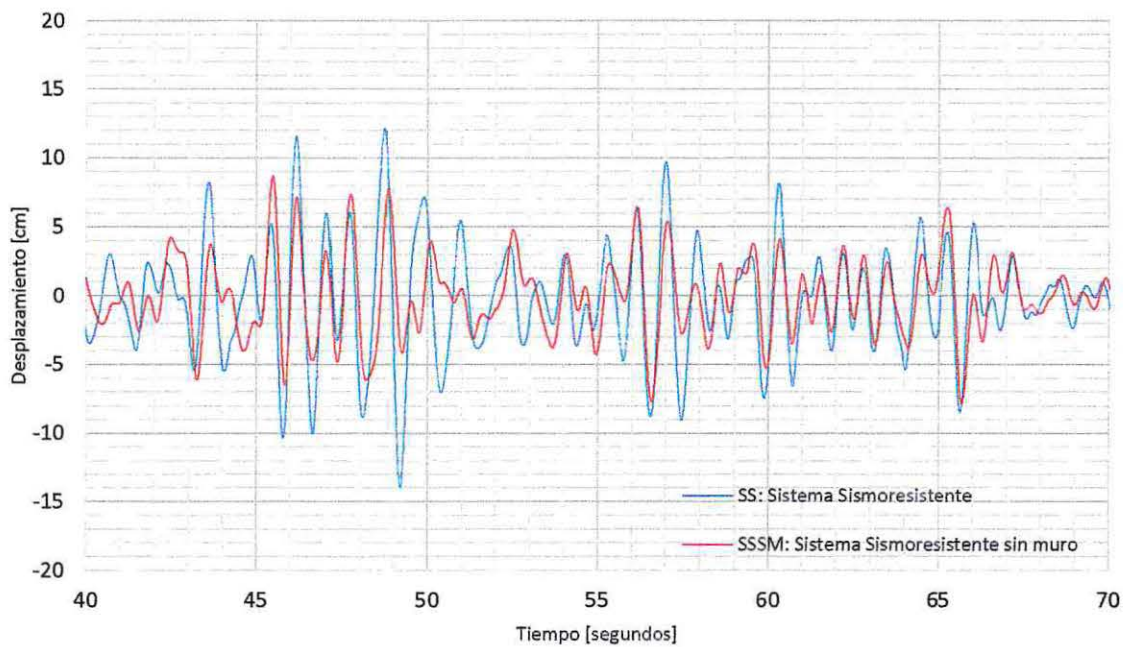


Gráfico 6.25 Desplazamientos máximos de techo en el tiempo de SS y SSSM, Registro Constitución.

Capítulo VII

7. Conclusiones

Finalmente con los resultados obtenidos de las comparaciones de los parámetros de desempeño para cada modelo analizado y sometido a los tres tipos de registros sísmicos, es posible señalar algunas tendencias que se pueden destacar de los gráficos resultantes.

Con respecto a los desplazamientos laterales absolutos de techo se cumple que para todos los modelos y para los tres registros sísmicos, la estructura sismoresistente (ES) tiende a tener mayor desplazamiento debido a no tener un sistema de disipación. Si bien los otros dos sistemas con disipación viscosa de energía presentan menores desplazamientos laterales de techo, no hay una tendencia marcada de algún sistema que se desplace más o menos ya que para el registro de Concepción y el registro de Constitución, el sistema sismoresistente (SS) tiene menores desplazamientos laterales que el sistema sismoresistente sin muro (SSSM). En cambio, para el registro de Viña del mar se observa que SSSM tiende a desplazar menos que SS. Sin embargo, el patrón de desplazamiento para el SSSM tiende a ser constante en los primeros pisos hasta presentar un cambio disminuyendo los desplazamientos en los últimos pisos. Dicha observación se presencia de mejor forma en los gráficos de los desplazamientos relativos entrepisos. Ver figura 7.1

Los desplazamientos relativos van relacionados con los desplazamientos laterales de techo, por lo tanto persiste de la misma forma el comportamiento máximo por parte de la estructura sismoresistente en los tres registros sísmicos. Existe una tendencia clara de que el sistema sismoresistente disminuye los desplazamientos relativos de entrepisos en comparación con la estructura tradicional en un 35 % según tabla 6.2, evidenciando la disipación de energía y el aporte del amortiguamiento por parte del sistema de disipación. Además se observa que el sistema sismoresistente sin muro absorbe el movimiento en los primeros pisos, dejando los últimos pisos con drifts despreciables. Caso contrario ocurre en la estructura sismoresistente (ES) y el sistema sismoresistente (SS) donde los drift tienden a ser mayores en los pisos superiores, tendencia observada en terremotos.

Se obtuvieron bajas deformaciones remanentes para todos los sistemas y registros utilizados, sobre todo para el sistema sismoresistente sin muro donde las deformaciones fueron prácticamente nulas. La estructura sismoresistente tradicional con el registro de Concepción fue la que alcanza la mayor deformación remanente siendo aproximadamente igual a 3 cm.

Además se cumple el parámetro de aceptación de la norma de disipación, que menciona el cumplimiento de los drift obtenidos del análisis no lineal en el tiempo divididos por $R_1 \leq 0.002$. Considerando los drift más desfavorables del análisis, en el gráfico 7.1 se verifica dicho criterio de aceptación.

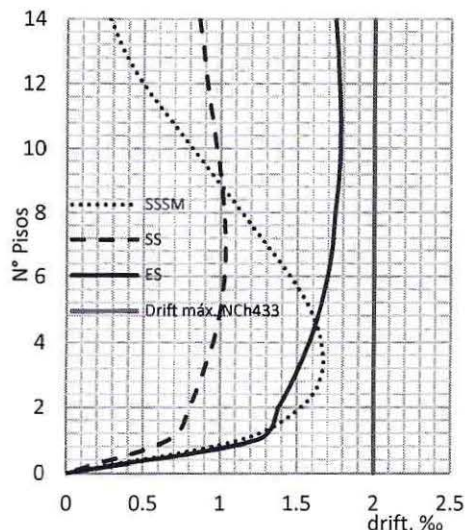


Gráfico 7.1 Drift obtenidos del registro Concepción

En relación a las aceleraciones absolutas, se evidencia que el sistema sismoresistente sin muro no amplifica las aceleraciones de la estructura para los tres registros utilizados, debido principalmente a la no incorporación del muro. Caso contrario se presenta en los otros sistemas que incluyen muro donde se demuestran similares aceleraciones de piso independiente del sistema de disipación incorporado, destacando una notoria tendencia en la amplificación de la aceleración en los últimos pisos y en la zona media de los sistemas ES y SS. El registro de Constitución presenta mayores aceleraciones de piso en las estructuras comparadas con los otros registros sísmicos y a su vez, el registro de Viña del Mar prácticamente no afecta mayormente en las aceleraciones de piso en los tres sistemas.

Con los desplazamientos máximos de los sistemas, los desplazamientos relativos entrepisos y las aceleraciones graficadas en las secciones anteriores, es posible obtener una tendencia aproximada en las deformadas con respecto a los sistemas con disipación de energía como se demuestra en la figura 7.1:

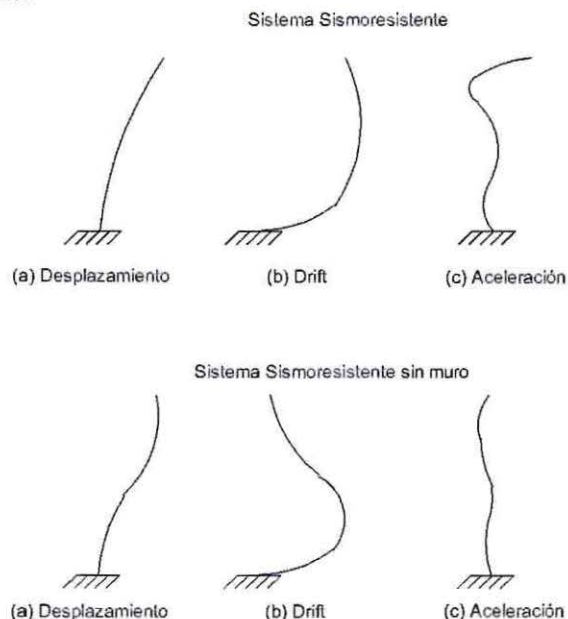


Figura 7.1 Tendencias aproximadas de las deformadas de los sistemas con disipación viscosa.

De la figura 7.1 se demuestra la similitud en las formas de deformación del sistema sismoresistente (SS) con respecto a la estructura tradicional. La diferencia se produce en la disminución en las magnitudes del sistema con disipación (SS) comparada con la estructura tradicional. Con los drift ocurre que el sistema sismoresistente sin muro (SSSM) amortigua la mayor parte del movimiento en los primeros pisos, dejando a los últimos pisos con bajos drift, llevando a una analogía al sistema de aislación pero sólo considerando el comportamiento de los últimos pisos del SSSM. Con respecto a la aceleración no aplica mayor incremento y amplificación a diferencia de ES y SS.

Si bien existe una relación entre el trabajo realizado por el muro con respecto al dispositivo viscoso, no es explícitamente marcada la respuesta explosiva del incremento en la demanda axial de los dispositivos viscosos en el instante que el muro fluye, por lo que no es dependiente exclusivamente de la fluencia del muro. No así el caso en la base de las columnas que demuestran una dependencia del trabajo efectuado por el muro al arrastrar de cierta forma el esfuerzo realizado.

Con respecto a las demandas de ductilidades de curvatura, se demuestra en general la disminución en las demandas de los elementos estructurales (Muro, vigas y columnas) en los sistemas con disipación. Entre el sistema sismoresistente (SS) y el sistema sismoresistente sin muro (SSSM), no existen mayores diferencias entre las demandas de ductilidades en los elementos, salvo en las columnas donde el SSSM posee mayor demanda de ductilidad en comparación al SS y en las vigas la demanda de ductilidad disminuye en el sistema sismoresistente sin muro (SSSM). Una posible solución para el incremento en la demanda de ductilidad de curvatura en las columnas es liberar el giro en la base, cambiando las columnas empotradas en columnas rocking o de tipo mecedora.

En definitiva los dispositivos viscosos de comportamiento lineal desempeñan la labor de amortiguar el movimiento en los sistemas estructurales analizados, más aun se demuestra en los resultados obtenidos del registro de Concepción donde los desplazamientos máximos absolutos de techo se redujeron en un 35% aproximadamente. En el sistema sismoresistente sin muro (SSSM), se manifiesta que el desempeño axial del dispositivo es mayor debido a la falta de un elemento rígido, alcanzando una fuerza axial de 230 tonf aproximadamente, en comparación a unas 114 tonf de fuerza axial que llegaba alcanzar el dispositivo viscoso en el sistema con el muro incorporado, evidenciando que el muro en este caso no es primordial para el diseño con sistema de disipación ya que el esfuerzo lo pueden resistir los disipadores viscosos.

Para los sistemas analizados la influencia del muro en la disminución de los desplazamientos no resultó ser significativa. Los dispositivos viscosos generaron una disminución en las demandas de ductilidad de los elementos estructurales en los dos sistemas con disipación. Por lo tanto, de acuerdo a los resultados obtenidos en estos casos de estudio, el uso del muro en la estructura con disipación no mejora sustancialmente la respuesta sísmica.

Si bien no estaba dentro de los propósitos de este trabajo realizar un diseño propiamente tal del sistema sismoresistente sin muro, ya que la idea principalmente era observar que ocurría con el desempeño sísmico sin la presencia del elemento rigidizante. Sin embargo, se evidencia que el marco estructural tuvo bajas demandas de ductilidad, sobretodo de deformaciones remanentes cuando el muro no estaba presente, es decir se demuestra el mecanismo de la analogía propuesta del resorte y el amortiguador del automóvil. En definitiva, es posible realizar un diseño por desplazamiento que garantice el comportamiento elástico del marco estructural.

Finalmente en este trabajo de título, se lograron resultados favorables para los sistemas estudiados con el uso de amortiguadores viscosos lineales, aunque hipotéticamente el desempeño podría ser mejor si los amortiguadores se ajustan a las condiciones estadísticas del tipo de movimiento de acuerdo a un emplazamiento, esto significa que los amortiguadores sean de tipo no lineal específicamente con $\alpha < 1$. Lo anterior es utilizado en la analogía del modelo del automóvil, donde la amortiguación se va ajustando a las condiciones del camino y de la velocidad.

Referencias

- [1] Norma Chilena de disipación de energía, "Requisitos para el diseño sísmico de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía", 2013.
- [2] Asociación Norteamericana de Ingenieros Civiles (ASCE 7-10), capítulo 18, 2010.
- [3] NCh 433 of 96 Mod 2003, "Diseño Sísmico de Edificios", 2003.
- [4] A. S. Whittaker, M. C. Constantinou, "Energy dissipation systems for seismic applications: current practice and recent developments", 2008.
- [5] D. P. Taylor, "History, Design and Applications of Fluid Dampers in Structural Engineering", 2000.
- [6] Mario Álvarez Sabra, "Seminario internacional de ingeniería estructural", 2011.
- [7] CSI Analysis reference manual, 2010.
- [8] J. Hwang, "Seismic design of structures with viscous dampers", 2000.
- [9] Nehrp guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, "FEMA publication 273", 1997.
- [10] "Diseño de sistema de protección sísmica edificio nueva las condes" [en línea]. Disponible: <http://www.sirve.cl/>. 2015.
- [11] ACI 318-11, "Building code requirements for structural concrete", 2011.
- [12] Paulay and priestly, "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", 1992.
- [13] Decreto supremo N°61, "diseño sísmico de edificios", 2011.
- [14] Manual de diseño de estructuras de acero ICHA 2° edición, 2008.
- [15] J. Butterworth, J. H. Lee, B. davidson, "Experimental determination of modal damping from full scale testing", 2004.
- [16] A. Chopra, "Dynamics of Structures, cuarta edición", Estados Unidos, Prentice Hall, 2012.
- [17] S. Otani, "Nonlinear dynamic analyss of reinforced concrete building structures", 1980.
- [18] Ricardo A. Picón R, "Modelo simplificado para el comportamiento dinámico de pórticos con vigas plana-columna de concreto armado considerando el deslizamiento entre el refuerzo y el concreto en las juntas", 2003.
- [19] Mauricio Sarrazin, 1° seminario de disipación: "Requisitos para el diseño sísmico de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía", 2013.
- [20] Decreto número 60, Aprueba Reglamento que Fija los Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado y deroga decreto N°118, de 2010. 2011.

