

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



“Aplicación de Uniones Híbridas al Diseño de Muros de  
Hormigón Armado,  
Evaluación de la Respuesta y Comparación con  
Muros Convencionales”

Por  
Herman Jérôme van der Stam Oyaneder

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

Prof. Guía Alejandro Morales Gómez

Septiembre, 2015

*Dedicado a mis Padres, Hermanus van der Stam y Marilyn Oyaneder...*

# AGRADECIMIENTOS

*Agradezco a mi Padre, mi Madre y mis hermanos por todo el sacrificio y cariño entregado durante este proceso, y por el apoyo incondicional que me han otorgado en cada meta propuesta en mi vida.*

*A mis abuelas Hendrika y Mirta, que a pesar de la distancia están siempre presentes y preocupadas por mí.*

*A mi tía Irma por todo el amor que me entrega en el día a día.*

*A mis padrinos Marcelo y Silvia, por tanto cariño entregado y apoyo incondicional recibido.*

*A los que ya no están entre nosotros, mi abuelo Salomón y mi tío Carlos, personas claves en mi formación como persona y que tanto anhelé tenerlos presentes en este momento.*

*A mis mejores amigos Jorge, Juan, Patricio y Sebastián, por todos esos momentos, experiencias y sueños que constantemente compartimos.*

*A mis compañeros por todo el proceso que en conjunto vivimos y el apoyo entregado en todo momento.*

*A todos los que compartimos y sentimos ese gran amor y pasión por esa gloriosa camiseta blanca de franja azul.*

*A mi profesor guía, por su motivación, ayuda, disposición, confianza y por el respeto mostrado en todo momento.*

*A todos los profesores que contribuyeron en mi formación como ingeniero, por su disposición, experiencia y apoyo constante.*

# ÍNDICE GENERAL

<b>ÍNDICE GENERAL</b> .....	<b>4</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	<b>8</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	<b>10</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>11</b>
<b>OBJETIVOS</b> .....	<b>13</b>
OBJETIVOS GENERALES .....	13
OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	13
<b>ALCANCES</b> .....	<b>14</b>
<b>CAPÍTULO I</b> .....	<b>15</b>
1 REVISIÓN DE LA LITERATURA .....	15
1.1 Antecedentes y conceptos generales.....	15
1.1.1 Sistemas de autocentrado.....	15
1.1.2 Elementos prefabricados.....	16
1.2 Sistema de muro basado en uniones híbridas .....	17
<b>CAPÍTULO II</b> .....	<b>19</b>
2 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL.....	19
2.1 Bases de cálculo.....	19
2.1.1 Descripción y sistema estructural.....	19
2.1.2 Método de diseño .....	21
2.1.3 Normas y códigos utilizados.....	22
2.1.4 Materiales empleados .....	22
2.1.4.1 Hormigón.....	22
2.1.4.2 Acero de refuerzo.....	22
2.1.5 Cargas y combinaciones de cargas .....	23
2.1.6 Metodología para el diseño .....	23
2.2 Análisis dinámico .....	24
2.2.1 Modelo ingresado a software ETABS .....	24
2.2.2 Peso sísmico .....	25
2.2.3 Modos de vibrar .....	25
2.2.4 Análisis modal espectral.....	25
2.2.5 Control de deformaciones .....	28
2.3 Diseño de los elementos estructurales.....	29
2.3.1 Diseño a flexión pura.....	30
2.3.2 Diseño a flexo-compresión.....	31
2.3.2.1 Columnas .....	32
2.3.2.2 Muros .....	32

2.3.3	Diseño al corte.....	33
2.3.3.1	Vigas.....	33
2.3.3.2	Columnas .....	34
2.3.3.3	Muros .....	34
2.3.4	Control de deflexiones.....	35
2.3.5	Configuración de refuerzo .....	36
2.3.5.1	Vigas gravitacionales .....	36
2.3.5.2	Vigas sísmicas .....	37
2.3.5.3	Columnas .....	38
2.3.5.4	Muros .....	39
<b>CAPÍTULO III.....</b>		<b>40</b>
3	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UNIONES HÍBRIDAS PARA MUROS .....	40
3.1	Unión híbrida y bases de diseño .....	40
3.1.1	Generalidades .....	40
3.1.2	Requerimientos de diseño.....	40
3.1.2.1	Fuerzas de diseño y demanda de rotación .....	40
3.1.2.2	Condición de autocentrado .....	40
3.1.2.3	Comportamiento cíclico y disipación de energía .....	41
3.1.2.4	Máxima deformación en refuerzo convencional .....	41
3.1.2.5	Máxima deformación en tendón postensado .....	42
3.1.3	Consideraciones de diseño .....	42
3.2	Análisis seccional.....	43
3.2.1	Curva de comportamiento histerético.....	43
3.2.1.1	Modelo de plasticidad concentrada.....	44
3.2.2	Analogía de la viga monolítica (MBA) .....	45
3.2.2.1	Deformación del hormigón .....	48
3.2.2.2	Deformación del acero convencional .....	49
3.2.2.3	Deformación del acero postensado .....	50
3.2.2.4	Deformación de los conectores de corte.....	51
3.2.3	Relación esfuerzo-deformación de materiales constituyentes.....	52
3.2.3.1	Relación esfuerzo-deformación del hormigón .....	52
3.2.3.2	Relación esfuerzo-deformación del acero convencional .....	55
3.2.3.3	Relación esfuerzo-deformación del tendón postensado.....	56
3.2.3.4	Relación esfuerzo-deformación de los conectores de corte .....	56
3.2.4	Respuesta Momento-rotación .....	57
3.2.5	Diseño al corte.....	60
<b>CAPÍTULO IV.....</b>		<b>62</b>
4	APLICACIÓN DE DISEÑO DE UNIONES HÍBRIDAS PARA MUROS .....	62
4.1	Solicitaciones de diseño .....	62
4.1.1	Fuerzas de diseño .....	62
4.1.2	Control de rotaciones .....	63
4.2	Configuración de sistemas.....	63
4.2.1	Configuración de muro híbrido con refuerzo de acero convencional.....	63
4.2.2	Configuración de muros híbridos acoplados con conectores de corte .....	64

4.3	Propiedades de los materiales .....	64
4.3.1	Hormigón .....	64
4.3.2	Acero convencional .....	65
4.3.3	Acero postensado.....	66
4.3.4	Conectores de corte .....	66
4.4	Respuesta momento-rotación.....	67
4.4.1	Respuesta muro híbrido con refuerzo de acero convencional.....	67
4.4.1.1	Verificación de diseño .....	67
4.4.1.2	Curva de respuesta idealizada.....	68
4.4.2	Respuesta muros acoplados con conectores de corte .....	69
4.4.2.1	Verificación de diseño .....	69
4.4.2.2	Curva de respuesta idealizada.....	69
<b>CAPÍTULO V.....</b>		<b>71</b>
5	ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO-HISTORIA .....	71
5.1	Base de análisis .....	71
5.1.1	Análisis dinámico tiempo-historia .....	71
5.1.2	Programa Ruaumoko .....	71
5.2	Modelo Ruaumoko .....	71
5.2.1	Consideraciones.....	72
5.2.2	Modelo estructural .....	72
5.2.2.1	Columnas y muro convencional .....	72
5.2.2.2	Muro híbrido .....	73
5.2.2.3	Muros acoplados .....	74
5.2.3	Modelos constitutivos empleados .....	74
5.2.3.1	Modelo bilineal elástico .....	74
5.2.3.2	Modelo hysterético de Takeda modificado .....	75
5.2.3.3	Modelo hysterético de Ramber-Osgood (Bounded) .....	75
5.2.4	Registros de aceleración .....	76
5.3	Análisis Ruaumoko .....	77
5.3.1	Demanda de esfuerzos .....	77
5.3.2	Demanda de aceleraciones.....	79
5.3.3	Demanda de desplazamientos.....	80
5.3.3.1	Desplazamientos máximos absolutos.....	80
5.3.3.2	Drifts de entrepiso máximos.....	81
5.3.4	Deformaciones residuales.....	82
5.3.5	Demanda de ductilidad.....	83
5.3.5.1	Estructura dispuesta de muros convencionales .....	83
5.3.5.2	Estructura dispuesta de muros híbridos.....	85
5.3.5.3	Estructura dispuesta de muros acoplados .....	87
5.3.6	Historia en el tiempo de momento basal – desplazamiento techo.....	89
5.3.7	Análisis complementario para sismo de mayor intensidad a la registrada .....	93
5.3.7.1	Demanda de esfuerzos .....	93
5.3.7.2	Demanda de aceleraciones .....	94
5.3.7.3	Desplazamientos, drifts de entrepiso y deformaciones residuales .....	94
5.3.7.4	Demanda de ductilidad.....	95
5.3.7.5	Historia en el tiempo de momento basal – desplazamiento techo .....	96

<b>CAPÍTULO VI.....</b>	<b>98</b>
6 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.....	98
<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>100</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>102</b>
A RUTAS MEDIANTE MATLAB R2015A .....	102
A.1 Diseño de muros híbridos .....	102
A.2 Diseño de muros acoplados .....	109
B RUTAS MEDIANTE RUAUMOKO2D.....	114
B.1 Modelo estructura convencional .....	114
B.2 Modelo estructura con muros híbridos .....	119
B.3 Modelo estructura con muros acoplados .....	124

# ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Respuesta sísmica idealizada de un sistema dúctil .....	15
Figura 1.2 - Respuesta sísmica idealizada de un sistema de autocentrado .....	16
Figura 1.3 - Ciclo de histéresis de un muro convencional, uno preesforzado y uno híbrido .....	17
Figura 1.4 - Esquema comparativo entre muro convencional y muro híbrido .....	18
Figura 2.1 - Vista en planta de la estructura .....	20
Figura 2.2 - Vista en elevación (eje 1) .....	20
Figura 2.3 - Vista en elevación (eje A) .....	21
Figura 2.4 - Modelo estructural del edificio en Etabs .....	24
Figura 2.5 - Espectros de diseño [1] .....	28
Figura 2.6 - Esquema explicativo, variación de factores de reducción.....	30
Figura 2.7 - Forma general de un diagrama de interacción.....	31
Figura 2.8 - Configuración vigas gravitacionales y detalle.....	36
Figura 2.9 - Configuración de vigas sísmicas .....	37
Figura 2.10 - Configuración de columnas .....	38
Figura 2.11 - Diagrama de interacción nominal y último – dirección Y.....	38
Figura 2.12 - Configuración y sección transversal del muro.....	39
Figura 2.13 - Diagrama de interacción nominal y último (muro) – dirección X.....	39
Figura 3.1 - Variación de la razón de autocentrado en la curva histerética tipo “flag shape” .....	41
Figura 3.2 - (a y b) Respuesta a flexión y curvatura asociada a muro híbrido, (b y c) Respuesta a flexión y curvatura asociada a muro convencional.....	43
Figura 3.3 - Ciclo de histéresis idealizado para un sistema híbrido. ....	44
Figura 3.4 - Representación de modelo de dos resortes rotacionales concentrados para un sistema de muro con autocentrado. [7].....	45
Figura 3.5 - Analogía de la viga monolítica. [8].....	46
Figura 3.6 - Conversión de MDOF a SDOF .....	47
Figura 3.7 - Esquema de deformada en unión de viga monolítica equivalente.....	49
Figura 3.8 - Criterio de falla por carga cíclica. [7] .....	51
Figura 3.9 - Modelo esfuerzo-deformación propuesto para hormigón confinado y no confinado ....	53
Figura 3.10 - (a) Distribución de esfuerzos actuales, (b) Distribución de esfuerzos equivalentes, (c) Esquema de bloque rectangular equivalente .....	54
Figura 3.11 - Curva típica ante tensión monotónica (acero de refuerzo A706 grado 60).....	55
Figura 3.12 - Diagrama cuerpo libre de un conector de corte .....	56
Figura 3.13 - Esquema de las fuerzas en la base para muro híbrido (izquierda) y muros acoplados (derecha). Modificado de [7]. .....	59
Figura 3.14 - Diagrama para obtención de respuesta momento-rotación .....	60
Figura 3.15 - Diferentes distribuciones de corte para análisis estático, bajo carga mayorada y considerando amplificación dinámica. ....	60
Figura 4.1 - Esquema de sistemas en análisis .....	62
Figura 4.2 - Corte en muro híbrido.....	63
Figura 4.3 - Corte en muros acoplados más elevación de conector tipo.....	64
Figura 4.4 - Relación esfuerzo-deformación del hormigón confinado para el muro híbrido (izquierda) y para los muros acoplados (derecha) .....	65
Figura 4.5 - Relación esfuerzo-deformación del acero convencional .....	65
Figura 4.6 - Relación esfuerzo-deformación del acero postensado .....	66

Figura 4.7 - Contribución a momento de cada sistema .....	68
Figura 4.8 - Contribución a momento de cada muro más su superposición .....	70
Figura 4.9 - Gráfico Fuerza-Desplazamiento de un conector UFP .....	70
Figura 5.1 - Componente de Giberson. [20] .....	73
Figura 5.2 - Miembro tipo resorte. [20].....	74
Figura 5.3 - Modelo bilineal elástico. [20].....	74
Figura 5.4 - Modelo de Takeda modificado. [20] .....	75
Figura 5.5 - Modelo de Bounded Ramberg-Osgood. [20].....	75
Figura 5.6 - Registro de Aceleración (Constitución) .....	76
Figura 5.7 - Registro de Aceleración (Concepción) .....	76
Figura 5.8 - Registro de Aceleración (Viña del Mar) .....	76
Figura 5.9 - Demanda de corte (izquierda), Demanda de momento (derecha) .....	77
Figura 5.10 - Demanda de corte (izquierda), Demanda de momento (derecha) .....	78
Figura 5.11 - Demanda de corte (izquierda), Demanda de momento (derecha).....	78
Figura 5.12 - Demanda de aceleraciones .....	79
Figura 5.13 - Desplazamientos máximos absolutos .....	80
Figura 5.14 - Drifts de entrepiso.....	81
Figura 5.15 - Deformaciones residuales .....	82
Figura 5.16 - Deformaciones residuales máximas de entrepiso (%H) .....	82
Figura 5.17 - Curva de histéresis, muro convencional.....	83
Figura 5.18 - Curva de histéresis, muro convencional.....	84
Figura 5.19 - Curva de histéresis, muro convencional.....	84
Figura 5.20 - Curva de histéresis, muro híbrido.....	85
Figura 5.21 - Curva de histéresis, muro híbrido.....	85
Figura 5.22 - Curva de histéresis, muro híbrido.....	86
Figura 5.23 - Curva de histéresis, muros acoplados .....	87
Figura 5.24 - Curva de histéresis, muros acoplados .....	87
Figura 5.25 - Curva de histéresis, muros acoplados .....	88
Figura 5.26 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muro convencional .....	89
Figura 5.27 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muro híbrido .....	89
Figura 5.28 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muros acoplados.....	90
Figura 5.29 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muro convencional .....	90
Figura 5.30 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muro híbrido .....	90
Figura 5.31 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muros acoplados.....	91
Figura 5.32 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muro convencional .....	91
Figura 5.33 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muro híbrido .....	91
Figura 5.34 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muros acoplados.....	92
Figura 5.35 - Demanda de corte (izquierda), Demanda de momento (derecha).....	93
Figura 5.36 - Demanda de aceleraciones .....	94
Figura 5.37 - Desplazamientos máximos absolutos (izquierda), Drifts de entrepiso (centro), Deformaciones residuales (derecha). Registro de Concepción con 1,6 veces la intensidad registrada.....	94
Figura 5.38 - Curva de histéresis, muro convencional.....	95
Figura 5.39 - Curva de histéresis, muro híbrido.....	95
Figura 5.40 - Curva de histéresis, muros acoplados .....	96
Figura 5.41 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muro convencional .....	96
Figura 5.42 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muro híbrido .....	97
Figura 5.43 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muros acoplados.....	97

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 - Propiedades fisiológicas del hormigón grado H30 .....	22
Tabla 2.2 - Propiedades fisiológicas del acero A63-24H .....	22
Tabla 2.3 - Peso sísmico de la estructura .....	25
Tabla 2.4 - Propiedades dinámicas de la estructura .....	25
Tabla 2.5 - Parámetros sísmicos .....	27
Tabla 2.6 - Coeficientes sísmicos .....	27
Tabla 2.7 - Factores de reducción y corte basal .....	28
Tabla 2.8 - Desplazamientos relativos de entrepiso (drifts) .....	28
Tabla 2.9 - Deflexión máxima permisible .....	35
Tabla 2.10 - Solicitaciones en vigas gravitacionales .....	36
Tabla 2.11 - Configuración de refuerzo en vigas gravitacionales .....	36
Tabla 2.12 - Solicitaciones en vigas sísmicas .....	37
Tabla 2.13 - Configuración de refuerzo en vigas sísmicas .....	37
Tabla 2.14 - Configuración de refuerzo en columnas .....	38
Tabla 2.15 - Configuración y resultados de análisis del muro .....	39
Tabla 4.1 - Peso considerado en análisis .....	62
Tabla 4.2 - Configuración de muro híbrido .....	63
Tabla 4.3 - Configuración de muros acoplados .....	64
Tabla 4.4 - Propiedades del hormigón .....	64
Tabla 4.5 - Propiedades del acero convencional .....	65
Tabla 4.6 - Propiedades del acero postensado .....	66
Tabla 4.7 - Propiedades de conectores de corte .....	66
Tabla 4.8 - Resultados de análisis para conectores de corte .....	67
Tabla 4.9 - Puntos característicos de la respuesta momento-rotación .....	68
Tabla 4.10 - Puntos característicos de la respuesta momento-rotación .....	69
Tabla 5.1 - Registros de aceleración .....	76
Tabla 5.2 - Modos de vibrar .....	77
Tabla 5.3 - Cortes máximos .....	79
Tabla 5.4 - Desplazamientos máximos absolutos de techo .....	80
Tabla 5.5 - Drifts máximos de entrepiso .....	81
Tabla 5.6 - Ductilidad muro convencional .....	84
Tabla 5.7 - Ductilidad muro híbrido .....	86
Tabla 5.8 - Ductilidad conectores de corte .....	88

# INTRODUCCIÓN

A medida que avanza la tecnología, el comportamiento de elementos de hormigón armado frente a variadas solicitaciones a las que se ve afectado ha llegado a ser satisfactorio, sin embargo puede mejorar.

La principal desventaja del hormigón es que es un material que tiene baja resistencia a la tracción. Aunque el acero se coloca de modo que absorba estas tensiones, la formación de grietas es inevitable. La relación de su resistencia a la compresión versus su peso está muy por debajo de la correspondiente al acero, por ende el hormigón requiere mayores secciones.

Actualmente existen varios métodos de diseño en hormigón armado. Dentro de los convencionales está el diseño por cargas de servicio y el diseño por resistencia última.

El primero fue muy usado hasta mediados del siglo pasado. Parte de la posibilidad de predecir la distribución de esfuerzos en el material, al ser sometidos a cargas de servicio, asumiendo un comportamiento elástico de ambos materiales. Con el paso del tiempo, las distribuciones de esfuerzos no consideradas, más la constante redistribución de tensiones entre el hormigón y el acero pueden ocasionar una falla.

El diseño por rotura se fundamenta en conocer la carga que ocasionaría la falla del elemento y además analiza el modo de colapso, tomando en consideración el comportamiento inelástico de los materiales. Se aprovecha esto para inducir fallas en elementos y generar mecanismos estables. Sin embargo la gran desventaja de este método es que sólo se basa en criterios de resistencia y de deformación.

Es necesario garantizar que las condiciones de servicio sean óptimas, que no se presenten deflexiones excesivas ni agrietamientos críticos en los elementos estructurales de un sistema. Ante esta problemática se ha innovado en diversos sistemas estructurales que logren permitir el control de deformaciones y de agrietamiento, además del uso de secciones más pequeñas.

Es así como nace el interés del presente trabajo de título, mediante el cual se pretende evaluar el desempeño de un sistema de muros con uniones híbridas tipo Rocking Walls (RW). Sistema capaz de soportar altos desplazamientos laterales sin dejar deformaciones residuales.

Los muros con unión híbrida tipo RW representan un novedoso sistema resistente a fuerzas sísmicas en base a muros de hormigón post-esforzado con cables de acero postensado no adherido y elementos disipadores de energía (acero convencional para hormigón armado con longitud no adherida).

La fuerza de postensado, en combinación con las cargas gravitacionales actuantes en el muro, proporciona al sistema una capacidad de autocentrado, mientras que las barras de acero convencional que cruzan la junta base son diseñadas para fluir y disipar energía. Ante cargas sísmicas los muros se diseñan para que roten alrededor de su propia base y lo hagan como un cuerpo rígido.

La gran ventaja de estos sistemas es que una vez que los desplazamientos laterales producto de la acción sísmica cesen, la estructura regresará a su posición original no deformada, evitando así desplazamientos residuales.

Otra ventaja es la transferencia de carga de la disipación de energía a elementos estructurales no críticos. El daño resultante, capaz de impedir el futuro servicio de la estructura, se impide al permitir el movimiento del muro respecto a su fundación.

El hecho de que los muros con uniones híbridas permitan que las estructuras estén operativas luego de un evento sísmico los hacen ser un sistema altamente sostenible y confiable para el diseño estructural en regiones propensas a terremotos.

Por otro lado, se han probado sistemas en base a muros con acero postensado no adherido en el centro y acoplados a través de conectores de corte disipadores de energía a lo largo de las juntas verticales. Como los muros giran, se produce un desplazamiento vertical relativo entre los muros y es a través de esta acción que los conectores disipan grandes cantidades de energía. Al igual que los muros híbridos, el acero postensado no adherido está diseñado para permanecer en el rango elástico y proporcionar la fuerza restauradora de autocentrado al sistema.

# OBJETIVOS

## Objetivos generales

Estudiar el desempeño estructural, desde el punto de vista de los esfuerzos y deformaciones, de sistemas estructurales de muros de hormigón armado estructurados con uniones híbridas, sometidos a cargas sísmicas.

Comparar la respuesta estructural mediante análisis no-lineal tiempo-historia (ANLTH) de muros de hormigón armado (convencional) y muros estructurados con uniones híbridas.

## Objetivos específicos

Analizar y diseñar tres estructuras, la primera compuesta de un sistema mixto de hormigón armado (muros en un sentido y marcos especiales a momento en el otro), la segunda compuesta de muros en base a uniones híbrida con acero convencional como forma de disipación de energía y la tercera compuesta de muros en base a uniones híbridas acoplados a través de conectores de corte como forma de disipación de energía. Todas de acuerdo a la normativa chilena (DBF).

A través de un análisis no-lineal tiempo-historia, con registros de aceleraciones consistentes con el espectro de diseño utilizado, y obtenidos del terremoto del Maule el 27 de Febrero del 2010, comparar:

- Desplazamientos (absolutos y relativos de entrepiso).
- Deformaciones remanentes.
- Esfuerzos (momentos y cortes).
- Aceleraciones de piso.
- Demandas de ductilidad.

Evaluar la respuesta en base a los resultados obtenidos y plantear conclusiones y observaciones respecto a los sistemas estudiados.

## ALCANCES

Se realiza un análisis lineal de la estructura a través del software computacional ETABS versión 13.2.1 (CSI).

El diseño del edificio se hará de acuerdo a la norma NCh 433.Of1996 modificada en 2009, Decreto Supremo N° 60, Decreto Supremo N° 61, ACI 318-11 y el manual Presss (Precast Seismic Structural System Design Handbook, 2010).

La estructura se encuentra ubicada en zona 3 con una clasificación de suelo tipo D.

Para el diseño de la estructura convencional los materiales utilizados son Hormigón H-30 y acero estructural A630-420H.

Se utiliza el programa RUAUMOKO 2D (Carr, 2008) para realizar el análisis no-lineal tiempo-historia de las estructuras, considerando la dirección X para los registros de aceleraciones de Concepción, Constitución y Viña del Mar.

# CAPÍTULO I

## 1 Revisión de la literatura

En el presente capítulo se hace una revisión de literatura en lo que respecta a estructuras de hormigón armado prefabricado dispuestas de uniones híbridas.

### 1.1 Antecedentes y conceptos generales

#### 1.1.1 Sistemas de autocentrado

El costo asociado a la pérdida de funcionalidad de una estructura es de relevante importancia en la sociedad. Tales costos pueden ser hasta comparables con el costo de la misma estructura. Con la actual filosofía de diseño, la mayoría de los sistemas estructurales están diseñados para responder en un rango elástico y eventualmente desarrollar un mecanismo dúctil en zonas específicas de las estructuras.

Es por esta razón que dichas zonas están detalladas para tener una respuesta inelástica y disipar energía. La figura 1.1 muestra la respuesta fuerza desplazamiento idealizada de un sistema lineal elástico y de un sistema dúctil con la misma masa y rigidez inicial donde se aprecia que la máxima fuerza sísmica inducida por el sistema es más baja que la del sistema lineal elástico.

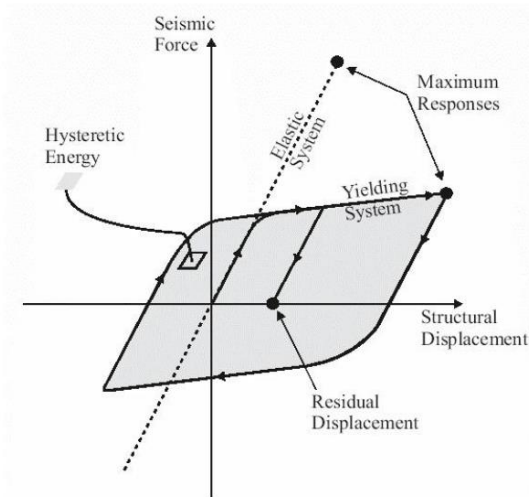


Figura 1.1 - Respuesta sísmica idealizada de un sistema dúctil

Fuente: [22]

Tales zonas son propensas a sufrir daño y por ende necesitan reparación. Es incluso hasta posible que una estructura no tenga reparación ante un sismo severo y además exhiba deformación excesiva ante un sismo moderado.

Los procedimientos actuales de diseño se basan en la premisa de que es necesaria una gran capacidad de disipación de energía para mitigar los efectos inducidos por un sismo. Sin embargo, deformaciones residuales excesivas pueden hasta resultar en la pérdida total de una estructura [22]. Todo esto ha conllevado en los últimos años al desarrollo de sistemas estructurales con capacidad de autocentrado, alternativa económicamente viable.

La figura 1.2 muestra la respuesta característica de un sistema con capacidad de autocentrado, donde se aprecia que la disipación de energía es menor a la del sistema convencional, pero, lo que es aún más importante, es que el sistema vuelve a su posición después de cada ciclo de carga evitando desplazamientos remanentes.

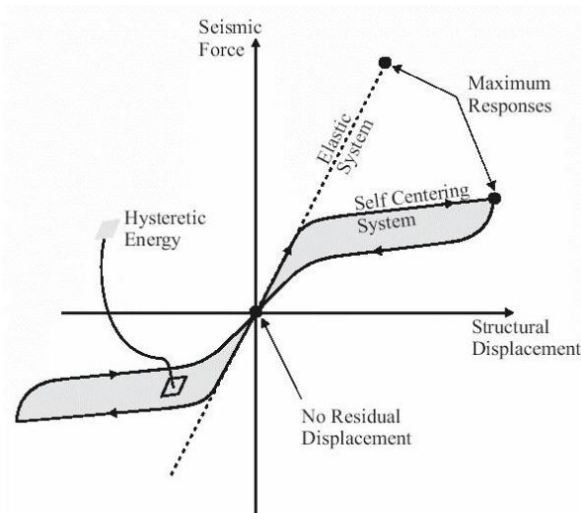


Figura 1.2 - Respuesta sísmica idealizada de un sistema de autocentrado  
Fuente: [22]

### 1.1.2 Elementos prefabricados

Se entiende por prefabricación de elementos de hormigón armado la elaboración de elementos estructurales, hechos en planta o fábrica para su posterior montaje en obra. Se fabrican en serie de acuerdo a las necesidades de un proyecto.

El uso de estos elementos como componentes estructurales ha experimentado un amplio desarrollo desde hace algunas décadas. La principal ventaja es la simplificación del proceso constructivo en obra, la disminución en los tiempos de ejecución y la reducción de costos. En el caso de edificios, los elementos prefabricados se utilizan principalmente en muros, marcos y sistemas marco-muro.

El comportamiento dinámico de estructuras en base a elementos prefabricados es diferente al comportamiento de estructuras construidas con hormigón armado convencional. Tal comportamiento depende directamente de las conexiones, las cuales deben asegurar un desempeño satisfactorio ante cargas sísmicas, y deben proyectarse para tener rigidez, ductilidad y resistencia similar a una estructura de hormigón armado convencional.

Entre las diferentes alternativas de conexiones que existen están las uniones híbridas. Por unión híbrida se entiende como la combinación de acero preesforzado (acero postensado no adherido) y el uso de otro tipo de acero con el fin de disipar energía.

Es así como la sociedad neozelandesa de hormigón elaboró el manual PRESS (PREcast Seismic Structural System), donde se han diseñado nuevos sistemas de muros en base a conexiones híbridas secas. Tales conexiones provocan que los muros sean capaces de rotar en torno a su dirección de mayor rigidez, al estar el sistema basado en cables postensados anclados a su parte superior y conducidos por su interior hasta la base del muro, los cuales están diseñados para proporcionar la fuerza de restitución necesaria que permita cerrar la unión entre el muro y la fundación.

## 1.2 Sistema de muro basado en uniones híbridas

Un sistema de muro basado en uniones híbridas, como antes expuesto, consiste en la combinación de dos tipos de acero, que con distinta forma de funcionamiento y propiedades, contribuyen en conjunto en favor de mantener el muro sin sufrir daños. Esto se hace posible gracias a la conducción de los esfuerzos internos de una estructura hacia los puntos de conexión, donde se encuentra el sistema que actúa como punto de disipación de energía por histéresis y el sistema restaurador que genera el mecanismo de autocentrado.

Los tendones de acero postensado se elongan y permanecen en el rango elástico ante cargas sísmicas. Al mismo tiempo, las barras de acero convencional que cruzan la interfaz del muro con la fundación trabajan debido a la tracción producida. Cuando la carga cesa, el momento producto de los tendones de acero postensado es mayor al momento producto del acero dispuesto para disipar energía, por lo que la abertura se cierra sin dejar deformaciones residuales.

Priestley y Tao, en el año 1993, propusieron el uso de marcos prefabricados a momento preesforzados con tendones postensados como principal sistema resistente a fuerzas laterales. El mismo año, Stanton, Stone y Cheok propusieron un sistema híbrido en base a acero convencional, con el propósito de disipar energía a través de ciclos histéresis. La figura 1.3 muestra el ciclo de histéresis de un muro convencional, uno preesforzado y uno híbrido.

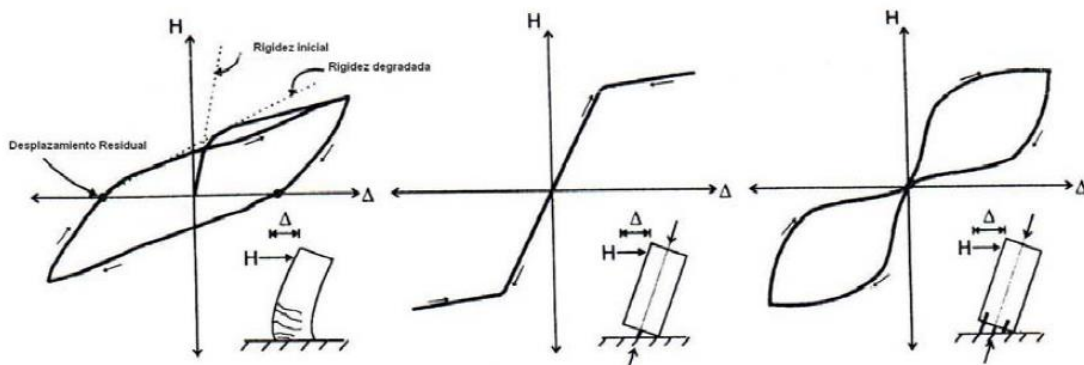


Figura 1.3 - Ciclo de histéresis de un muro convencional, uno preesforzado y uno híbrido  
Fuente: Holden et al, 2003

La figura 1.4 muestra un esquema comparativo entre el comportamiento de un muro convencional con el de un muro híbrido.

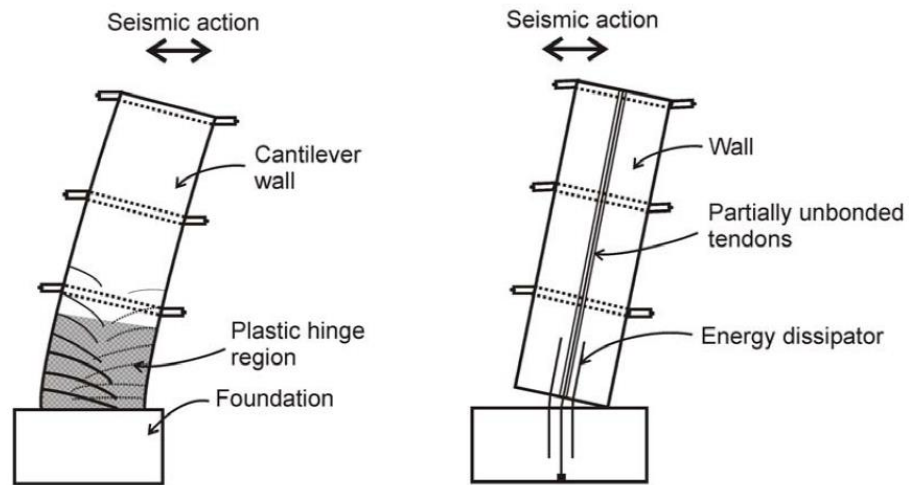


Figura 1.4 - Esquema comparativo entre muro convencional y muro híbrido  
Fuente: [7]

El mismo concepto de autocentrado fue desarrollado por Stanton y Nakaki en el año 2002 para el estudio de un sistema de muros acoplados como se muestra en la figura 1.4. En el sistema, los muros se separan para permitir la rotación individual de cada uno. Entre las formas de disipar energía se encuentra acero convencional que cruza la interfaz del muro con la fundación y conectores de corte tipo UFP (Flexural U-Shape Plate) distribuidos en altura a lo largo de juntas verticales, donde el desplazamiento relativo entre los muros logra que disipen gran cantidad de energía.

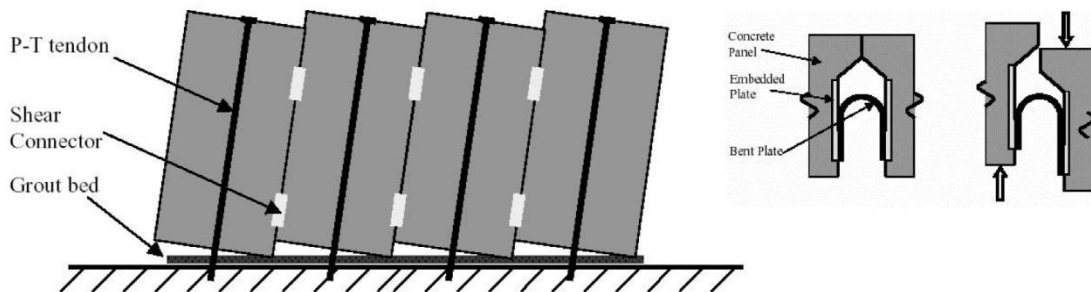


Figura 1.5 - Esquema de muros acoplados y conectores de corte  
Fuente: [22]

Los conectores de corte tipo UFP fueron propuestos por Kelly et al en 1972 con el propósito de disipar energía entre muros estructurales. Tales conectores son una alternativa muy económica y pueden ser diseñados para un rango muy amplio de fuerzas o desplazamientos al variar su espesor, ancho y radio. Según los autores de [19] los conectores además pueden resistir múltiples eventos sísmicos sin evidenciar ciclos de fatiga importantes.

# CAPÍTULO II

## 2 Análisis y diseño de la estructura convencional

### 2.1 Bases de cálculo

#### 2.1.1 Descripción y sistema estructural

Según la norma [1] la estructura se clasifica en un edificio de categoría C, en zonificación sísmica 3 y suelo tipo D. Consta de siete pisos sobre el nivel del terreno. Los siete pisos del edificio están destinados a oficinas de uso privado.

La altura máxima del edificio, medida desde el nivel del terreno, es de 25,2 [m]. La superficie del edificio es de aproximadamente 3402 [m<sup>2</sup>], con un peso aproximado de 3276 [tf] (considerando sólo materiales constituyentes). Las dimensiones de cada planta son de 27x18 [m<sup>2</sup>] y la altura de entrepiso para todos los niveles es de 3,6 [m].

El edificio es de tipología mixta de hormigón armado, estructurado en base a marcos especiales a momento, marcos gravitacionales y muros. La acción de diafragma es generada por una losa de 10 [cm] embebida a las vigas gravitacionales, bajo esta se encuentran placas alveolares de 16 [cm] de canto que tributan 280 [kgf/m<sup>2</sup>].

La losa junto a las placas alveolares descargan de forma unidireccional en todos los niveles, incluyéndose a nivel de techumbre. El edificio cuenta con ocho ejes resistentes (cuatro por dirección). Una dirección está constituida principalmente por un sistema de marcos especiales a momento en sus 4 ejes. La otra dirección está constituida por un sistema mixto de marcos resistentes a fuerzas gravitacionales y dos muros en los ejes exteriores resistentes a fuerzas laterales.

El edificio está constituido por columnas de 90x50 [cm<sup>2</sup>], vigas sísmicas de 35x75 [cm<sup>2</sup>], vigas gravitacionales de 30x60 [cm<sup>2</sup>] con hombro inferior de 10x35 [cm<sup>2</sup>] y muros de 40x750 [cm<sup>2</sup>].

No se hará referencia respecto a las fundaciones ya que no se consideran de importancia para alcanzar los objetivos del presente trabajo de título, es así que se considerara empotramiento perfecto de los elementos basales de la estructura. Misma situación para la losa, ya que sólo es de importancia en el análisis el traspaso de fuerzas gravitacionales al sistema estructural y la acción de diafragma.

La figura 2.1 muestra la vista en planta de la estructura, mientras las figuras 2.2 y 2.3 muestran las principales elevaciones a nivel perimetral.

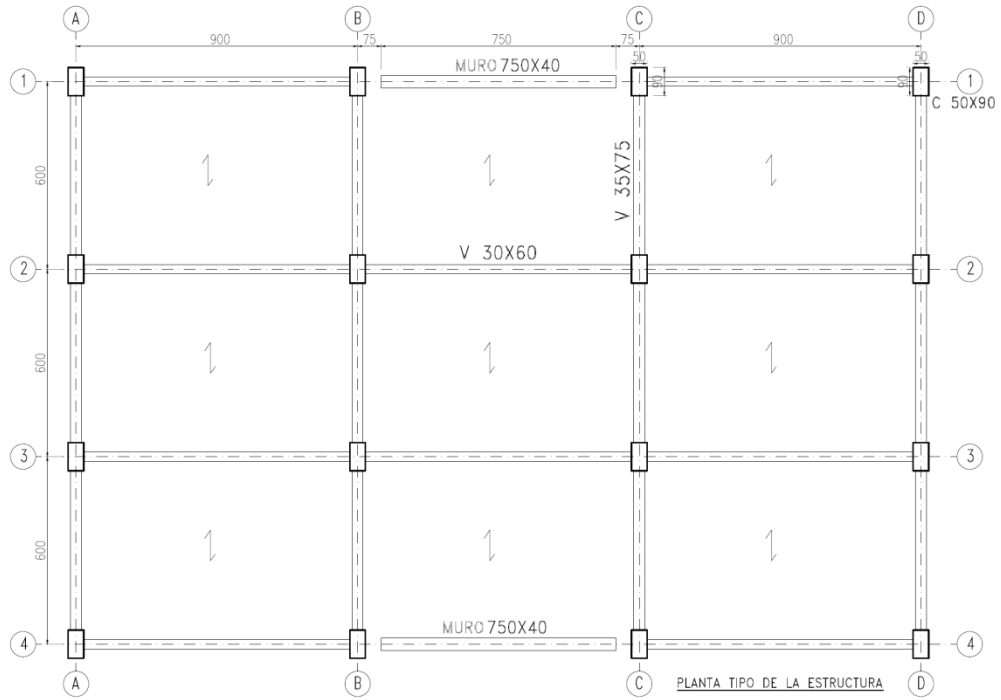


Figura 2.1 - Vista en planta de la estructura

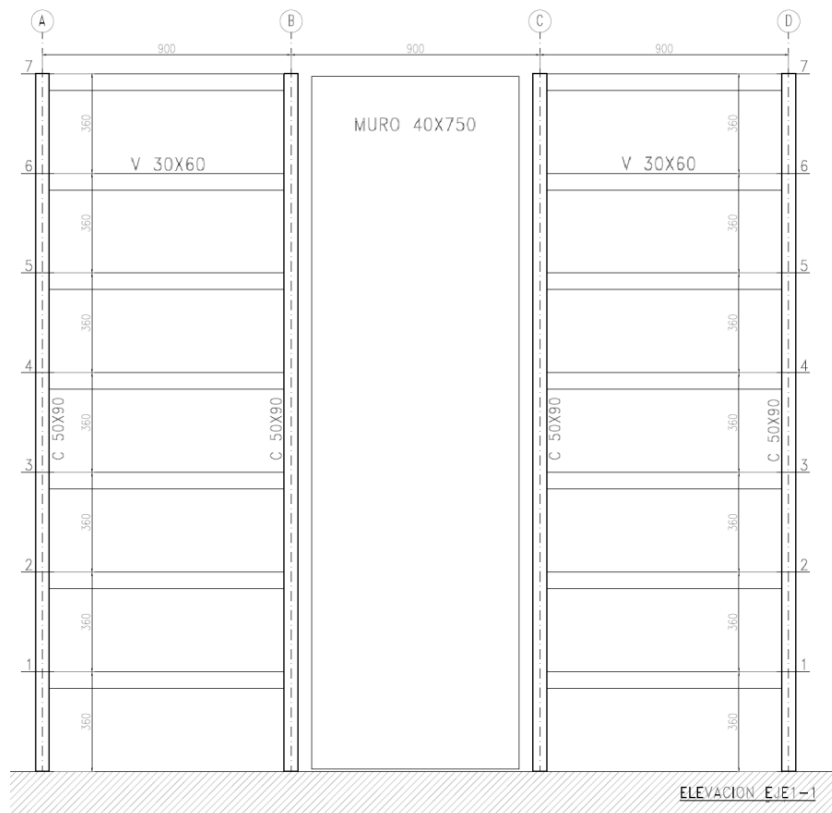


Figura 2.2 - Vista en elevación (eje 1)

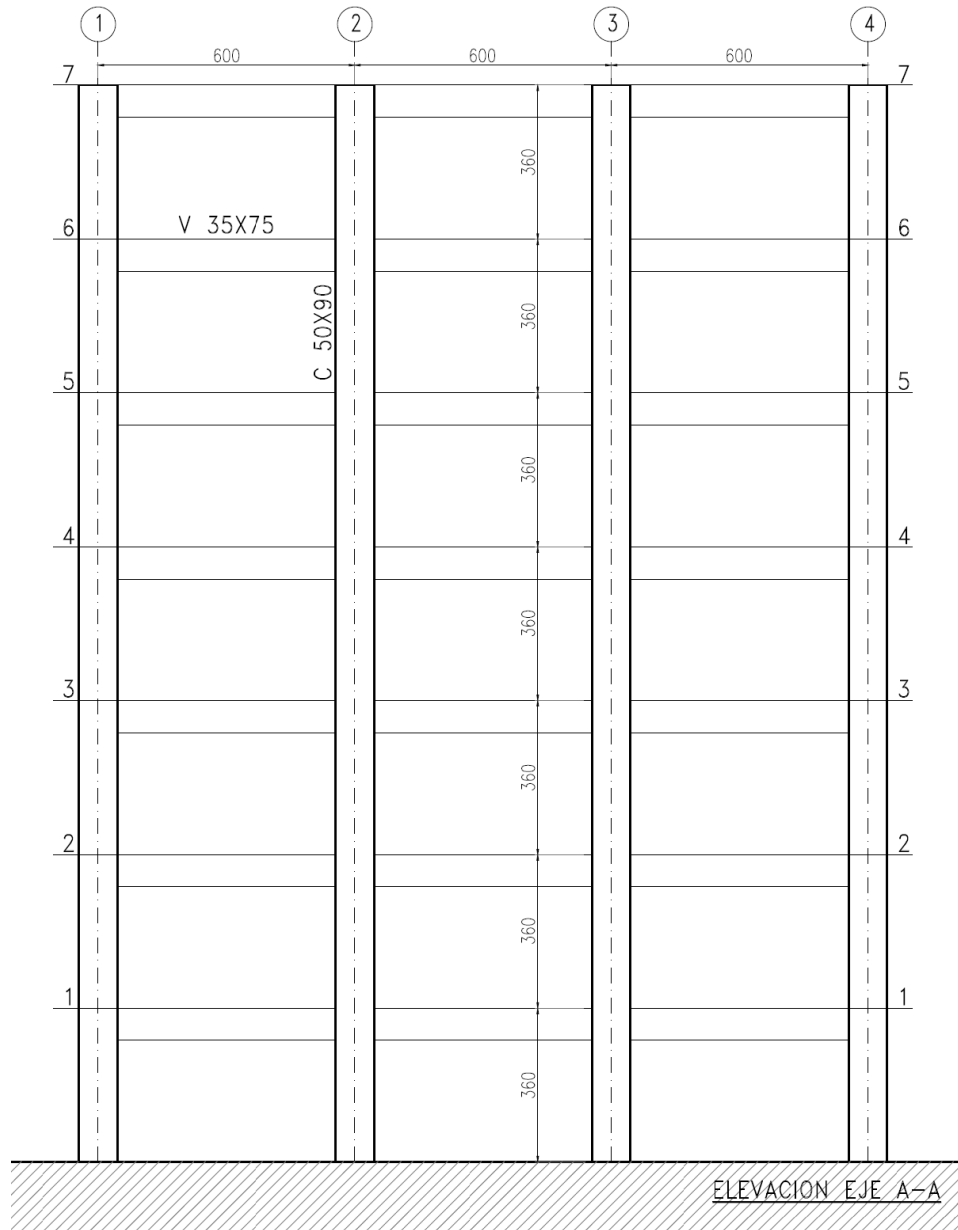


Figura 2.3 - Vista en elevación (eje A)

### 2.1.2 Método de diseño

El método usado para el diseño de los elementos estructurales (vigas, muros y columnas) es el “método por resistencia última”, descrito en el Código de Diseño de Hormigón Armado [4]. Se utilizan los factores de carga y los factores de reducción de resistencia especificados en el mismo, en conjunto con las disposiciones sobre diseño planteadas en la referencia [1]. Las condiciones que debe cumplir el diseño es que la resistencia de cualquier elemento estructural debe ser menor o igual al esfuerzo último, calculado a partir de las combinaciones de carga.

### 2.1.3 Normas y códigos utilizados

- NCh 433.Of96 “Diseño Sísmico de Edificios” [1].
- NCh 1537.Of2009 “Diseño estructural de edificios - Cargas permanentes y sobrecargas de uso” [2].
- NCh 3171.Of10 “Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas” [3].
- Código de Diseño de Hormigón Armado ACI 318-11 [4].

### 2.1.4 Materiales empleados

#### 2.1.4.1 Hormigón

Para las vigas, columnas y muros se utiliza un hormigón H30, cuyas propiedades fisiológicas se muestran en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 - Propiedades fisiológicas del hormigón grado H30

Propiedad	Valor	Unidades
Resistencia equivalente ( $f'_c$ )	250	kgf / cm <sup>2</sup>
Peso por unidad de volumen ( $\gamma$ )	2,4e(-3)	kgf / cm <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad ( $E_c$ )	238752	kgf / cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson ( $\nu$ )	0,2	-

#### 2.1.4.2 Acero de refuerzo

Para las vigas, columnas y muros se utiliza un acero de refuerzo de calidad A63-42H, cuyas propiedades fisiológicas se muestran en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 - Propiedades fisiológicas del acero A63-24H

Propiedad	Valor	Unidades
Esfuerzo de fluencia ( $f_y$ )	4200	kgf / cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de ruptura ( $f_u$ )	6300	kgf / cm <sup>2</sup>
Peso por unidad de volumen ( $\gamma$ )	7,85e(-3)	kgf / cm <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad ( $E_s$ )	2,1e(6)	kgf / cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson ( $\nu$ )	0,3	-

## 2.1.5 Cargas y combinaciones de cargas

Se consideran los siguientes estados de carga:

- Cargas Permanentes (Pp): Corresponden a los pesos propios de los elementos estructurales, se considera el peso de las vigas, columnas, muros, losa y placas alveolares de hormigón armado.
- Sobrecarga (Sc): Corresponden a las cargas originadas de acuerdo al uso que tendrá la estructura. Se aplica lo establecido en la referencia [2], considerando una carga de 250 [kgf/m<sup>2</sup>] por planta, carga que aplica para edificios de oficinas sin equipos; y para el techo una sobrecarga de 100 [kgf/m<sup>2</sup>].
- Carga Sísmica (E): Corresponde a la carga que se ejerce sobre la estructura producto de la acción sísmica. Se obtiene de acuerdo a lo dispuesto en la referencia [1], específicamente a través de su espectro de diseño.

Se consideran las siguientes combinaciones de carga:

- 1,4 Pp
- 1,2 Pp + 1,6 Sc
- 1,2 Pp + 1,0 Sc ± 1,4 E
- 0,9 Pp ± 1,4 E

## 2.1.6 Metodología para el diseño

Se clasifica la estructura en según la referencia [1] (categoría, factor de importancia, zonificación sísmica, tipo de suelo, etc.). Se analiza la estructura utilizando el software Etabs versión 13.1.5, modelándola y definiendo estados y combinaciones de carga. Los efectos dinámicos del sismo de diseño se modelan mediante un espectro de respuesta para diseño.

Para tener en cuenta los efectos del comportamiento inelástico de la estructura se requiere de un valor de reducción por ductilidad R. El valor de cada parámetro de interés calculado para los diferentes modos de vibración de la estructura se combina utilizando el método de combinación completa cuadrática (CQC).

Como requisito del diseño sismoresistente se debe cumplir que la estructura no colapse cuando se someta al estado de cargas para la que fue diseñada, y que presente drifts de entre piso y flechas inferiores a los admisibles y además que pueda disipar energía, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad.

## 2.2 Análisis dinámico

### 2.2.1 Modelo ingresado a software ETABS

Se realiza un modelo en el programa representando la estructura del edificio para efectuar sobre el mismo el análisis dinámico. El programa que se utiliza es el Etabs versión 13.1.2, el cual se basa en la aplicación del método de rigidez matricial.

La modelación de la estructura de base empotrada se hizo en forma detallada considerando todos los elementos de la estructura a excepción de las escaleras por considerar que no tienen influencia estructural.

Para el sistema de piso en cada nivel se asignó la propiedad de diafragma, logrando la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos y subestructura vertical. Se definen las dimensiones de los elementos (vigas, columnas y muros) y las propiedades de los materiales.

Se asignan las condiciones de borde pertinentes (cacho rígido y libertad de giro para el extremo de las vigas gravitacionales). La placa alveolar se modela como una placa sólida con una altura de 11,2 [cm] para tributar la carga de 280 [kgf/m<sup>2</sup>], sin embargo se agregan 10 cm (de sobre losa) quedando de 21,2 [cm]. Se aproxima el peso específico del hormigón armado a 2,5 [tf/m<sup>3</sup>], propiedad que se le asigna al material H30. Se introducen los estados de carga y se generan las combinaciones de diseño. Luego se procede al análisis del modelo. El modelo de la estructura con vista en 3 dimensiones se observa en la figura 2.4.

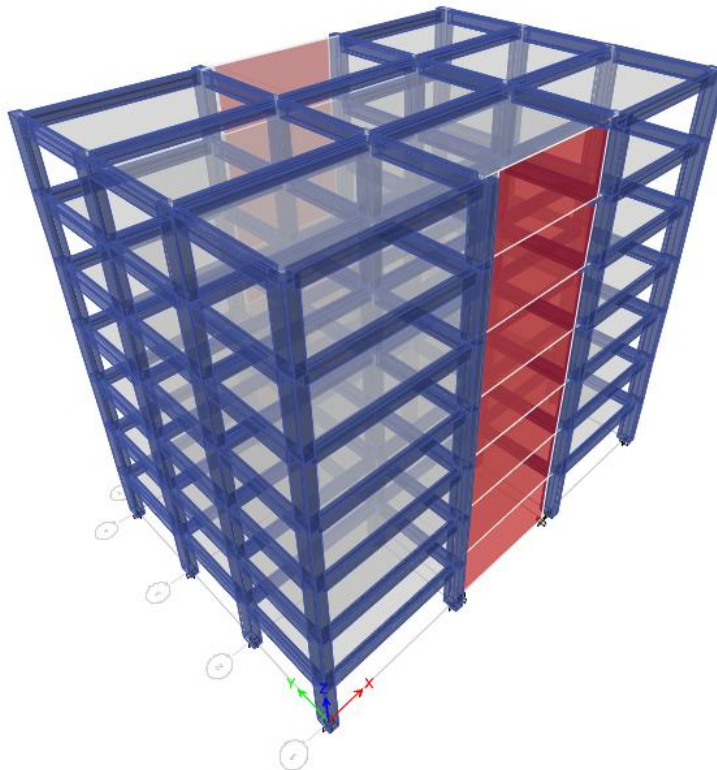


Figura 2.4 - Modelo estructural del edificio en Etabs

## 2.2.2 Peso sísmico

Del análisis obtenido del software se puede obtener el peso de la estructura, que para efectos de obtener el espectro de diseño se define como el 100% del peso propio de la estructura más al menos el 25% de la sobrecarga, considerada según [2] para cada uno de los pisos de la estructura. La tabla 2.3 muestra el peso sísmico de la estructura.

Tabla 2.3 - Peso sísmico de la estructura

Estado de carga	Peso (tf)	Porcentaje a considerar
Peso propio	3347	100%
Sobrecarga	778	25%
Peso sísmico (tf)	3541	

## 2.2.3 Modos de vibrar

A través del análisis del modelo se obtienen los principales modos de vibrar del edificio, estos modos tienen una cierta participación en el comportamiento dinámico de la estructura el cual queda reflejado en el porcentaje de masa traslacional asociado a cada uno de ellos.

Los datos obtenidos se muestran en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 - Propiedades dinámicas de la estructura

Propiedad	Valor
Período fundamental en la dirección X (seg)	0,58
Período fundamental en la dirección Y (seg)	0,74
Número de modos considerados	12
Masa modal fundamental en la dirección X (%)	67,1
Masa modal fundamental en la dirección Y (%)	80,3

## 2.2.4 Análisis modal espectral

El análisis se realiza según [1], eligiendo entre los métodos disponibles el análisis modal espectral. El método consiste en superponer los modos fundamentales de la estructura, determinando para cada modo, mediante el espectro de diseño, el esfuerzo correspondiente. Finalmente se superponen las respuestas de todos los modos para cada una de las direcciones ortogonales entre sí.

En el análisis se toman en consideración los suficientes modos de vibrar tal que la suma de las masas equivalentes en ambas direcciones del sismo sea a lo menos un 90% de la masa total de la estructura.

Del análisis se obtiene el espectro de respuesta elástica, el cual representa el máximo de un parámetro de respuesta (aceleración, desplazamiento, etc) para osciladores simples de un grado de libertad sometidos a un evento sísmico dado.

El espectro de diseño, según [1], está definido por la ecuación 2.1

$$S_a = \frac{I A_0 \alpha}{R^*} \quad (\text{ec. 2.1})$$

Dónde:

- $S_a$  : Aceleración espectral de diseño.
- $I$  : Coeficiente de importancia y uso del edificio (tabla 6.1 de la referencia [1]).
- $A_0$  : Aceleración efectiva máxima del suelo (tabla 6.2 de la referencia [1]).
- $\alpha$  : Factor de amplificación espectral.
- $R^*$  : Factor de reducción de la aceleración espectral, en cada dirección de análisis.

El factor de amplificación se determina por la siguiente expresión.

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (\text{ec. 2.2})$$

Dónde:

- $T_n$  : período de vibración correspondiente al modo n.
- $T_0, p$  : parámetros relativos al tipo de suelo.

El factor de reducción se determina por la siguiente expresión.

$$R = 1 + \frac{T^*}{0,1 T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (\text{ec. 2.3})$$

Dónde:

- $T^*$  : período de vibración correspondiente al modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
- $R_0$  : valor de modificación de la respuesta.

El esfuerzo de corte basal está dado por la siguiente expresión:

$$Q_0 = C I P \quad (\text{ec. 2.4})$$

Dónde:

- $C$  : Coeficiente sísmico
- $I$  : Coeficiente de importancia
- $P$  : Peso sísmico de la estructura

El coeficiente sísmico está dado por a siguiente expresión:

$$C = \frac{2,75 A_0 T^*}{g R} \left( \frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (\text{ec. 2.5})$$

Los parámetros sísmicos se establecen en la tabla 2.5.

Tabla 2.5 - Parámetros sísmicos

Parámetro		Valores asociados
Categoría del edificio	C	I = 1
Zona sísmica	III	$A_0 = 0,4g$
Tipo de suelo	D	$s = 1,2$
		$T_0 = 0,75$
		$T' = 0,85$
		$n = 1,8$
		$p = 1$
Factores de modificación	Tipo de estructuración mixta	$R = 7$
		$R_0 = 11$
Períodos de vibración	Dirección de análisis	$T_x^* = 0,58$
		$T_y^* = 0,74$

En ningún caso el valor del coeficiente sísmico será mayor o menor a los valores de  $C_{\min}$  o  $C_{\max}$ . Sin embargo, para efectos de calcular drifts máximos, el coeficiente sísmico puede ser mayor que su límite máximo.

$C_{\min}$  y  $C_{\max}$  se calculan de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$C_{\min} = 0,16 S \frac{A_0}{g} \quad (\text{ec. 2.6})$$

$$C_{\max} = 0,35 S \frac{A_0}{g} \quad (\text{ec. 2.7})$$

De controlar los límites del coeficiente sísmico se debe modificar el factor de reducción y así lograr que el corte basal quede en los rangos admisibles. Los resultados del coeficiente sísmico se muestran en la tabla 2.6.

Tabla 2.6 - Coeficientes sísmicos

Dirección de análisis	C	$C_{\min}$	$C_{\max}$
x	0,1684	0,08	0,168
y	0,1736	0,08	0,168

Debido a que el coeficiente sísmico se encuentra sobre el valor máximo debe limitarse al valor de 0,168. El factor de reducción de la respuesta y el corte basal se presentan en la tabla 2.7.

Tabla 2.7 - Factores de reducción y corte basal

Dirección de análisis	R*	Corte basal (tf)
x	5,74	595
y	6,18	595

Con todos los parámetros definidos es posible generar el espectro de diseño, el cual se presenta en la figura 2.5 para cada dirección de análisis.

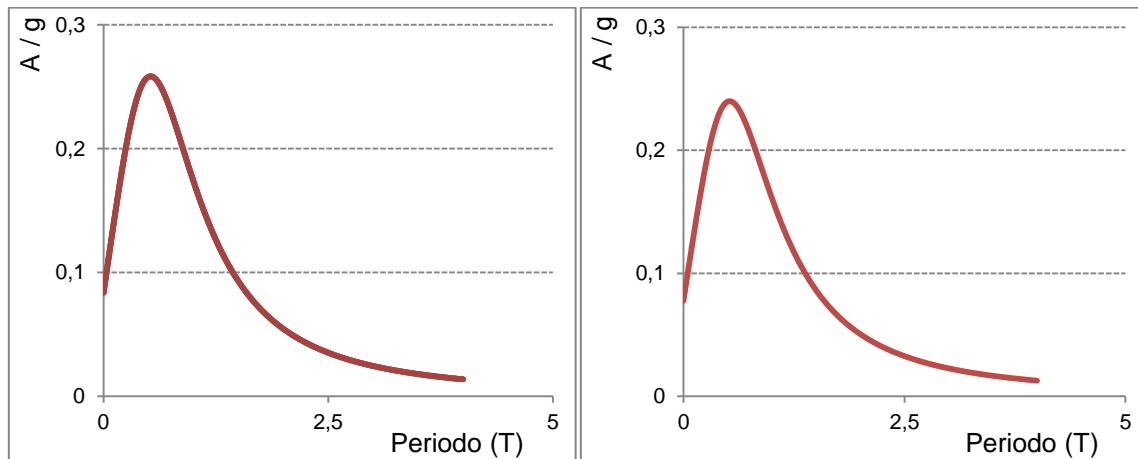


Figura 2.5 - Espectros de diseño [1]  
Dirección X (izquierda), Dirección Y (derecha)

## 2.2.5 Control de deformaciones

La norma NCh433of96 exige que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos (drift), medido en el centro de masa en cada una de las direcciones de análisis, no deba ser mayor que el 0,2% de la altura de entre piso. Del análisis en el programa se obtienen los desplazamientos relativos, los cuales se muestran en la tabla 2.8.

Tabla 2.8 - Desplazamientos relativos de entrepiso (drifts)

Piso	Desplazamientos absolutos		Desplazamientos relativos		Porcentaje respecto a altura de entrepiso	
	X-Dir (cm)	Y-Dir (cm)	X-Dir (rel) (cm)	Y-Dir (rel) (cm)		
7	3,148	3,623	0,605	0,248	0,17%	0,07%
6	2,543	3,375	0,6	0,386	0,17%	0,11%
5	1,943	2,989	0,574	0,525	0,16%	0,15%
4	1,369	2,464	0,518	0,639	0,14%	0,18%
3	0,851	1,825	0,426	0,709	0,12%	0,20%
2	0,425	1,116	0,297	0,693	0,08%	0,19%
1	0,128	0,423	0,128	0,423	0,04%	0,12%
Base	0	0	0	0	0,00%	0,00%

## 2.3 Diseño de los elementos estructurales

Como hipótesis para el diseño se considera, entre otras cosas, válida la ley de Hooke, se desprecia la resistencia a tracción del hormigón, se supone perfecta adherencia entre el acero y el hormigón, la deformación unitaria última del hormigón es del 0,3%, el módulo de elasticidad de cada material permanece constante.

Todo elemento estructural debe ser capaz de resistir con un margen de seguridad cualquier sollicitación proveniente de las combinaciones de carga a la que se vea sometido durante la vida útil de la estructura. La principal condición que debe cumplir cada elemento es que su resistencia de diseño debe ser menor o igual al esfuerzo último a la que se le somete, calculado en base a las combinaciones de carga. Por ende, cada elemento sometido ya sea a flexión, corte o carga axial debe cumplir las siguientes condiciones:

$$\Phi M_n \geq M_u$$

$$\Phi V_n \geq V_u$$

$$\Phi P_n \geq P_u$$

Los valores de  $\Phi$  dependen entre otras cosas de la probabilidad de que la resistencia de un elemento sea menor a la requerida. Probabilidad que se basa en parte por variaciones en la resistencia del material y sus dimensiones, imprecisiones en las ecuaciones de diseño y el grado de ductilidad que alcance el elemento.

Para el diseño a flexión pura o flexo-compresión el factor de reducción depende directamente del tipo de falla al que se vea sometido el elemento al alcanzar su resistencia nominal. Cuando la deformación unitaria del acero no alcanza a la deformación de fluencia en el momento que el hormigón alcanza una deformación unitaria del 0,3%, se dice que la sección está controlada por compresión y se aplica un factor de reducción  $\Phi$  de 0,65.

Cuando la deformación unitaria del acero alcanza a sobrepasar una deformación del 0,5% en el momento que el hormigón alcanza una deformación unitaria del 0,3%, se dice que la sección está controlada por tracción y se aplica un factor de reducción  $\Phi$  de 0,9.

Cuando la deformación unitaria del acero alcanza a sobrepasar la deformación de fluencia pero no sobrepasa el 0,5%, en el momento que el hormigón alcanza una deformación unitaria del 0,3%, se dice que la sección está controlada por los límites de tracción y compresión y se debe interpolar linealmente entre los valores de 0,65 y 0,9, en directa proporción con la deformación que alcance el acero una vez pasado su límite elástico y así obtener el factor de reducción  $\Phi$  a utilizar.

La forma de obtener los factores de reducción recién descritos aprecia en el esquema de la figura 2.6.

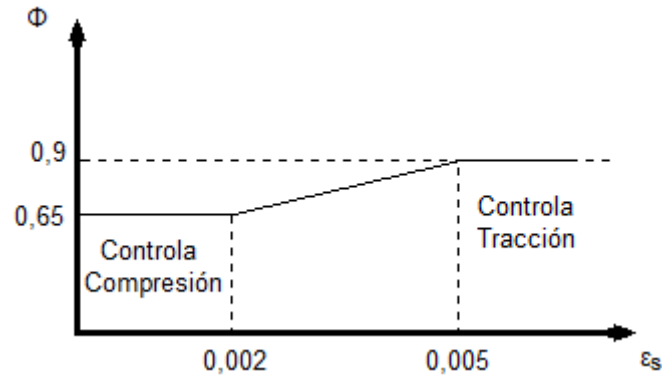


Figura 2.6 - Esquema explicativo, variación de factores de reducción  
Fuente: Elaboración propia

El factor de reducción  $\Phi$  que se utiliza en el diseño al corte es de 0,6. Al calcular la demanda de corte de un elemento en base a su resistencia nominal, teniendo en cuenta el esfuerzo inducido por la sobrerresistencia a flexión de las posibles rotulas a formarse en las vigas y/o la columna de primer piso, considerando además las cargas gravitacionales, lo que se aproxima al máximo esfuerzo de corte que pueda desarrollar el elemento, se utiliza un factor de reducción  $\Phi$  de 0,75.

### 2.3.1 Diseño a flexión pura

Se aplica en caso de elementos que están solicitados a momento, pero no a carga axial, lo cual aplica al caso de las vigas.

Al momento de diseñar una viga, lo ideal es que sólo se necesite refuerzo en la zona traccionada y que el acero llegue a fluir, por ende se logre una falla dúctil. Para estos efectos se establece una cuantía máxima, la cual debe asegurar una deformación unitaria del acero en tracción de al menos un 0,4%. Por ende, y para usar un factor de reducción  $\Phi$  de 0,9 se impone como mínima deformación del acero un 0,5%. Para obtener una deformación del acero mayor al 0,5% el momento nominal con armadura solo en tracción se limita a la siguiente expresión:

$$M_n = 0,227 f_c b d^2 \quad (\text{ec. 2.8})$$

Si se llega a requerir un momento nominal mayor es necesario el uso de refuerzo en la zona comprimida. Se debe tener en cuenta que la presencia de acero en esta zona disminuye las deflexiones a largo plazo como también mejora la ductilidad del elemento.

El momento resistido por una viga doblemente armada se descompone en dos: El par producido por flexión simple usando el área de refuerzo máxima y el par causado por el resto del refuerzo. A través de compatibilidad de deformaciones y las ecuaciones de equilibrio es posible obtener relaciones entre esfuerzos axiales y deformación longitudinal tanto del acero como de la fibra más comprimida, basándose en la hipótesis que establece que las secciones rectas de una viga permanecen planas al deformarse (la luz de las vigas en todos los casos es mayor a cuatro veces su altura).

Al saber si el acero en compresión fluye, es posible determinar el par causado por el acero en compresión con la tensión que toma el acero en la zona traccionada una vez sobrepasado el 0,5% de deformación unitaria.

La norma define una cuantía mínima con el fin de asegurar que al ocurrir agrietamiento en la sección, el refuerzo sea capaz de resistir el momento flector generado, es así como se exige que se cumpla la expresión 2.9. La cuantía se limita a un máximo de 2,5%.

$$\rho_{\min} = \max \left[ \frac{14}{f_y}; \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \right] \quad (\text{ec. 2.9})$$

En el caso de vigas solicitadas a acciones sísmicas, se debe cumplir, entre otras disposiciones, que la resistencia a momento positivo en cualquier cara del nudo, debe ser al menos la mitad de la resistencia al momento negativo de la cara contraria y en el centro de la viga la resistencia a momento de cualquiera de las caras debe ser al menos una cuarta parte de la mayor resistencia nominal que pueda desarrollar el elemento.

### 2.3.2 Diseño a flexo-compresión

La resistencia de los elementos solicitados a flexo-compresión está dada por el aporte del hormigón en compresión y el del refuerzo longitudinal compresión y tracción. La carga axial y el momento se analizan simultáneamente calculando para cada posición del eje neutro, el equilibrio de fuerzas y el momento respecto al punto medio de la sección, obteniendo así un diagrama de interacción que represente la resistencia para distintos niveles de carga axial.

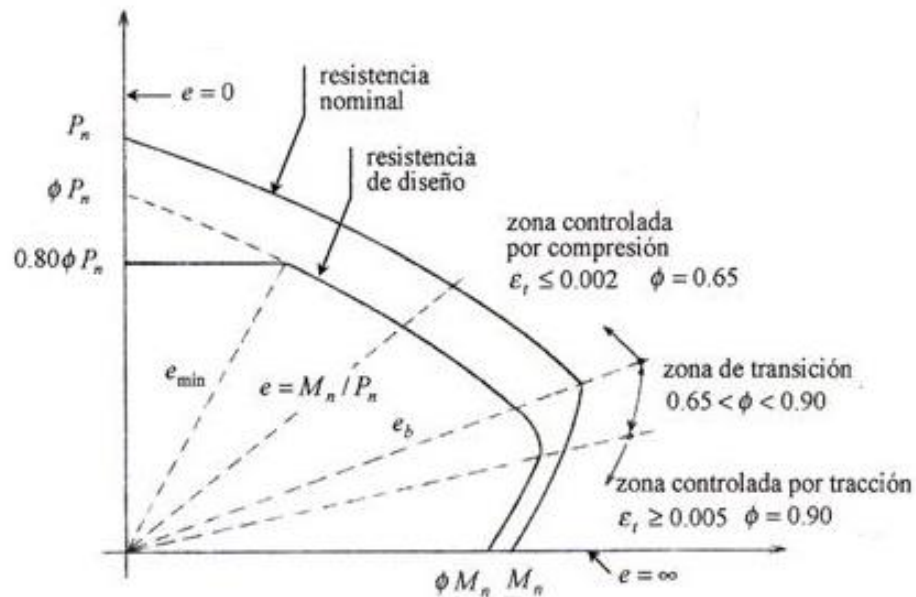


Figura 2.7 - Forma general de un diagrama de interacción  
Fuente: [11]

### 2.3.2.1 Columnas

En la referencia [4] se especifican limitaciones en dimensiones, refuerzo, restricción lateral y otros conceptos relativos al diseño de las columnas de los edificios. Entre ellos están los límites de cuantía longitudinal, la cual no debe ser inferior al 1% del área total de la columna, evitando problemas de tensiones internas debido a fluencia y retracción del hormigón una vez en servicio y no debe ser mayor al 6% de la sección total de la columna para prevenir entre otras cosas congestión del refuerzo.

### 2.3.2.2 Muros

La resistencia a flexión o flexo-compresión de muros se obtiene de la misma forma que en columnas. Una vez que se tenga la distribución vertical del refuerzo es posible elaborar el diagrama de interacción del muro para luego verificar que toda combinación de carga axial y momento se encuentre dentro de este.

El máximo valor de  $P_u$  actuando en la sección transversal de un muro debe cumplir con la expresión 2.10 donde  $A_g$  equivale al área bruta de la sección del muro.

$$P_u \leq 0,35 f_c' A_g \quad (\text{ec. 2.10})$$

La sección crítica de todo muro con razón de aspecto mayor a tres debe tener una capacidad de curvatura mayor que la demanda de curvatura, la cual, según [5], se calcula a través de la expresión 2.11 y alternativamente la expresión 2.12.

$$\Phi_u = \frac{\delta_u}{l_p H_w} \leq \frac{0,8\%}{c} \quad (\text{ec. 2.11})$$

$$\Phi_u = \Phi_y + \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p \left( H_w - \frac{l_p}{2} \right)} \leq \frac{0,8\%}{c} \quad (\text{ec. 2.12})$$

Dónde:

- $\delta_e$  : Capacidad de desplazamiento elástico de un muro en su extremo.
- $\delta_u$  : Desplazamiento de diseño según se define en [1].
- $\Phi_u$  : Curvatura última.
- $\Phi_y$  : Curvatura de fluencia consistente con  $\delta_e$ .
- $l_p$  : Largo de rotula plástica.
- $H_w$  : Altura del muro.
- $c$  : Profundidad del eje neutro

Esta verificación se debe hacer considerando la mayor carga axial  $P_u$  consistente con  $\delta_u$ . La zona en compresión se debe reforzar con elementos especiales de borde cuando se cumple la condición estipulada en 2.13.

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left( \frac{\delta'_u}{H'_w} \right)} \quad (\text{ec. 2.13})$$

Dónde:

- $\delta'_u$  : Desplazamiento máximo del techo.
- $H'_w$  : Altura del muro medida desde el extremo superior del muro a la sección analizada.
- $l_w$  : Largo del muro.

El desplazamiento relativo de diseño se calcula con el espectro elástico de desplazamientos,  $S_{de}$ , que se obtiene de la expresión 2.14.

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4 \pi^2} \alpha A_0 C_d^* \quad (\text{ec. 2.14})$$

Donde  $C_d^*$  es un parámetro que depende del tipo de suelo y se determina según lo estipulado en el apartado 13.1 de [6].

El desplazamiento de diseño en el techo,  $\delta_u$ , se define como la ordenada del espectro elástico de desplazamiento  $S_{de}$  para un 5% de amortiguamiento relativo al crítico, y corresponde al período de mayor masa traslacional en la dirección del análisis, multiplicada por un factor de 1,3. El período debe tomar cuenta el efecto del agrietamiento del hormigón, por ende se debe multiplicar el período no agrietado por 1,5.

### 2.3.3 Diseño al corte

#### 2.3.3.1 Vigas

Las vigas de hormigón armado presentan dos mecanismos para resistir a las fuerzas de corte, la resistencia del hormigón ( $V_c$ ) y la resistencia del refuerzo transversal ( $V_s$ ). Luego la resistencia nominal viene dada por la expresión 2.15.

$$V_n = V_c + V_s = 0,53 \sqrt{f'_c} d b + \frac{A_v}{s} f_y d \quad (\text{kgf}) \quad (\text{ec. 2.15})$$

El esfuerzo de corte que no pueda ser absorbido por el hormigón debe ser resistido por el refuerzo transversal y se calcula como el producto del área de todos los estribos que cruzan la fisura debido al esfuerzo de fluencia. Además, la resistencia aportada por los estribos debe limitarse a la expresión 2.16.

$$V_{s,m\acute{a}x} = 2,2 \sqrt{f'_c} d b \quad (\text{ec. 2.16})$$

El código exige que el área de los estribos que cruzan la fisura por unidad de longitud no debe exceder lo estipulado en la expresión 2.17, donde el espaciamiento entre estribos tampoco debe exceder lo estipulado en la expresión 2.18 (21.3.4.3 – [4]).

$$\frac{A_v}{s} \text{mín} = \frac{3,5 b}{f_y} \quad (\text{ec. 2.17})$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} \quad (\text{ec. 2.18})$$

En vigas solicitadas con acciones sísmicas, en ambos extremos se debe colocar refuerzo de confinamiento, en donde el espaciamiento de los estribos no debe exceder de lo estipulado en la expresión 2.19 (21.3.4.2 de la referencia [4]). No se considera la contribución del hormigón a resistir corte en zonas de posible plastificación.

$$S_{\text{máx}} = \text{mín} \left[ \frac{d}{4}; 8 \Phi_L; 24 \Phi_E; 30 [\text{cm}] \right] \quad (\text{ec. 2.19})$$

El diseño en vigas solicitadas con acciones sísmicas debe garantizar ductilidad, por ende las vigas requieren tener la suficiente resistencia al corte para que el elemento falle a flexión. El esfuerzo de corte se relaciona con la resistencia a flexión que puede desarrollar el elemento. Debido a que la resistencia de fluencia real del acero es casi siempre mayor a la especificada es que se aumenta su límite de fluencia en un 25%.

El esfuerzo de corte de diseño  $V_u$ , en zonas de posible plastificación, se determina como la suma del corte producto de cargas estáticas más el corte inducido por la máxima resistencia probable en los extremos de la viga.

### 2.3.3.2 Columnas

El esfuerzo de corte se determina considerando la máxima resistencia a flexión probable en el extremo de cada columna, producto de la plastificación en los extremos de las vigas. En el caso del primer piso se considera la resistencia nominal probable de la columna correspondiente al nivel de carga axial a que esté sometida.

Si la cantidad de acero para estribos calculada para el esfuerzo de corte es mayor que la cantidad calculada por confinamiento se debe mantener esta última y el espaciamiento a lo largo de todo el elemento debido a que el corte es constante.

### 2.3.3.3 Muros

Hay que asegurar que el muro no falle por corte en ningún punto de su altura. Parte de la fuerza de corte es resistida por el hormigón y parte es resistida por el acero. La resistencia al corte del hormigón  $V_c$  para muros con razón de aspecto mayor a dos se evalúa con la expresión 2.20.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w L_w \quad (\text{ec. 2.20})$$

De ser la carga axial última menor al 10% del producto entre el área bruta y la resistencia equivalente del hormigón no se debe considerar el aporte de este último en la resistencia a corte del elemento. En ningún caso  $V_n$  será mayor a lo estipulado en la expresión 2.21.

$$V_n \leq 2,65 A_{cw} \sqrt{f'_c} \quad (\text{ec. 2.21})$$

### 2.3.4 Control de deflexiones

Es necesario el cálculo de deflexiones de elementos estructurales bajo cargas y condiciones conocidas y respetar los límites aceptables de deflexiones.

Factores como el comportamiento del hormigón en el tiempo, la variabilidad de cargas tanto en magnitud como en tiempo de aplicación, la humedad y variaciones de temperatura inciden directamente en la deflexión que llegue a tener un elemento. Las deflexiones excesivas de un elemento pueden producir daños en elementos no estructurales, o provocar problemas de serviciabilidad.

La posibilidad de usar contraflechas es primordial al momento del control de deflexiones permisibles. El valor de la contraflecha puede restarse de la deflexión calculada y la diferencia, compararse con la deflexión permisible.

De acuerdo con la sección 9.5.2.5 de [4], la flecha adicional a largo plazo debido a efectos de contracción y fluencia provocados por cargas de larga duración se puede estimar multiplicando la flecha instantánea por un factor  $\lambda$  que depende de la duración de la carga.

La tabla 2.9 muestra la deflexión máxima permisible.

Tabla 2.9 - Deflexión máxima permisible

Tipo de elemento	Deflexión a considerar	Deflexión máxima
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión instantáneas debida a la carga viva.	L / 180
Piso que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión instantánea debido a la carga viva.	L / 360
Piso o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructural susceptibles de no sufrir daños por deflexiones excesivas.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional).	L / 480
Piso o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.		L / 240

Fuente: [4]

## 2.3.5 Configuración de refuerzo

### 2.3.5.1 Vigas gravitacionales

El cálculo del refuerzo de las vigas gravitacionales se realiza para un estado límite último que satisfaga las combinaciones de carga impuestas. Las vigas gravitacionales están simplemente apoyadas en las columnas y no se ven solicitadas a flexión producto de la acción sísmica por ende las combinaciones de carga que controlan el diseño son netamente las que mayoran los estados de carga de peso propio y sobrecarga.

Del análisis se obtienen las solicitaciones actuantes en las vigas (tanto la de borde como la central) y los resultados se muestra en la tabla 2.10 mientras que la configuración adoptada se muestra en la tabla 2.11.

Tabla 2.10 - Solicitaciones en vigas gravitacionales

Elemento	Combinación de cargas	Solicitud	
		Momento (tf-m)	Corte (tf)
Viga central	C2: 1,2 Pp + 1,6 Sc Diseño de elementos	62,7	29,6
Viga de borde		34,2	16,1
Viga central	C: 1,0 Pp + 1,0 Sc Control de deformaciones	47,8	-
Viga de borde		26,2	-

Tabla 2.11 - Configuración de refuerzo en vigas gravitacionales

Elemento	Ubicación	Refuerzo superior	Refuerzo inferior	Refuerzo transversal en el alma	Refuerzo transversal en el hombro	Contraflecha
Viga central	eje 2 y 3	3 $\Phi$ 22	5 $\Phi$ 32	E $\Phi$ 10 @ 10	E $\Phi$ 10 @ 20	7 cm
Viga de borde	eje 1 y 4	3 $\Phi$ 12	4 $\Phi$ 25	E $\Phi$ 10 @ 20	E $\Phi$ 10 @ 20	7 cm

La figura 2.8 muestra las dimensiones de la sección transversal de las vigas gravitacionales.

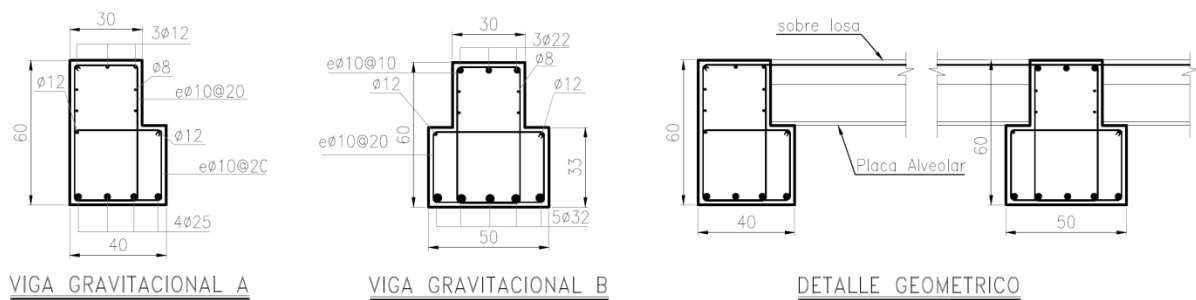


Figura 2.8 - Configuración vigas gravitacionales y detalle

### 2.3.5.2 Vigas sísmicas

Las vigas sísmicas deben ser capaces de disipar energía por deformación inelástica en zonas preestablecidas. Es así como se determinan zonas de posibles rotulas plásticas que ante un sismo tengan un comportamiento dúctil. El resto de los elementos debe permitir que se genere la sobrerresistencia flexional de la rótula.

La configuración adoptada se divide en tres niveles. Una configuración para los primeros tres pisos, otra para los siguientes dos y la última para los últimos dos pisos, la tabla 2.12 y 2.13 muestran los resultados.

Tabla 2.12 - Solicitaciones en vigas sísmicas

Nivel	Combinación de cargas	Solicitud	
		Momento (tf-m)	Corte (tf)
1,2,3	C5: 1,2 Pp + 1,0 Sc ± 1,4 E	-101,7	58,0
		95,2	
4,5	C5: 1,2 Pp + 1,0 Sc ± 1,4 E	-87,8	51,5
		81,8	
6,7	C5: 1,2 Pp + 1,0 Sc ± 1,4 E	-53,1	33,2
		48,4	

Tabla 2.13 - Configuración de refuerzo en vigas sísmicas

Ubicación	Refuerzo superior	Refuerzo inferior	Refuerzo transversal
Nivel 1,2,3 Eje A,B,C,D	8 $\Phi$ 28	4 $\Phi$ 25 4 $\Phi$ 28	2E $\Phi$ 10 @ 10
Nivel 4,5 Eje A,B,C,D	4 $\Phi$ 28 4 $\Phi$ 22	4 $\Phi$ 22 4 $\Phi$ 28	2E $\Phi$ 10 @ 12
Nivel 6,7 Eje A,B,C,D	4 $\Phi$ 22 4 $\Phi$ 18	8 $\Phi$ 18	2E $\Phi$ 10 @ 15

La figura 2.9 muestra las dimensiones de la sección transversal de las vigas sísmicas.

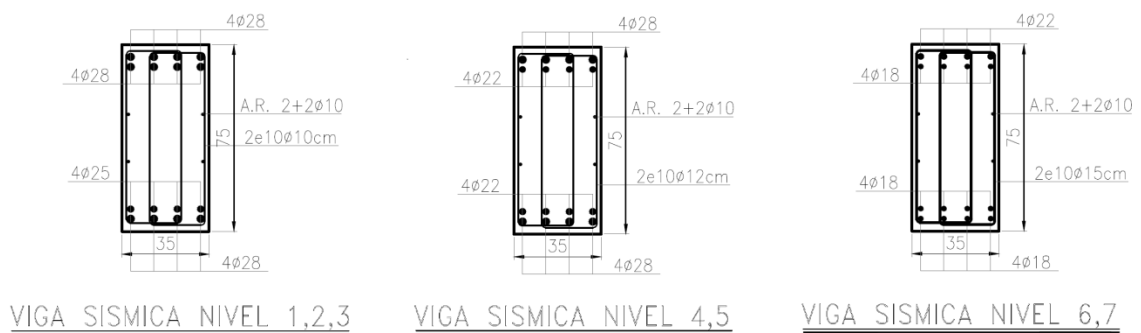


Figura 2.9 - Configuración de vigas sísmicas

### 2.3.5.3 Columnas

Las columnas son elementos estructurales sometidos principalmente a carga axial, momento y corte. No se consideran como elementos pensados para disipar energía (a excepción del primer piso) por lo tanto deben poseer suficiente resistencia para asegurar su comportamiento elástico mientras las fuentes de disipación de energía como las vigas sísmicas desarrollan toda su capacidad, es así como el criterio de columna fuerte-viga débil se cumple en cada nudo (a excepción del último piso).

La configuración de refuerzo longitudinal adoptada se divide en tres. Una configuración para el primer piso, otra para el segundo y tercero y una última para resto de los pisos. La tabla 2.14 muestra la configuración adoptada, la figura 2.10 muestra el detalle de la sección y la figura 2.11 muestra los diagramas de interacciones para ambas configuraciones.

Tabla 2.14 - Configuración de refuerzo en columnas

Ubicación	Refuerzo longitudinal	Refuerzo transversal (sentido Y)	Refuerzo transversal (sentido X)
Nivel 1	26 $\Phi$ 25	2E $\Phi$ 12 @ 8	2E $\Phi$ 12 @ 8
Nivel 2,3	26 $\Phi$ 25	2E $\Phi$ 12 @ 10	2E $\Phi$ 12 @ 10
Nivel 4,5,6,7	26 $\Phi$ 16	2E $\Phi$ 10 @ 10	2E $\Phi$ 12 @ 10

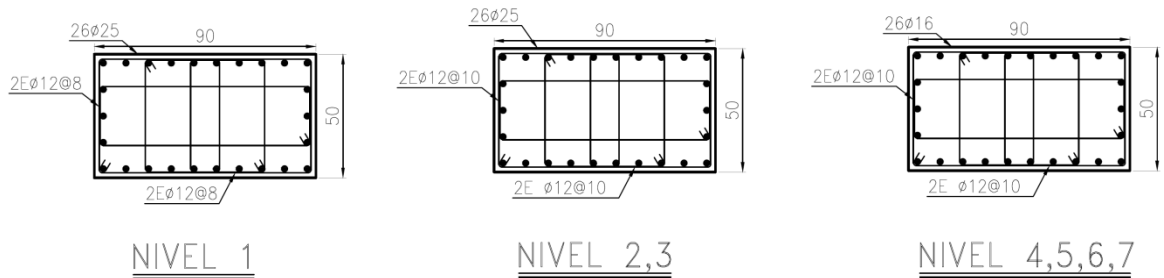


Figura 2.10 - Configuración de columnas

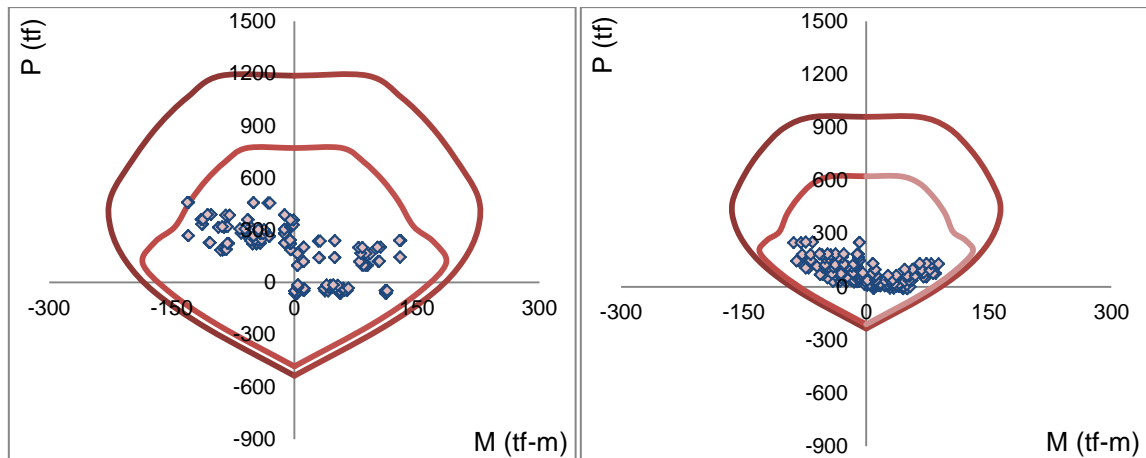


Figura 2.11 - Diagrama de interacción nominal y último – dirección Y  
Primeros tres pisos (izquierda), últimos pisos (derecha)

### 2.3.5.4 Muros

Al igual que en las columnas, se propone la distribución del refuerzo vertical, se elabora el diagrama de interacción del muro con lo cual se verifica que la resistencia de diseño sea menor o igual al esfuerzo último actuante en el muro. La configuración de armadura longitudinal propuesta se muestra en la figura 2.12 y se resume en la tabla 2.15. En la figura 2.13 se muestra el diagrama de interacción.

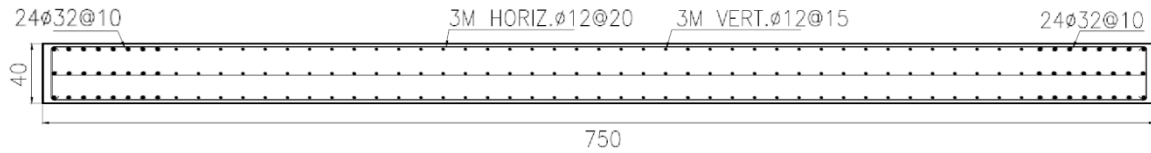


Figura 2.12 - Configuración y sección transversal del muro

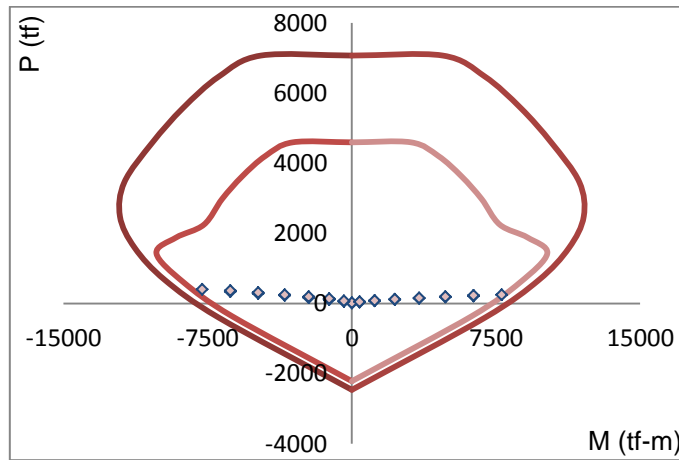


Figura 2.13 - Diagrama de interacción nominal y último (muro) – dirección X

Tabla 2.15 - Configuración y resultados de análisis del muro

Cuantía	1,97%	
Máxima carga axial de diseño (tf)	400	
Capacidad de curvatura para máxima carga axial de diseño (rad / cm)	1,9E-05	
Desplazamiento de diseño (cm)	12	
Curvatura requerida para desplazamiento de diseño (rad / cm)	1,24E-05	
Armadura de corte (triple malla)	$\Phi$	12
	s (cm)	20

## CAPÍTULO III

### 3 Procedimiento de diseño de uniones híbridas para muros

#### 3.1 Unión híbrida y bases de diseño

##### 3.1.1 Generalidades

En un sistema de uniones híbridas se considera la combinación de dos tipos de acero, de distintas propiedades y función en la estructura. El funcionamiento del sistema contribuye a mantener la estructura ausente de daño significativo, gracias a la concentración de esfuerzos internos que se produce en los puntos de conexión [10].

En una unión híbrida se genera una conexión dúctil en la interface; esto se logra gracias al uso de alguna forma de disipación de energía (usualmente histerética), por ende se producen incursiones en el rango no lineal. El acero postensado es utilizado para proporcionar un soporte resistente en la interface del muro, generando un mecanismo de fricción que permite el traspaso del esfuerzo de corte en la conexión.

##### 3.1.2 Requerimientos de diseño

Basados en la referencia [1] es que se deben cumplir todas las disposiciones para el diseño sísmico de edificios, con el objetivo de que estos sean capaces de resistir movimientos sísmicos de mediana intensidad y evitar el colapso en caso de eventos de alta intensidad. Para el análisis del sistema híbrido se usarán las referencias [7], [8] y [9].

###### 3.1.2.1 Fuerzas de diseño y demanda de rotación

Los estados y combinaciones de carga a considerar son los descritos en el punto 2.1.5.

Las restricciones de rotación seleccionada deben satisfacer los requerimientos de uso según la referencia [6]. El drift de diseño debe ser mayor que el obtenido usando el desplazamiento de diseño en el techo,  $\delta_u$ , calculado en el apartado 2.3.2.2.

###### 3.1.2.2 Condición de autocentrado

Para asegurar la condición de autocentrado de un sistema híbrido es necesario que la razón entre el momento asociado al postensado y la carga axial con el momento asociado al sistema disipante sea mayor que 1. Razón que se conoce como  $\lambda$  y se calcula a través de la expresión 3.1.

$$\lambda = \frac{M_{pt} + M_n}{M_s} \geq \alpha_o \quad (\text{ec. 3.1})$$

Donde  $M_{pt}$  representa el momento producto de los tendones de acero postensado,  $M_n$  el momento producto de la carga axial en el elemento y  $M_s$  el momento producto del sistema disipante, calculados respecto al centroide de la resultante de compresión en la sección.  $\alpha_0$  es un factor de mayoración de fuerzas para el momento asociado a la disipación de energía ( $\alpha_0 > 1,15$ ) estipulado en la sección B4.3.2 de [9].

El manual [7] sugiere un valor de  $\alpha_0$  de 1,5, lo que correspondería a una razón de 60/40 en la figura 3.1, la cual muestra un esquema de la variación de la razón de autocentrado y como se conformaría la respuesta total del sistema en función de dichas razones.

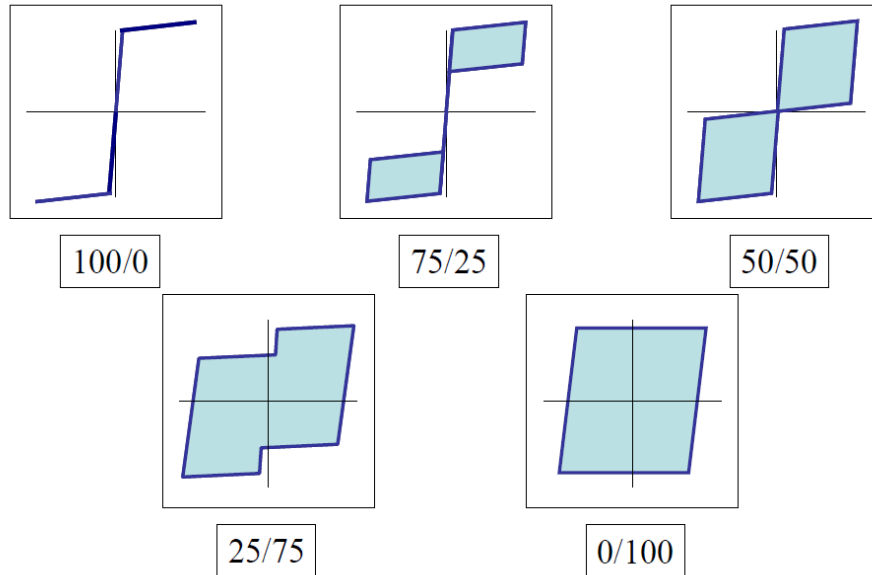


Figura 3.1 - Variación de la razón de autocentrado en la curva histerética tipo “flag shape”  
Fuente: [7]

### 3.1.2.3 Comportamiento cíclico y disipación de energía

El comportamiento cíclico de momento-rotación en la conexión híbrida debe ser descrito a través de una regla histerética del tipo “flag shape”, combinando una regla no lineal elástica con una regla elasto-plástica, (B6.5.1) [9]. Este punto se detallará en 3.2.

### 3.1.2.4 Máxima deformación en refuerzo convencional

La deformación del refuerzo convencional proporcionado con el fin de disipar energía no debe exceder el 90% de su capacidad última de deformación para el drift objetivo, como se estipula en B6.4.8 de la referencia [9].

$$\varepsilon_s(\theta) \leq 0,9 \varepsilon_u \quad (\text{ec. 3.2})$$

### 3.1.2.5 Máxima deformación en tendón postensado

La deformación de los tendones de acero postensado no debe exceder el 90% de su deformación de fluencia para el drift objetivo [7].

$$\varepsilon_{pt}(\theta) \leq 0,9 \varepsilon_{pty} \quad (\text{ec. 3.3})$$

### 3.1.3 Consideraciones de diseño

En el presente apartado se describen los supuestos e hipótesis que se considerarán para el desarrollo del modelo matemático usado en el diseño.

- Las demandas (fuerzas de diseño y giro) son conocidas.
- El acero postensado está diseñado para permanecer en rango elástico, sin superar el 90% de su deformación de fluencia una vez alcanzado el drift objetivo.
- El hormigón en el borde del muro se encuentra confinado para así aumentar su capacidad de deformación una vez alcanzado el drift objetivo.
- El acero convencional dispuesto en la conexión contribuye a la capacidad de momento de la sección además de proveer capacidad de disipación de energía al sistema.
- El mecanismo de falla del sistema se basa en la falla del hormigón una vez el acero convencional entre en fluencia asegurando una falla del tipo dúctil.
- El bloque rectangular equivalente de esfuerzos se usa para definir la fuerza de compresión ejercida por el hormigón en la interface de la conexión y la resultante de esta.
- La superficie en la interfaz permanece plana para todo grado de rotación y la deformación del hormigón permanece nula en el centro de rotación y varía linealmente en la zona de contacto entre el muro y la base [13].
- El segmento del muro fuera de la interfaz permanece en rango elástico para todo grado de rotación en la interfaz [13].
- La base de muro tiene la suficiente resistencia a la fricción para prevenir cualquier desplazamiento relativo de la base respecto a la fundación. Se asume que la resistencia del grout en la interfaz es mayor a la del hormigón empleado.
- Dado que las estructuras con elementos de hormigón armado prefabricado en base a uniones híbridas presentan un comportamiento similar a una estructura monolítica antes que la interfaz llegue a abrirse, es que el dimensionamiento de los elementos parte de la base de la estructura monolítica y puede variar dependiendo del cumplimiento de los requerimientos de diseño.

## 3.2 Análisis seccional

La presente sección se refiere al análisis a nivel seccional de conexiones híbridas para muros provistos tanto de refuerzo convencional como de conectores de corte tipo UFP (U-shaped flexural plate) [7]. Se describe el modelo de análisis, la curva de comportamiento histerético esperada y la obtención de la respuesta momento-rotación para los casos a analizar en el capítulo 4.

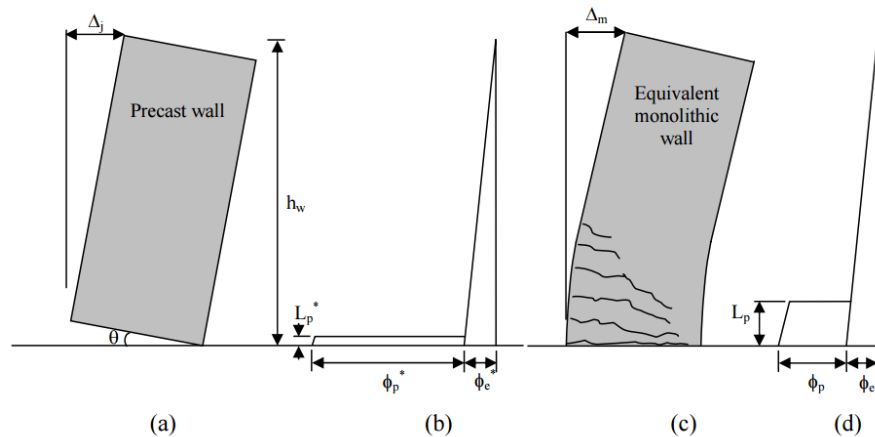


Figura 3.2 - (a y b) Respuesta a flexión y curvatura asociada a muro híbrido, (b y c) Respuesta a flexión y curvatura asociada a muro convencional.

Fuente: [21]

### 3.2.1 Curva de comportamiento histerético

A pesar de que los sistemas estructurales provistos de conexiones híbridas presentan una respuesta histerética del tipo “flag shape” (con forma de bandera), la representación idealizada en la figura 3.3 no representa en su totalidad el comportamiento del sistema. La razón es que la respuesta, tanto del acero postensado como la del sistema disipante, no se pueden simplemente superponer debido a que los sistemas disipantes solo cumplen su función una vez se haya abierto la unión. Además, al analizar la respuesta del sistema, se obtiene una curva tipo bandera pero imperfecta utilizando la respuesta histerética real tanto para el acero postensado como del sistema disipante, [12].

Inicialmente, la rigidez del sistema está controlada por la respuesta elástica del muro, pero una vez que ocurre la descompresión en la base se aprecia un punto de inflexión en la curva del acero postensado, correspondiente al punto (a) en la figura 3.3. El punto de descompresión del muro se define como el momento en que se abre la interfaz en la base del muro y corresponde a la condición en que la tensión en la fibra extrema del hormigón llega a un valor igual a cero.

El punto (b) está condicionado por la fluencia del sistema disipante, en donde se produce la inflexión de la respuesta del acero postensado idealizada. El punto (c) corresponde a la respuesta del acero postensado una vez alcanzado el drift objetivo, donde el acero postensado no ha superado el 90% de su deformación de fluencia.

Respecto al sistema disipante, el punto (d) representa la fluencia del sistema disipante y el punto (e) la respuesta del sistema disipante una vez alcanzado el drift objetivo, donde se espera que el acero convencional no supere una deformación del 5%, según lo recomendado por [7]. En la descarga se aprecia que la respuesta total no presente drift residual, lo que es esperable en casos con razón de autocentrado mayor que 1.

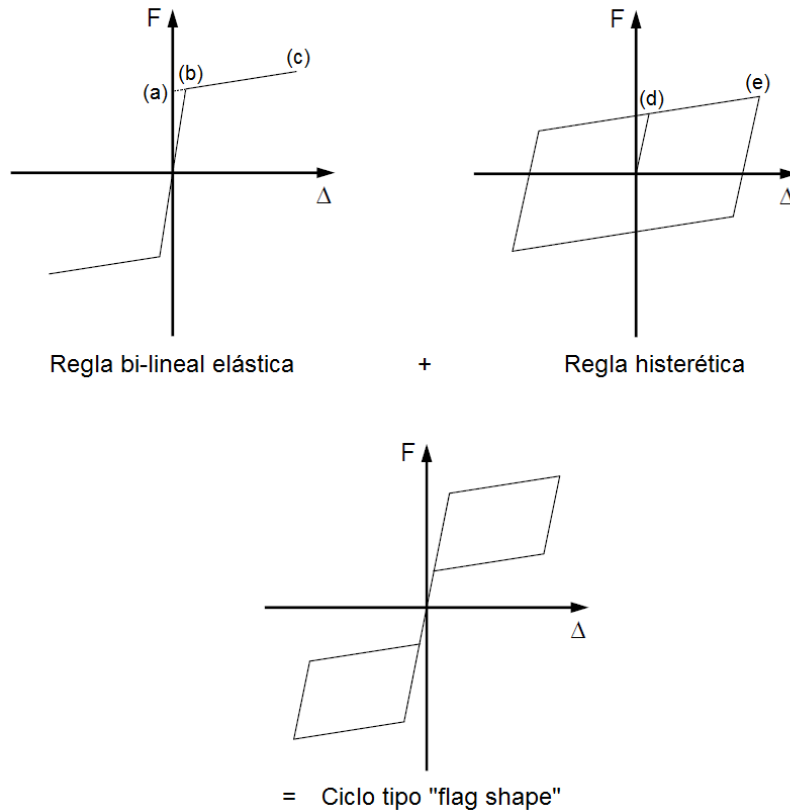


Figura 3.3 - Ciclo de histéresis idealizado para un sistema híbrido.

### 3.2.1.1 Modelo de plasticidad concentrada

A través de un modelo de plasticidad concentrada, conformado por dos resortes rotacionales [7], es posible representar la respuesta de un sistema con muro de autocentrado. Como se muestra en la figura 3.4, la respuesta del sistema se puede analizar a través de un elemento elástico con su comportamiento no-lineal concentrado en dos resortes rotacionales en la base del elemento.

En la figura 3.4, el resorte (1) representa la componente del acero postensado en el sistema idealizada como bi-lineal elástica, el resorte (2) representa los componentes disipadores de energía representando la regla histerética del sistema.

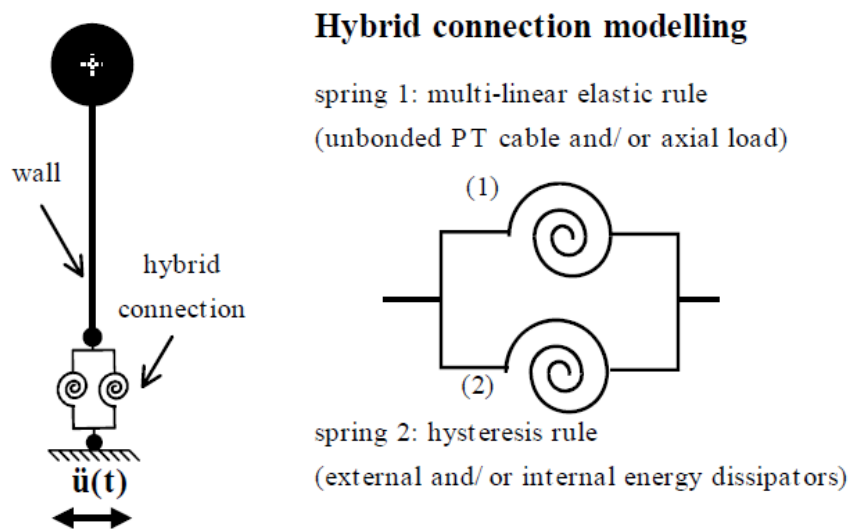


Figura 3.4 - Representación de modelo de dos resortes rotacionales concentrados para un sistema de muro con autocentrado. [7]

### 3.2.2 Analogía de la viga monolítica (MBA)

Las dos condiciones que se deben cumplir al momento de analizar un elemento de hormigón armado son el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones entre el hormigón y el acero de refuerzo. Esta última es solo posible de existir perfecta adherencia entre el acero de refuerzo y el hormigón que lo rodea.

El hecho de que existan barras de acero postensado sin adherencia en la conexión híbrida hace que se pierda la condición de compatibilidad de deformaciones en la sección crítica, haciendo que el análisis seccional se dificulte tanto en la interface como en el resto del elemento.

Ante pequeñas deformaciones laterales, el sistema se comporta igual que un sistema monolítico manteniéndose la unión cerrada hasta cierto desplazamiento lateral. Al abrirse aún más la unión no es posible seguir aplicando las hipótesis de compatibilidad de deformaciones entre el hormigón y el acero de refuerzo, como se aplica en el análisis clásico para determinar la relación momento curvatura de una sección. Además, el comportamiento de la unión deja de ser lineal ya que la profundidad del eje neutro varía y por lo tanto cambia la inercia del sistema.

El concepto de la viga monolítica equivalente, detallado en la sección 4.3 de la referencia [8], es utilizado para solventar este problema y estimar las deformaciones tanto del hormigón como del acero en la conexión híbrida. El hecho de utilizar una condición de desplazamiento global hace posible el análisis seccional del elemento [13]. La clave del MBA es suponer que la viga híbrida se deforma lo mismo que una monolítica.

El método establece relaciones entre la profundidad del eje neutro y las deformaciones de los materiales constituyentes, producidos en la interfaz de la unión articulada; esto es posible al suponer que la deformada a la mitad de una viga es similar a la de una viga en volado de media luz de longitud cargada en su extremo por una fuerza.

Pampanin, Prestley, y Sritharan propusieron un método de análisis para predecir envolventes de momento-rotación para sistemas de estructuras prefabricadas articuladas bajo cargas monotónicas. El método, que usa una analogía entre una conexión articulada y un conexión monolítica equivalente de hormigón hace que el análisis sea posible para sistemas articulados asumiendo desplazamientos globales idénticos para elementos que estén conectados tanto en forma articulada como conectados con conexiones monolíticas (ver figura 3.5). [8]

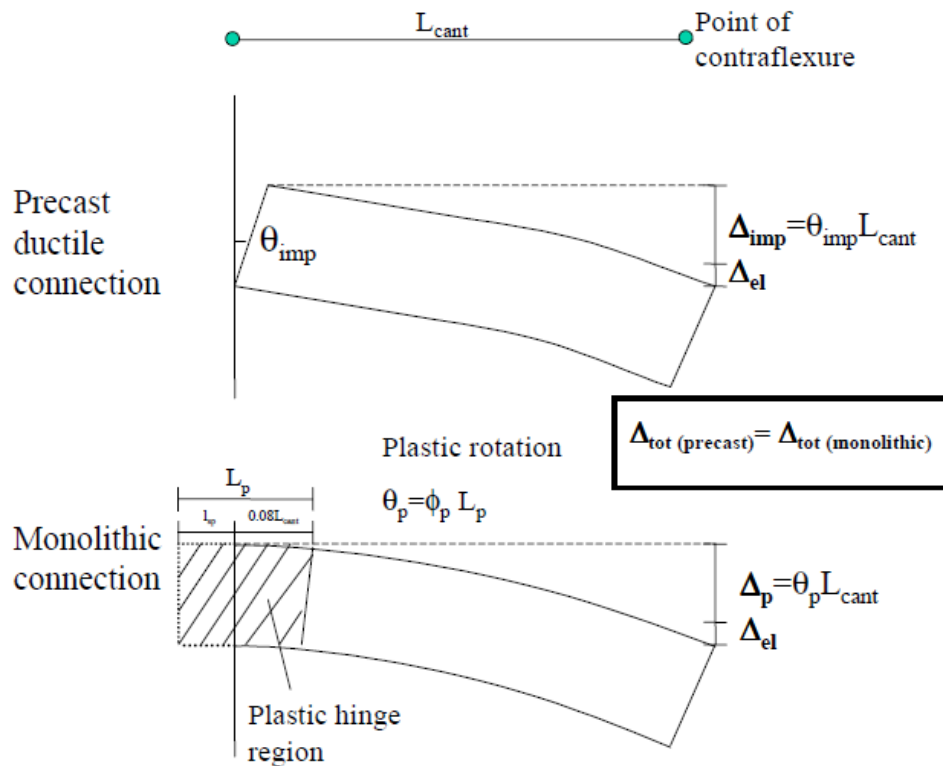


Figura 3.5 - Analogía de la viga monolítica. [8]

El análisis es posible al utilizar los esfuerzos en base a la estimación de las deformaciones de los materiales constituyentes y cumpliendo con la condición de equilibrio de fuerzas.

Stone, Cheok y Stanton examinaron la precisión del método al comparar diagramas de momento rotación con resultados experimentales. En los elementos estudiados se llegó a una buena correlación entre el método y los resultados. [14]

La viga monolítica equivalente exhibe un comportamiento plástico en la región crítica adyacente a la interfaz debido a la penetración y anclaje del acero convencional. El área sombreada de la figura 3.4 representa la región idealizada sobre la cual el elemento exhibe comportamiento plástico.

Para hacer posible la analogía en el caso de muros híbridos se debe usar un sistema de un oscilador simple, el cual se representa por una masa soportada por un elemento estructural vertical y se utiliza para estudiar la respuesta de un sistema de un grado de libertad (SDOF: single degree of freedom).

La altura efectiva de un sistema SDOF, la cual representa el largo del muro para la analogía de la viga monolítica equivalente, se determina a través de las siguientes relaciones:

$$\Delta_i = \theta_d H_i \quad (\text{ec. 3.4})$$

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (\text{ec. 3.5})$$

Donde, en el caso de muros híbridos,  $H_i$  es la altura de entre piso,  $\theta_d$  es la rotación objetivo,  $\Delta_i$  es el desplazamiento para cada piso,  $m_i$  es la masa para cada piso y  $H_e$  la altura efectiva del muro.

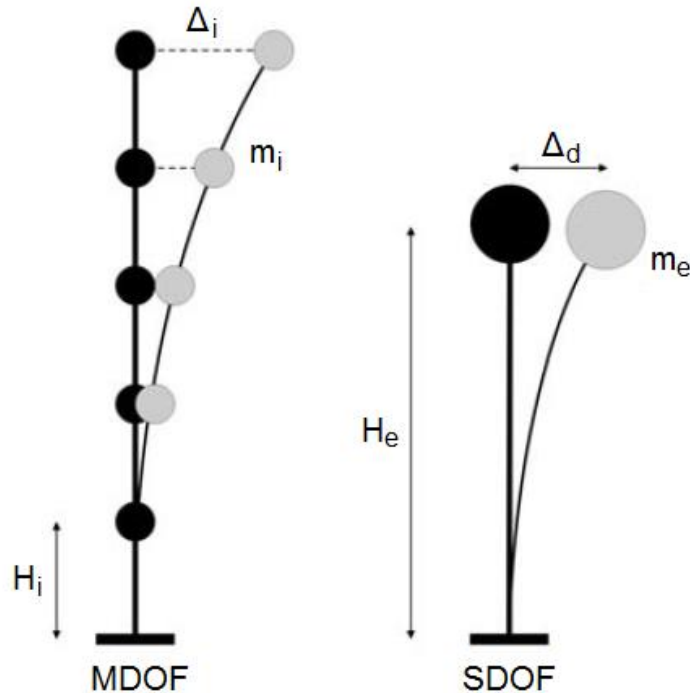


Figura 3.6 - Conversión de MDOF a SDOF  
Fuente: [7]

### 3.2.2.1 Deformación del hormigón

Al asumir igualdad de desplazamientos en el extremo de los elementos (ver figura 3.5), se obtiene la siguiente relación:

$$\Delta_{\text{precast}} = \Delta_{\text{Monolithic}} \quad (\text{ec. 3.6})$$

El desplazamiento producto de la curvatura elástica  $\Delta_e$  a lo largo del elemento, y el desplazamiento producto de la rotación en la interface  $\Delta_\theta$  son los componentes del desplazamiento total en el extremo de la viga (figura 3.4), por lo que se tiene la siguiente relación:

$$\Delta_{\text{precast}} = \Delta_e + \Delta_\theta = \Delta_e + L_{\text{cant}} \theta_{\text{imp}} \quad (\text{ec. 3.7})$$

Donde  $L_{\text{cant}}$  es la longitud efectiva del elemento o la distancia entre la interfaz de conexión y el punto de inflexión de una viga en volado. El ángulo  $\theta_{\text{imp}}$  representa el giro concentrado en la interfaz de conexión.

Agregando la contribución al desplazamiento de la componente elástica, y en base a las relaciones propuestas por [11] en relación a la curvatura última y de fluencia se tiene:

$$\Delta_{\text{Monolithic}} = \Delta_e + \Delta_p \quad (\text{ec. 3.8})$$

$$\Delta_p = \left[ L_{\text{cant}} - \frac{L_p}{2} \right] \theta_p \quad (\text{ec. 3.9})$$

$$\theta_p = L_p (\Phi_u - \Phi_y) \quad (\text{ec. 3.10})$$

Donde  $L_p$  es el largo de la rótula plástica,  $\theta_p$  es la rotación plástica,  $\Phi_u$  es la curvatura última y  $\Phi_y$  es la curvatura de fluencia. De la ecuación 3.6 se tiene:

$$\Delta_e + L_{\text{cant}} \theta_{\text{imp}} = \Delta_e + L_p \left[ L_{\text{cant}} - \frac{L_p}{2} \right] (\Phi_u - \Phi_y) \quad (\text{ec. 3.11a})$$

$$(\Phi_u - \Phi_y) = \frac{L_{\text{cant}} \theta_{\text{imp}}}{L_p \left[ L - \frac{L_p}{2} \right]} \quad (\text{ec. 3.11b})$$

Además,

$$\Phi_u = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (\text{ec. 3.12})$$

Donde  $\varepsilon_c$  es la deformación en la fibra extrema del hormigón y  $c$  es la profundidad del eje neutro, por lo tanto se tiene que:

$$\varepsilon_c = \left[ \frac{L \theta}{L_p \left[ L - \frac{L_p}{2} \right]} + \Phi_y \right] c \quad (\text{ec. 3.13})$$

El largo de la zona plástica, según [7] se define como:

$$L_p = 0,08 L + 0,1 h + l_{sp} \quad (\text{ec. 3.14})$$

Donde  $h$  representa la altura de la viga. El termino  $l_{sp}$  se define en 3.2.2.2.

### 3.2.2.2 Deformación del acero convencional

En base al mecanismo de apertura de la interfaz mostrado en la figura 3.7 para una conexión híbrida, es posible la deducción de la deformación unitaria que se genera en el acero convencional,  $\varepsilon_s$ , en función del giro impuesto y la longitud no adherida de este. La relación se expresa en la ecuación 3.15.

$$\varepsilon_s = \frac{(\Delta - 2 \Delta_{sp})}{l_{ub}} \quad (\text{ec. 3.15})$$

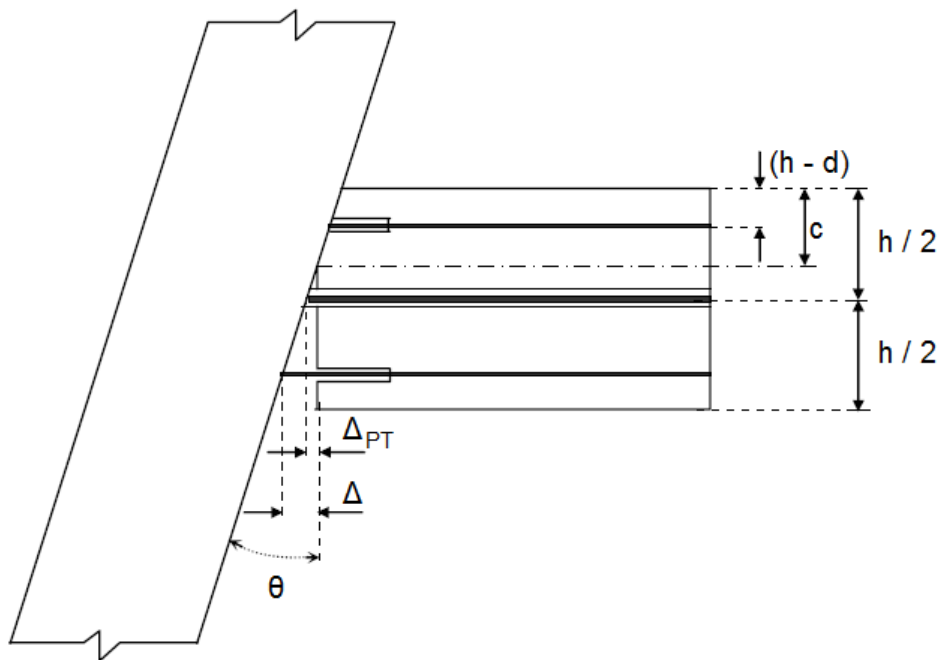


Figura 3.7 - Esquema de deformada en unión de viga monolítica equivalente  
Fuente: [13]

Donde  $\Delta$  representa la elongación al nivel del acero convencional producto de la apertura de la interfaz,  $\Delta_{sp}$  representa la elongación producto de la penetración del acero y  $l'_{ub}$  representa la longitud no adherida del acero convencional.

De la geometría de la figura se obtiene la elongación total del acero convencional:

$$\Delta = \theta (d - c) \quad (\text{ec. 3.16})$$

Donde  $d$  representa la profundidad efectiva de la viga. Expresando la elongación a la que se somete la componente no adherida del acero convencional en la unión, se obtiene:

$$\Delta_{sp} = \frac{2}{3} l_{sp} \varepsilon_e + l_{sp} \varepsilon_p \quad (\text{ec. 3.17})$$

Dónde  $l_{sp}$  es una porción de la longitud de rótula plástica que representa el efecto de penetración del acero convencional.  $\varepsilon_e$  y  $\varepsilon_p$  representan la deformación elástica e inelástica respectivamente.

Como se sabe que la deformación unitaria del acero convencional es la suma de sus componentes elástica e inelástica se tiene:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_e + \varepsilon_p \quad (\text{ec. 3.18})$$

Sustituyendo se obtiene:

$$\Delta_{sp} = \frac{2}{3} l_{sp} \varepsilon_e + l_{sp} (\varepsilon_s - \varepsilon_e) \quad (\text{ec. 3.19a})$$

$$\Delta_{sp} = l_{sp} \varepsilon_s - \frac{1}{3} l_{sp} \varepsilon_e \quad (\text{ec. 3.19b})$$

La componente elástica de la deformación del acero convencional se puede representar como la razón entre la tensión del acero para el nivel de deformación respectivo y el módulo de elasticidad del acero. Reemplazando se tiene que:

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta + \frac{2}{3} l_{sp} \frac{f_s}{E_s}}{l'_{ub} + 2 l_{sp}} \quad (\text{ec. 3.20})$$

### 3.2.2.3 Deformación del acero postensado

Usando la geometría de la figura 3.7 se puede obtener la deformación unitaria a la que se ve sometida el tendón de acero postensado.

$$\varepsilon_{ps} = \frac{\Delta_{pT}}{L_{ups}} + \varepsilon_{pi} \quad (\text{ec. 3.21})$$

Donde  $\Delta_{PT}$  corresponde a la elongación del acero postensado y  $L_{ups}$  el largo del tendón.  $\epsilon_{pi}$  corresponde a la deformación inicial del acero postensado.

También se tiene que, en el caso de un tendón y ubicado en el centro:

$$\Delta_{PT} = \left[ \frac{h}{2} - c \right] \theta \quad (\text{ec. 3.22})$$

Por ende, al reemplazar se obtiene que:

$$\epsilon_{ps} = \frac{\left[ \frac{h}{2} - c \right] \theta}{L_{ups}} + \epsilon_{pi} \quad (\text{ec. 3.23})$$

Relaciones que varían en función de la cantidad de tendones y su ubicación en la interfaz de conexión.

### 3.2.2.4 Deformación de los conectores de corte

La principal propiedad de los conectores de corte tipo UFP es la deformación producida en el conector, la cual permanece constante durante el desplazamiento relativo al que se somete (sea negativo o positivo). Al desplazarse el conector, la deformación inelástica del elemento varía a lo largo de este [7]. Aquella deformación constante está relacionada al radio del conector y a su espesor, lo que se expresa en la siguiente relación:

$$\epsilon = \frac{t_p}{2R} \quad (\text{ec. 3.24})$$

Donde  $t_p$  representa el espesor del conector y  $R$  el radio del conector. La relación de ambos parámetros debe limitar la deformación a la máxima permisible. Es así como el máximo desplazamiento del conector se ve limitado por la cantidad de ciclos de fatiga. La relación entre la deformación del conector y el desplazamiento normalizado del conector se representa por el siguiente gráfico:

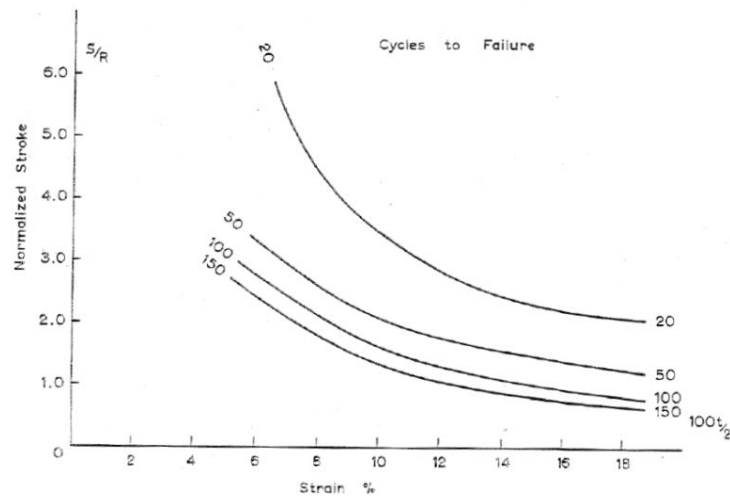


Figura 3.8 - Criterio de falla por carga cíclica. [7]

### 3.2.3 Relación esfuerzo-deformación de materiales constituyentes

#### 3.2.3.1 Relación esfuerzo-deformación del hormigón

Para establecer una relación entre la deformación en la fibra extrema del hormigón y el esfuerzo asociado a dicho nivel de deformación se emplea el modelo propuesto por Mander et al. [15]

El esfuerzo efectivo de compresión y la ubicación de la resultante de la fuerza de compresión varían según el esfuerzo del hormigón sin confinar, la cuantía de armadura de confinamiento y la máxima deformación a la que se pueda someter la fibra extrema del hormigón.

El modelo describe la relación de esfuerzo-deformación con las siguientes relaciones:

$$f'_c = \frac{f'_{cc} \times r}{r - 1 + x^r} \quad (\text{ec. 3.25})$$

$$f'_{cc} = f'_c \left[ 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 f'_1}{f'_c}} - 2 \frac{f'_1}{f'_c} - 1,254 \right] \quad (\text{ec. 3.26})$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (\text{ec. 3.27})$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (\text{ec. 3.28})$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (\text{ec. 3.29})$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \quad (\text{ec. 3.30})$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (\text{ec. 3.31})$$

$$\epsilon_{cu} = 0,004 + \frac{1,4 \rho_s f_{yr} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (\text{ec. 3.32})$$

Donde  $f_c$  es la resistencia a compresión del hormigón confinado y  $\epsilon_c$  su deformación axial correspondiente.

$E_c$  es el módulo de Young del hormigón, en MPa, mientras  $E_{sec}$  es el modulo secante del hormigón para el nivel de esfuerzos de  $f'_{cc}$ .  $f'_c$  y  $f'_{cc}$  es la máxima resistencia del hormigón no confinado y confinado respectivamente, y correspondiente a  $\epsilon_{co}$  ( $\epsilon_{co}$  se asume igual a 0,2%) para el caso sin confinamiento y  $\epsilon_{cc}$  para el caso confinado,  $f'_l$  es el esfuerzo lateral efectivo de confinamiento.

$\rho_s$  es la relación del volumen del acero confinado con el volumen de hormigón confinado y  $f_{yr}$  es límite elástico del refuerzo transversal de acero.

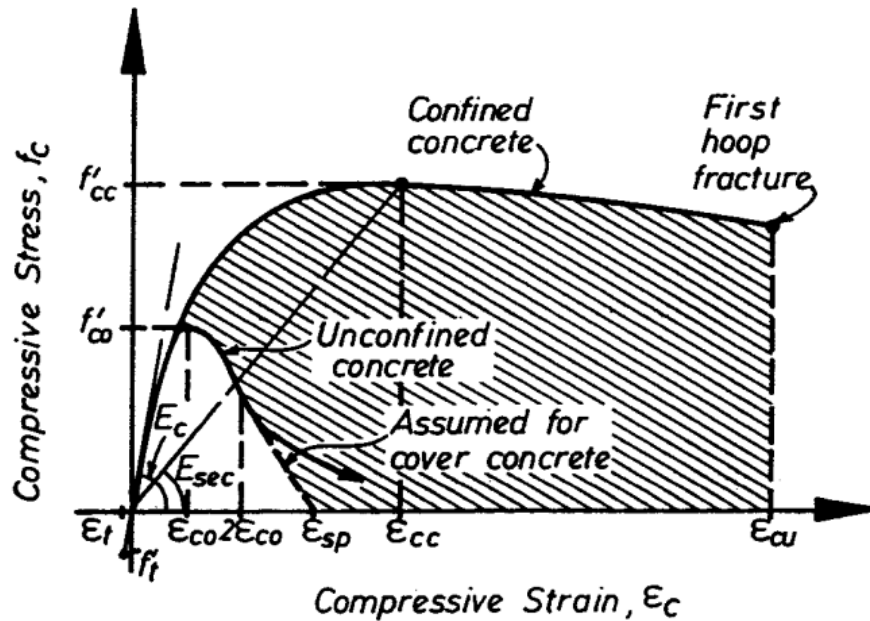


Figura 3.9 - Modelo esfuerzo-deformación propuesto para hormigón confinado y no confinado  
Fuente: [15]

Para el cálculo de la distribución de esfuerzos producidos por el hormigón se emplea el bloque rectangular equivalente de esfuerzos, y se imponen las siguientes condiciones:

- El área bajo la curva del hormigón confinado corresponde al área del bloque rectangular equivalente.
- El punto donde cae la fuerza resultante debe ser el mismo en ambos casos.

Es necesario el cálculo del centroide del área bajo la curva del esfuerzo del hormigón en función del eje neutro así como la media del esfuerzo ejercido. Esto es posible a través de las relaciones 3.33, 3.34 y 3.35.

$$x = \frac{\int_0^c f_c c \partial c}{\int_0^c f_c \partial c} \quad (\text{ec. 3.33})$$

$$x' = c - x \quad (\text{ec. 3.34})$$

$$y' = \frac{\int_0^c f_c \partial c}{2x'} \quad (\text{ec. 3.35})$$

Donde  $x$  representa el centroide del área bajo la curva, medido desde el eje neutro,  $x'$  representa la distancia desde la fibra más comprimida hasta el punto donde cae la resultante del esfuerzo producido por el hormigón, e  $y'$  representa el esfuerzo efectivo que ejerce el hormigón.

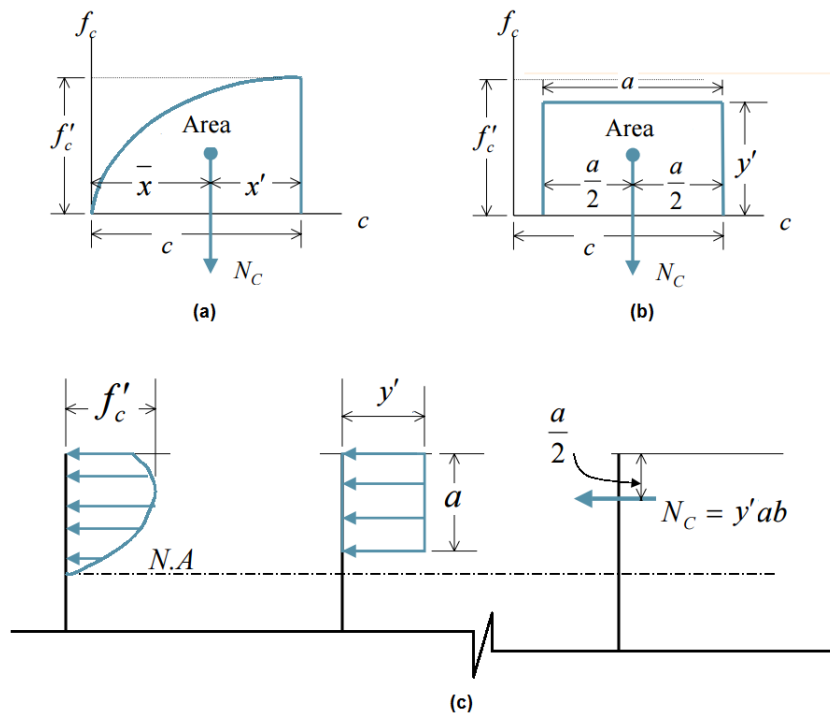


Figura 3.10 - (a) Distribución de esfuerzos actuales, (b) Distribución de esfuerzos equivalentes, (c) Esquema de bloque rectangular equivalente

Los términos de  $\alpha$  y  $\beta$ , variables que permiten trabajar con un bloque rectangular equivalente, se calculan de la siguiente manera:

$$\alpha = \frac{y'}{f_c} \quad (\text{ec. 3.36})$$

$$\beta = \frac{2x'}{c} \quad (\text{ec. 3.37})$$

### 3.2.3.2 Relación esfuerzo-deformación del acero convencional

La curva esfuerzo-deformación en el acero convencional en tensión está representada por cuatro zonas: (1) zona lineal elástica, (2) meseta de fluencia, (3) zona de endurecimiento por deformación, y (4) zona de tensión post-máxima. La típica curva a formarse se muestra en la figura 3.11.

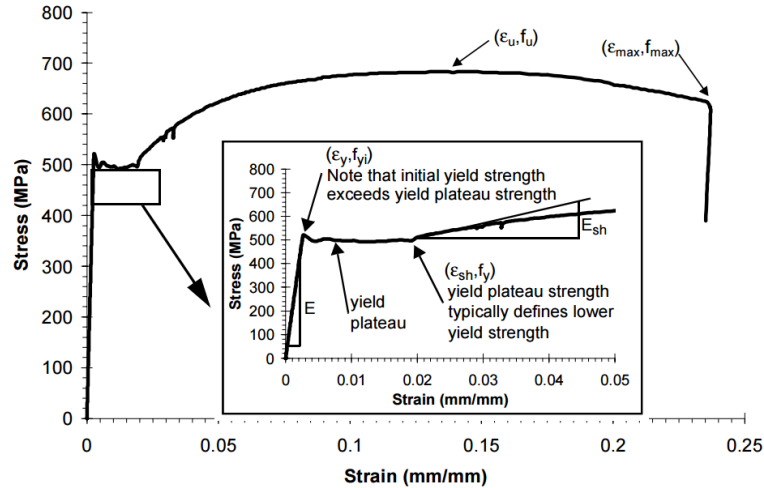


Figura 3.11 - Curva típica ante tensión monotónica (acero de refuerzo A706 grado 60)  
Fuente: Naito, 1999.

Un modelo exacto que representa la relación esfuerzo-deformación del acero convencional es el propuesto por Dodd y Restrepo [16], el cual contempla las incursiones elásticas, de fluencia y de endurecimiento a la que se somete el acero en tensión, lo que se logra a través de las siguientes relaciones:

$$f_{st} = E_s \varepsilon_{st} \quad \text{para} \quad \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{sy} \quad (\text{ec. 3.38})$$

$$f_{st} = f_{sy} \quad \text{para} \quad \varepsilon_{sy} < \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{sh} \quad (\text{ec. 3.39})$$

$$f_{st} = f_{su} + (f_{sy} - f_{su}) \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{st}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^p \quad \text{para} \quad \varepsilon_{sh} < \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{su} \quad (\text{ec. 3.40})$$

$$p = \frac{\log \left[ \frac{f_{su} - f_x}{f_{su} - f_{sy}} \right]}{\log \left[ \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_x}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right]} \quad (\text{ec. 3.40a})$$

Donde  $(\varepsilon_{sy}, f_{sy})$  es el punto de fluencia,  $(\varepsilon_{sh}, f_{sh})$  es el punto donde comienza el endurecimiento por deformación,  $(\varepsilon_{su}, f_{su})$  define el punto último de esfuerzo, y  $(\varepsilon_x, f_x)$  es un punto arbitrario en la porción de endurecimiento de la curva.

### 3.2.3.3 Relación esfuerzo-deformación del tendón postensado

Para establecer una relación entre la deformación del tendón postensado y el esfuerzo asociado a dicho nivel de deformación se emplea la curva analítica para acero postensado de grado 270-ksi propuesto por Mattock. [17]

$$f_{pt} = \varepsilon_{pt} E_{pt} \left[ Q + \frac{1 - Q}{\left( 1 + \left( \frac{\varepsilon_{pt} E_{pt}}{K f_{py}} \right)^R \right)^{1/R}} \right] \quad (\text{ec. 3.41})$$

Dónde  $K = 1,04$ ,  $R = 8,359758$ ,  $Q = 0,019922$  y  $f_{py} = 0,9 f_{pu}$

### 3.2.3.4 Relación esfuerzo-deformación de los conectores de corte

La siguiente figura muestra el diagrama de cuerpo libre de un conector de corte, mientras el momento plástico de un conector se calcula según la ecuación 3.42.

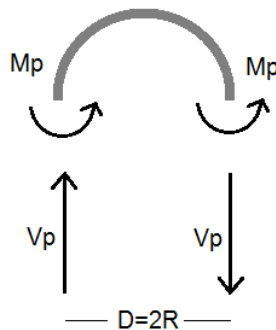


Figura 3.12 - Diagrama cuerpo libre de un conector de corte

$$M_p = f_{y\_UFP} \frac{b_p t_p^2}{4} \quad (\text{ec. 3.42})$$

Por lo tanto, del diagrama de cuerpo libre representado por la figura 3.10 se puede determinar el corte producido por el conector, y se establece como:

$$V_{UFP} = f_{y\_UFP} \varepsilon \frac{b_p t_p}{2} = \frac{M_p}{R} \quad (\text{ec. 3.43})$$

Como generalmente los conectores de corte se colocan de a par, el corte queda finalmente expresado por la siguiente expresión:

$$V_{UFP\_par} = f_{y\_UFP} \varepsilon b_p t_p = \frac{2 M_p}{R} \quad (\text{ec. 3.44})$$

En las relaciones 3.42, 3.43 y 3.44,  $f_{y\_UFP}$  representa el esfuerzo de fluencia del conector,  $R$  el radio del conector,  $b_p$  el ancho del conector y  $t_p$  el espesor del conector.

### 3.2.4 Respuesta Momento-rotación

El siguiente apartado tiene por finalidad describir el proceso para la obtención de la respuesta momento-rotación de una sección híbrida tanto para un muro híbrido con disipación a través de refuerzo de acero convencional como para dos muros acoplados a través de conectores de corte. Para cada nivel de rotación se debe iterar haciendo variar el eje neutro utilizando la condición de equilibrio de fuerzas en la sección. Una vez determinado el eje neutro para cada nivel de rotación es posible determinar el momento que resiste la sección al conocerse las fuerzas actuantes y la resultante de estas en la interfaz de conexión. Así se logra determinar la envolvente de momento-rotación que describa la respuesta monotónica del sistema híbrido.

#### Paso 1:

Definir un vector rotación  $\theta$  que varíe desde cero hasta el drift objetivo.

#### Paso 2:

Para cada nivel de rotación asumir un valor para la profundidad del eje neutro en la sección.

#### Paso 3:

Determinar en base al supuesto eje neutro la deformación de la fibra extrema del hormigón, de los cables de acero postensado y del refuerzo de acero disipador de energía en el caso del muro con acero convencional. Para los muros acoplados a través de conectores de corte la deformación de estos no depende de la variación del eje neutro y se mantiene constante [7].

#### Paso 4:

Al haber determinado las deformaciones de los materiales, se determinan los esfuerzos internos asociados al bloque de compresión del hormigón, a los tendones de acero postensado y al acero de refuerzo para el caso del muro dotado con acero convencional. En el caso de los muros acoplados a través de conectores de corte el esfuerzo no depende de la deformación del conector.

#### Paso 5:

Comprobar el equilibrio de fuerzas en la sección, al haber ya determinado los esfuerzos es posible determinar las fueras que produce cada material en la sección. Para el caso de los muros acoplados con conectores de corte la fuerza será constante. En el caso del muro con refuerzo de acero convencional la relación que determina el equilibrio es la siguiente:

$$\sum F_{ms,i} + \sum F_{pt,i} + N_w - F_c = 0 \quad (\text{ec. 3.45})$$

Donde  $F_{ms,i}$  representa la fuerza ejercida por cada nivel de refuerzo convencional a lo largo de la sección,  $F_{pt,i}$  representa la fuerza ejercida por cada tendón de acero postensado,  $N_w$  representa la el peso propio del muro y  $F_c$  representa la fuerza ejercida por el bloque rectangular equivalente de hormigón.

Mientras que para los muros acoplados con conectores de corte se tienen dos relaciones (una para cada muro). Variando el sentido de la fuerza que ejercen los conectores de corte tanto para el muro anterior como para el muro posterior.

$$\sum F_{sc,i} + \sum F_{pt,i} + N_w - F_c = 0 \quad (\text{ec. 3.46})$$

$$\sum -(F_{sc,i}) + \sum F_{pt,i} + N_w - F_c = 0 \quad (\text{ec. 3.47})$$

Donde  $F_{sc,i}$  representa la fuerza ejercida por cada conector de corte,  $F_{pt,i}$  representa la fuerza ejercida por cada tendón de acero postensado,  $N_w$  representa la el peso propio de cada muro por separado y  $F_c$  representa la fuerza ejercida por el bloque rectangular equivalente de hormigón.

La ecuación 3.47 rige para el muro anterior y la ecuación 3.46 rige para el muro posterior. Siendo  $F_{sc}$  la fuerza asociada a cada conector. De no cumplirse el equilibrio se debe repetir el proceso desde el paso 2 hasta lograr asociar una profundidad de eje neutro a la rotación respectiva.

Paso 6:

Una vez relacionado cada eje neutro con cada nivel de rotación respectivo es posible determinar el momento en la sección asociado a dicho nivel de rotación. Para el caso del muro dispuesto de refuerzo de acero convencional el momento se determina a través de las siguientes relaciones:

$$M_{ms} = \sum \left[ F_{ms,i} \left( d_{ms,i} - \frac{\beta c}{2} \right) \right] \quad (\text{ec. 3.48})$$

$$M_{pt} = \sum \left[ F_{pt,i} \left( d_{pt,i} - \frac{\beta c}{2} \right) \right] \quad (\text{ec. 3.49})$$

$$M_n = N_w \left( \frac{H_e}{2} - \frac{\beta c}{2} \right) \quad (\text{ec. 3.50})$$

$$M_{total} = M_{ms} + M_{pt} + M_n \quad (\text{ec. 3.51})$$

Donde  $M_{ms}$  representa el momento producto del acero de refuerzo,  $M_{pt}$  el momento producto de los tendones de acero postensado y  $M_n$  el momento producto del peso propio del muro.

Para el caso de los muros acoplados por conectores de corte las relaciones para determinar la capacidad de momento de cada muro por separado son las siguientes:

$$M_{pt} = \sum \left[ F_{pt,i} \left( d_{pt,i} - \frac{\beta c}{2} \right) \right] \quad (\text{ec. 3.52})$$

$$M_n = N_w \left( \frac{H_e}{2} - \frac{\beta c}{2} \right) \quad (\text{ec. 3.53})$$

$$M_{\text{muro}} = M_{\text{pt}} + M_n \quad (\text{ec. 3.54})$$

$$M_{\text{sc}} = \sum F_{\text{sc},i} l_w \quad (\text{ec. 3.55})$$

$$M_{\text{total}} = \sum M_{\text{muro},i} + M_{\text{sc}} \quad (\text{ec. 3.56})$$

Donde  $M_{\text{pt}}$  representa el momento producto de los tendones de acero postensado para cada muro,  $M_n$  el momento producto del peso propio de cada muro y  $M_{\text{sc}}$  el momento producto de los conectores de corte para todo el sistema.

Cabe señalar que cada muro tiene una relación independiente respecto a la profundidad del eje neutro para cada nivel de rotación, producto del sentido que toma la fuerza generada por los conectores para cada muro. En las expresión 3.53,  $N_w$  representa el peso propio de cada muro. La figura 3.13 ayuda a visualizar la mecánica de ambos sistemas, los cuales se detallarán en el capítulo 4.

El diagrama de flujo que representa el proceso para la obtención de la respuesta momento-rotación de los sistemas en estudio se presenta en la figura 3.14. El proceso descrito en el diagrama debe repetirse para cada nivel de rotación discretizado.

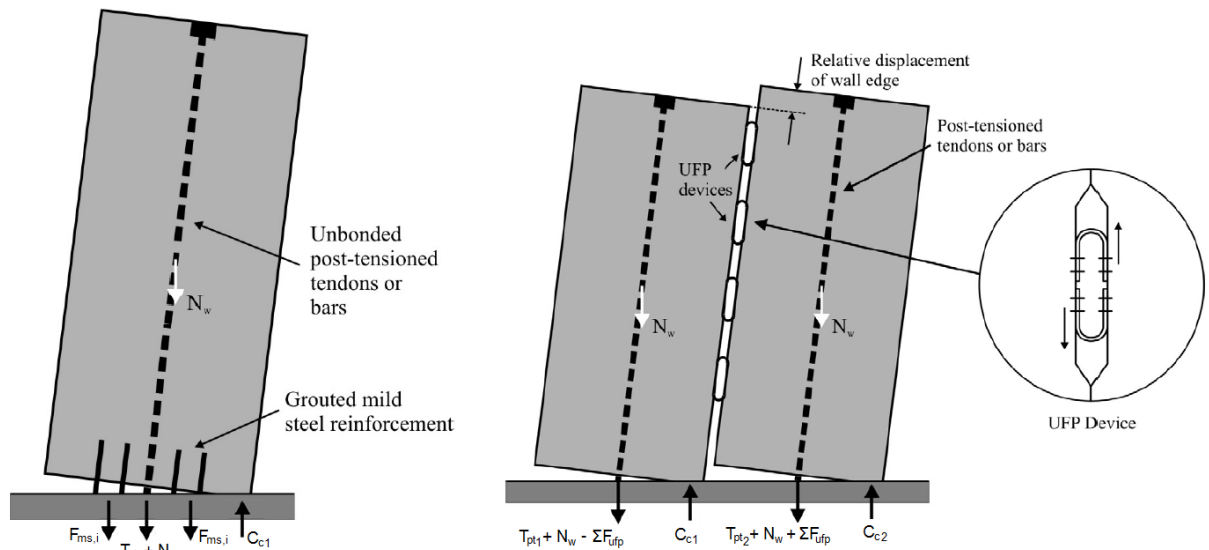


Figura 3.13 - Esquema de las fuerzas en la base para muro híbrido (izquierda) y muros acoplados (derecha). Modificado de [7].

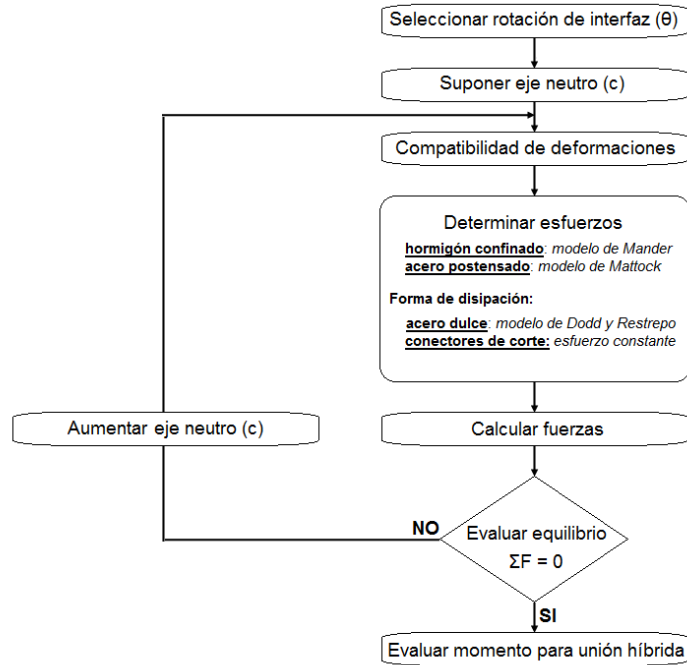


Figura 3.14 - Diagrama para obtención de respuesta momento-rotación

### 3.2.5 Diseño al corte

Al obtener la capacidad de momento del sistema, es posible asignar una distribución de corte consistente de forma lineal. La demanda de corte se obtiene al multiplicar la distribución obtenida del análisis estático por un factor de mayoración,  $\Phi_{0,w}$ , y amplificando por un factor  $\omega$ , que considera los efectos de modos de vibrar superiores (ver figura 3.15). El factor de amplificación modal se calcula según [11] como se estipula en la relación 3.57, donde  $n$  representa el número de pisos.

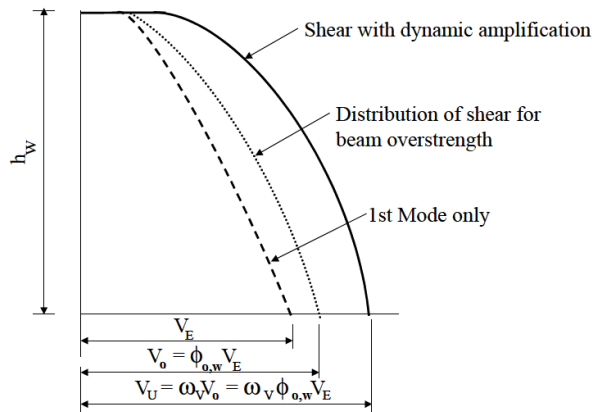


Figura 3.15 - Diferentes distribuciones de corte para análisis estático, bajo carga mayorada y considerando amplificación dinámica.

Fuente: Alejandro Amaris, 2002

$$\omega_v = 0,9 + \frac{n}{10} \quad \text{para } n \leq 6 \quad (\text{ec. 3.57a})$$

$$\omega_v = 1,3 + \frac{n}{30} \quad \text{para } 6 < n \leq 15 \quad (\text{ec. 3.57b})$$

Y el factor de mayoración se calcula como la razón entre la demanda de momento y la capacidad de momento del sistema (ec. 3.58). La distribución de corte se obtiene a través de 3.59.

$$\Phi_{0,w} = \frac{M_w^*}{M_n} \quad (\text{ec. 3.58})$$

$$\frac{F_i}{V_{\text{Base}}} = \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (\text{ec. 3.59})$$

Luego, la fuerza de diseño se obtiene a través de la ecuación 3.60:

$$V_u = \Phi_{0,w} \left[ \frac{M_n}{\frac{1}{V_{\text{Base}}} \sum_{i=1}^n (F_i h_i n_i)} \right] \omega_v \quad (\text{ec. 3.60})$$

Las limitaciones y los factores de reducción son los mismos que los expresados en el apartado 2.3. Respecto a potenciales fallas por deslizamiento, se debe asegurar un mecanismo de fricción en la interfaz entre la base y el muro que resista la demanda de corte. Por ende se requiere cumplir la condición 3.61.

$$\Phi_s V_{\text{slip}} \geq V_u \quad (\text{ec. 3.61})$$

Donde  $\Phi_s$  representa el factor de reducción y  $V_{\text{slip}}$  representa la resistencia al deslizamiento del sistema híbrido. La resistencia al deslizamiento del sistema se obtiene a través de la expresión 3.62.

$$V_{\text{slip}} = \mu (A_{\text{pt}} f_{\text{pt}} + N_w) \quad (\text{ec. 3.62})$$

Donde  $\mu$  corresponde al coeficiente de fricción,  $A_{\text{pt}}$  corresponde al área total de acero postensado y  $f_{\text{pt}}$  a la tensión del acero postensado. El valor del coeficiente de fricción depende del grout empleado en la interfaz entre la base y el muro y según la referencia [4] se puede usar un valor de 0,6. El valor de  $\Phi_s$  se toma igual a 0,85.

# CAPÍTULO IV

## 4 Aplicación de diseño de uniones híbridas para muros

En el presente capítulo se propondrán dos sistemas de muros, el primero consta de un muro configurado por tendones de acero postensado y refuerzo de acero convencional como forma de disipación. El segundo sistema consta de dos muros configurados con tendones de acero postensado acoplados entre sí por conectores de corte tipo UFP.

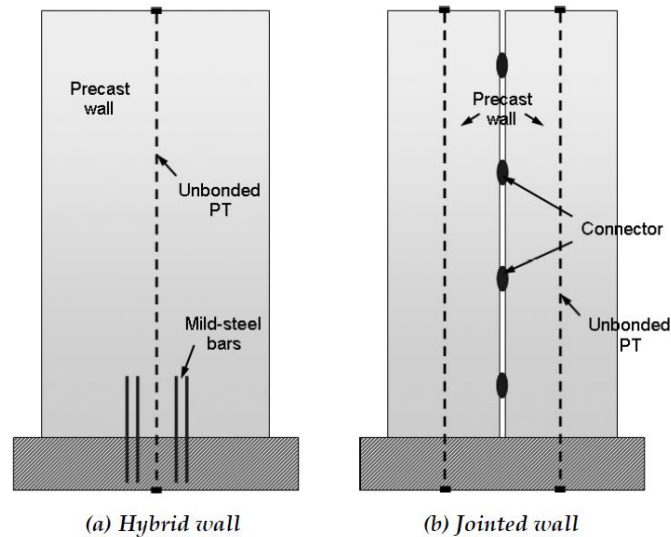


Figura 4.1 - Esquema de sistemas en análisis

Fuente: [7]

### 4.1 Solicitaciones de diseño

#### 4.1.1 Fuerzas de diseño

La carga axial neta en el muro en estudio se determina a través de la suma del peso muerto y considerando un 25% de sobre carga reactiva.

Tabla 4.1 - Peso considerado en análisis

Piso	$P_p$ (kN)	$S_c$ (kN)	$P_p + 0,25 S_c$
7	394	24	400
6	394	85	415
5	394	85	415
4	394	85	415
3	394	85	415
2	394	85	415
1	394	85	415
Total	2759	534	2892 (kN)

El momento de diseño se determina de las combinaciones de cargas descritas en el punto 2.1.5.

$$M_w^* = 76322 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

El corte de diseño se obtiene según el apartado 3.3.

$$V_u^* = 6532 \text{ [kN]}$$

#### 4.1.2 Control de rotaciones

Se define un drift objetivo dentro de los límites recomendados por [7]. En este caso, el drift objetivo se establece como:

$$\theta_d = 1,2 \%$$

El drift objetivo seleccionado satisface los requerimientos expresados en el apartado 3.1.2.1.

## 4.2 Configuración de sistemas

### 4.2.1 Configuración de muro híbrido con refuerzo de acero convencional

El muro híbrido con acero convencional se configura según la figura 4.2 y se resume en la tabla 4.2.

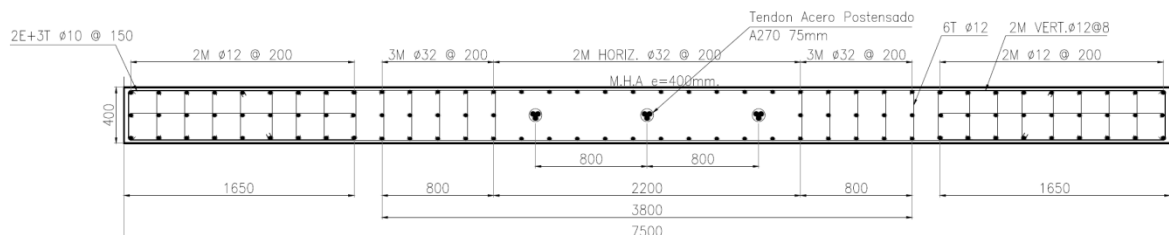


Figura 4.2 - Corte en muro híbrido

Tabla 4.2 - Configuración de muro híbrido

Refuerzo longitudinal	3M $\Phi$ 32 @200 repartidas en 1600 mm + 2M $\Phi$ 32 @200 repartidas en 2400 mm
Armadura de corte	2M $\Phi$ 16 @100
Armadura de confinamiento	2E + 6T $\Phi$ 10@150
Largo de confinamiento	1650 mm
Diámetro tendones de acero postensado	75 mm



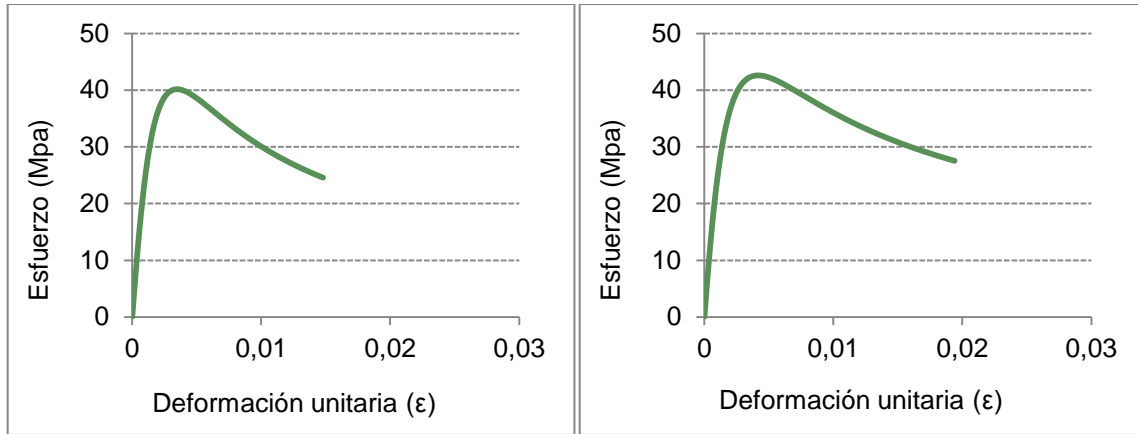


Figura 4.4 - Relación esfuerzo-deformación del hormigón confinado para el muro híbrido (izquierda) y para los muros acoplados (derecha)

### 4.3.2 Acero convencional

Las propiedades del acero convencional se resumen en la tabla 4.5. El gráfico de la figura 4.5 muestra la relación esfuerzo-deformación del material.

Tabla 4.5 - Propiedades del acero convencional

Es (Módulo de elasticidad)	205947 (Mpa)
fy (Esfuerzo de fluencia)	412 (Mpa)
fu (Esfuerzo último)	618 (Mpa)
$\epsilon_y$ (Deformación de fluencia)	0,2%
$\epsilon_{sh}$ (Punto de endurecimiento por deformación )	1,4%
$\epsilon_{su}$ (Deformación última)	9,9%
$\epsilon_x$ (Punto arbitrario en la porción de endurecimiento)	3,2%
fx (Esfuerzo asociado a $\epsilon_x$ )	487 (Mpa)

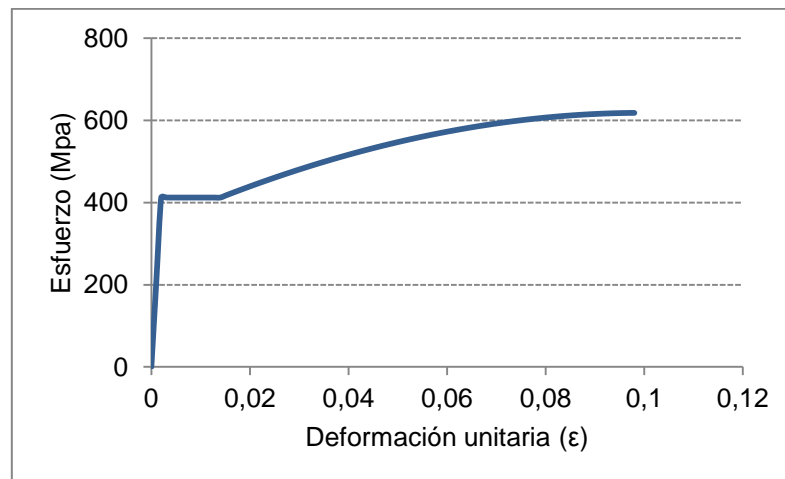


Figura 4.5 - Relación esfuerzo-deformación del acero convencional

### 4.3.3 Acero postensado

Las propiedades del acero postensado se resumen en la tabla 4.6. El gráfico de la figura 4.6 muestra la relación esfuerzo-deformación del material.

Tabla 4.6 - Propiedades del acero postensado

Es (Módulo de elasticidad)	199948 (Mpa)
fy (Esfuerzo de fluencia)	1676 (Mpa)
fu (Esfuerzo último)	1862 (Mpa)
$\epsilon_y$ (Deformación de fluencia)	0,84%

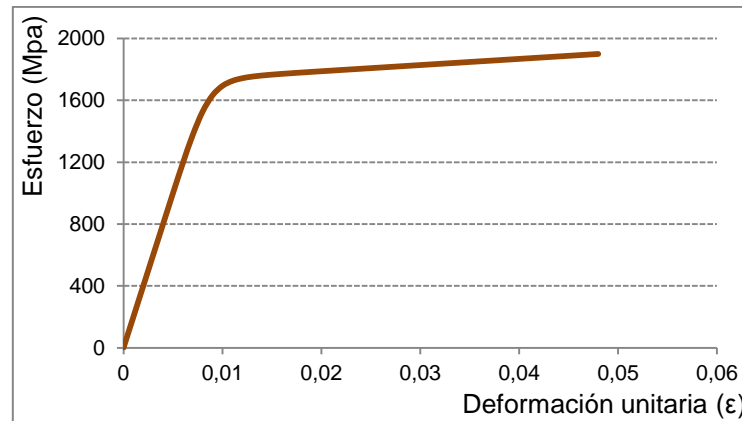


Figura 4.6 - Relación esfuerzo-deformación del acero postensado

### 4.3.4 Conectores de corte

La tabla 4.7 muestra las propiedades de los conectores de corte.

Tabla 4.7 - Propiedades de conectores de corte

$t_p$ (espesor del conector)	22 mm
$b_p$ (ancho del conector)	580 mm
R (radio del conector)	130 mm
$f_y$ (tensión de fluencia)	300 Mpa
$E_p$ (módulo de elasticidad)	200 Gpa

Basándose en la referencia [7], es que se aumenta en un 25% la tensión de fluencia del conector para así considerar el fenómeno de endurecimiento por deformación. Además se establece una deformación máxima del 8%, la que es apenas superada. Una aproximación al desplazamiento del conector en función de la rotación, según la referencia [7], se puede obtener a través de la relación 4.1. Del gráfico de la figura 3.6 se obtiene el número de ciclos que resiste cada conector antes de experimentar problemas relacionados a fatiga del material.

$$\Delta_{UFP} = \theta l_w \quad (\text{ec. 4.1})$$

Los resultados se muestran en la tabla 4.8.

Tabla 4.8 - Resultados de análisis para conectores de corte

$\varepsilon$ (deformación del conector)	8,5%
$\Delta$ (desplazamiento)	45 mm
$\Delta/R$ (desplazamiento normalizado)	0,35
Ciclos para alcanzar fatiga	>150
$M_p$ (momento plástico)	21800 kN - mm
$F_p$ (fuerza por par cada par)	335 kN
$F_{p\_total}$ (fuerza total) para 28 dispositivos	9380 kN

Según [7], 150 ciclos es más que satisfactorio teniendo en cuenta el bajo número de excursiones en el rango no lineal que tendrán los conectores en su vida útil.

## 4.4 Respuesta momento-rotación

La respuesta momento-rotación de cada sistema fue obtenida a través de un análisis hecho con el programa Matlab R2015a y luego idealizada para el posterior análisis no-lineal tiempo historia. Se hizo variar un valor de  $\theta$  con un paso de 0,025% hasta el drift objetivo, obteniéndose así un total de 48 puntos para conformar la curva que represente la respuesta momento-rotación para cada sistema. Los siguientes apartados muestran los resultados obtenidos del análisis.

### 4.4.1 Respuesta muro híbrido con refuerzo de acero convencional

#### 4.4.1.1 Verificación de diseño

El valor de  $\lambda$ , obtenido según la ecuación 3.1, se encuentra dentro de los parámetros expresados en el apartado 3.1.2.2, asegurando el autocentrado del sistema.

En [7] se recomienda una deformación máxima del acero correspondiente a un 5%, lo que no es superada en el sistema en análisis. El preesforzado de los tendones corresponde a una deformación del 0,68%. Los cocientes expuestos expresan la razón entre los resultados y los límites admisibles expresados en el capítulo 3, donde  $\Phi$  corresponde a 0,85 [7].

$$\frac{\Phi M_n}{M_w^*} = 98,5\%$$

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu}} = 95,7\%$$

$$\frac{\varepsilon_{ptm\acute{a}x}}{0,9 \varepsilon_{pty}} = 103\%$$

$$\lambda = 1,41$$

Se puede observar que no se supera el 100% entre la razón de la capacidad del sistema y la demanda, y que la razón entre la deformación a la que llega el acero postensado y su límite supera el 100%, sin embargo se encuentran dentro de los límites aceptables.

#### 4.4.1.2 Curva de respuesta idealizada

Es posible generar la respuesta momento-rotación al adoptar una curva bi-lineal elasto-plástica para la componente del acero convencional y una curva bi-lineal elástica para la componente del acero postensado y la carga axial. Al superponer las respuestas, se obtiene una curva del tipo “flag shape” (bandera).

El punto que define la rotación de fluencia, según la referencia [7], se puede estimar como la rotación que genere fluencia en el acero ubicado en la mitad del muro, lo que representa una aproximación a la rotación de fluencia. Para el caso en estudio, la rotación de fluencia da como resultado un drift de 0,125%.

Los puntos que caracterizan las curvas se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4.9 - Puntos característicos de la respuesta momento-rotación

Rotación ( $\theta$ )	Momento del refuerzo convencional, $M_s$ [kN - m]	Momento del acero postensado + Momento de la carga axial, $M_{pt} + M_N$ [kN - m]	Momento nominal total, $M$ [kN - m]
0,000%	0	53600	53600
0,125%	32800	53700	86500
1,200%	36700	54500	91200

Y el gráfico que representa la respuesta de cada sistema se muestra en la figura 4.7.

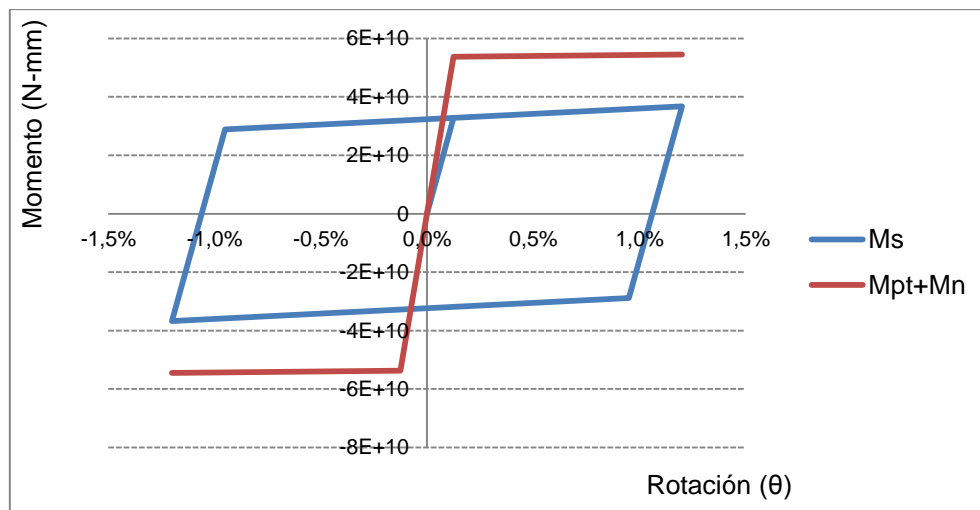


Figura 4.7 - Contribución a momento de cada sistema

## 4.4.2 Respuesta muros acoplados con conectores de corte

### 4.4.2.1 Verificación de diseño

El valor de  $\lambda$ , obtenido según la ecuación 3.1, se encuentra dentro de los parámetros expresados en el apartado 3.1.2.2, asegurando el autocentrado del sistema. El preesforzado de los tendones corresponde a una deformación unitaria del 0,65%.

Los cocientes expuestos expresan la razón entre los resultados y los límites admisibles expresados en el capítulo 3, donde  $\Phi$  corresponde a 0,85 [7].

$$\frac{\Phi M_n}{M_w^*} = 98,2\%$$

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu}} = 65\%$$

$$\frac{\varepsilon_{ptm\acute{a}x}}{0,9 \varepsilon_{pty}} = 97\%$$

$$\lambda = 1,51$$

Se puede observar que no se supera el 100% entre la razón de la capacidad del sistema y la demanda, sin embargo se encuentran dentro de los límites aceptables.

### 4.4.2.2 Curva de respuesta idealizada

Al estar los conectores distribuidos en altura y depender de la deformación relativa que se produce entre ambos muros es que estimar una directa relación entre la deformación de fluencia de los conectores y la rotación en la base se hace bastante complicado. Es por ello, y en base a los resultados obtenidos del proceso iterativo mediante matlab que se considera una pequeña rotación de fluencia en la base para efectos de modelar el comportamiento del acero postensado.

Los puntos que caracterizan las curvas se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4.10 - Puntos característicos de la respuesta momento-rotación

Rotación ( $\theta$ )	Momento del muro anterior, $M_{dt} + M_N$ [kN - m]	Momento del muro posterior, $M_{dt} + M_N$ [kN - m]	Momento asociado a los conectores de corte, $M_{UFP}$ [kN - m]	Momento nominal total, $M$ [kN - m]
0,000%	0	0	35200	35200
0,035%	27770	18140	35200	81110
1,200%	33300	21500	35200	90000

El gráfico que representa la respuesta de cada muro más su superposición se muestra en la figura 4.8.

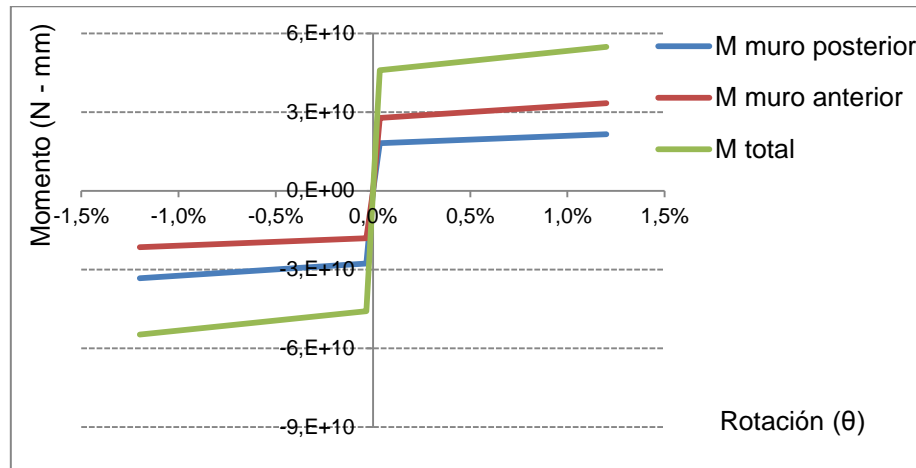


Figura 4.8 - Contribución a momento de cada muro más su superposición

Para efectos de modelar el comportamiento de los conectores de corte, los autores de [19] proponen utilizar el modelo de Ramber-Osgood y definieron el desplazamiento de fluencia de un conector según la relación 4.2 y el factor  $r$  empíricamente según la relación 4.3.

$$\Delta_y = \frac{27 \pi F_y R^3}{2 E b_p t_p^3} \quad (\text{ec. 4.2})$$

$$r = 7,1 \ln \left( \frac{t_u}{D_u} \right) + 29,5 \quad (\text{ec. 4.3})$$

Donde  $F_y$  representa la fuerza de fluencia de cada conector y se calcula según la ecuación 3.43. El modelo que representa el comportamiento de los conectores de corte y la simplificación adoptada para la obtención de la envolvente mediante Matlab se muestra en la figura 4.9.

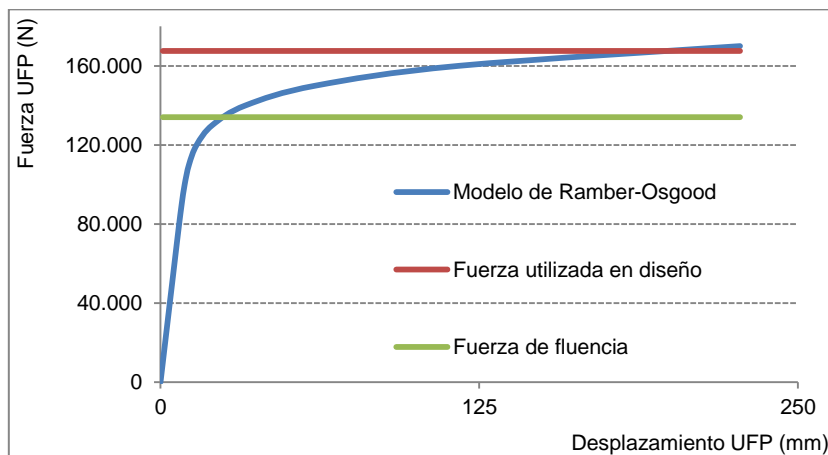


Figura 4.9 - Gráfico Fuerza-Desplazamiento de un conector UFP

# CAPÍTULO V

## 5 Análisis no lineal tiempo-historia

En el presente capítulo se llevará a cabo un análisis no lineal tiempo historia en el sentido X de la estructura; analizada y diseñada de tres formas distintas:

- Estructura (a): Edificio con muros convencionales
- Estructura (b): Edificio con muros híbridos con acero convencional
- Estructura (c): Edificio con muros acoplados por conectores de corte

### 5.1 Base de análisis

#### 5.1.1 Análisis dinámico tiempo-historia

La variedad de comportamientos no lineales en los que incurren los distintos elementos estructurales afectan de manera significativa el comportamiento global de una estructura, es por eso que es necesario realizar un análisis a través de un modelo no lineal, considerando disipación de energía y la redistribución de esfuerzos entre elementos producto de los cambios en la rigidez y resistencia de los elementos.

En el análisis no lineal el sismo se modela usando una función de historias en el tiempo, lo que implica la evaluación paso a paso de la respuesta de las estructuras, considerando degradación de rigidez y usando modelo histeréticos no lineales. La respuesta es un parámetro muy sensible a las características del sismo, por ende se requiere usar al menos tres registros con el fin de simular una mayor cantidad de escenarios posibles. [23]

#### 5.1.2 Programa Ruaumoko

El análisis no lineal es posible mediante el uso del programa RUAUMOKO (Carr, 2000), programa de análisis dinámico inelástico, diseñado con el fin de dar la respuesta paso a paso de una estructura con comportamiento no lineal sometida a una fuerza de excitación variable o a una excitación sísmica. El programa se desarrolla en lenguaje FORTRAN95.

Ruaumoko además utiliza el programa Dynaplot, logrando procesar gráficos tiempo-historia, como aceleraciones, velocidades, desplazamientos, deformaciones en los elementos, etc.

### 5.2 Modelo Ruaumoko

El modelo en estudio está compuesto de sólo dos ejes (ejes 1 y 2 de la estructura), y es equivalente a la estructura completa para el mecanismo resistente a fuerzas laterales (en el sentido de análisis) debido a la simetría que presenta el edificio considerando solo la mitad de la masa total. Como datos de entrada además es necesario ingresar las masas nodales, el tipo de análisis (paso a paso en este caso), amortiguamiento, número de modos a considerar, duración de cada paso, tiempo de excitación, etc.

### 5.2.1 Consideraciones

En el presente apartado se describen las consideraciones para el desarrollo del modelo.

- El análisis se limita a la dirección paralela de la estructura en estudio.
- Cada miembro se modela como un elemento lineal sin masa.
- La estructura analizada se supone empotrada en la planta baja sobre una base infinitamente rígida.
- Todos los grados de libertad horizontales por nivel se encuentran acoplados entre sí, provocando así la condición de igualdad de desplazamientos entre los nodos que conforman cada piso y así generar el efecto de diafragma rígido.
- Se utiliza el criterio de matriz de masa concentrada en los nodos.
- Para los modos 1 y 2 se introduce un amortiguamiento del 5%. Se utiliza el modelo de Rayleigh para para la definición de las matrices de amortiguamiento.
- Como método numérico para el análisis paso a paso se utiliza el de aceleración constante promedio de Newmark.

### 5.2.2 Modelo estructural

Para en análisis no lineal, es necesario calcular las propiedades geométricas, elásticas e inelásticas de los elementos estructurales, por ende, y para cada uno se hace necesario ingresar al programa parámetros como la rigidez, área, momento de inercia, y, según el modelo constitutivo utilizado, valores y parámetros específicos de dicho modelo con el fin de representar las relaciones momento-curvatura o fuerza-desplazamiento.

#### 5.2.2.1 Columnas y muro convencional

El comportamiento inelástico de las columnas y del muro convencional se simula utilizando un modelo de plasticidad concentrada de una componente de Giberson.

El modelo consiste en un elemento elástico lineal con dos resortes no lineales en los extremos del elemento (en este caso las columnas y muro convencional se representan por un resorte ubicado en la base). En cada resorte existe la posibilidad de que se forme una rótula plástica. La deformación de los resortes refleja la distribución de la deformación inelástica en la altura de los elementos.

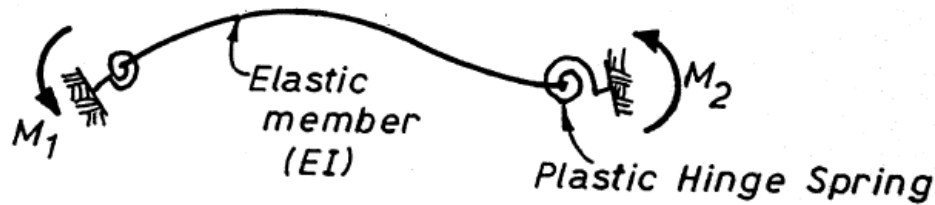


Figura 5.1 - Componente de Giberson. [20]

El modelo histérico que representa el comportamiento de las columnas y del muro convencional es el de Takeda modificado, explicado en el apartado 6.2.2.2. Es necesario asignar a cada sección las propiedades elásticas, como el módulo de elasticidad, área de la sección y momento de inercia. La inercia efectiva y la relación entre las pendientes pre y post fluencia  $r$ , son posibles de obtener a través de los diagramas momento-curvatura.  $I_2$  representa la inercia posterior al punto de fluencia.

$$I_{\text{eff}} = \frac{M_y}{E \phi_y} \quad (\text{ec. 5.1})$$

$$r = \frac{E I_{\text{eff}}}{E I_2} \quad (\text{ec. 5.2})$$

El largo de las posibles rótulas plásticas a formarse en las columnas,  $L_p$ , se obtienen a través de la relación 5.3 propuesta por [11]:

$$L_p = 0,08 H + 0,022 f_y d_b \quad (\text{ec. 5.3})$$

Donde  $H$  corresponde a la altura de la columna,  $f_y$  al esfuerzo de fluencia del acero y  $d_b$  el diámetro del refuerzo.

La expresión 5.3 fue originalmente propuesta para secciones típicas de vigas y columnas. En el caso de muros, los autores de [11] proponen que la longitud a la rótula plástica en muros estructurales de hormigón armado debe estar dentro del intervalo, donde  $L_w$  es el largo del muro. Se opta por una longitud de 0,5 veces  $L_w$ .

$$0,3 \leq \frac{L_p}{L_w} \leq 0,8$$

### 5.2.2.2 Muro híbrido

El muro híbrido se modela mediante dos resortes rotacionales ubicados en la base. Uno con el fin de representar el comportamiento del acero postensado mediante un modelo bilineal elástico y el otro representando el acero convencional mediante el modelo de Takeda modificado, según lo recomendado por [7]. Para modelar los resortes se utilizan miembros tipo "rotational spring" (ver figura 5.2), con plasticidad concentrada en la interfaz del muro con la base.

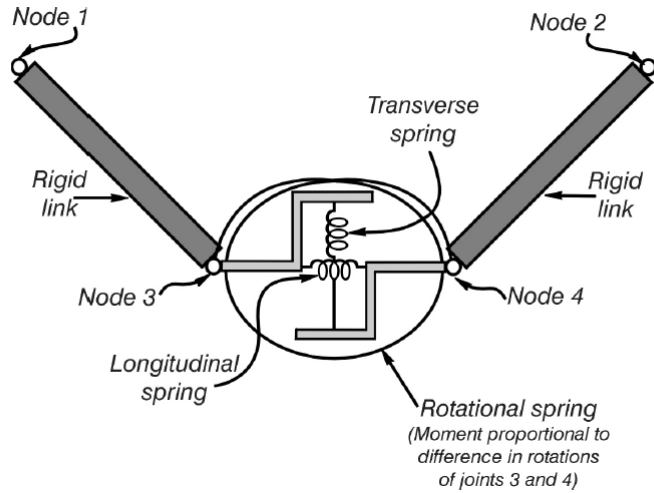


Figura 5.2 - Miembro tipo resorte. [20]

### 5.2.2.3 Muros acoplados

Los muros acoplados se modelan mediante un resorte rotacional en la base de cada muro más otros ocho resortes traslacionales en dirección vertical repartidos en cada piso (ver figura 5.2). Los dos resortes en la base representan el comportamiento del acero postensado mediante un modelo bilineal elástico y los 56 resortes repartidos en altura representan los conectores de corte mediante el modelo de Bounded Ramberg-Osgood. Los resortes asociados a los conectores de corte se acoplan al muro mediante elementos elásticos transversales indeformables con el fin de asociar la deformación de los conectores al desplazamiento relativo entre los muros.

### 5.2.3 Modelos constitutivos empleados

#### 5.2.3.1 Modelo bilineal elástico

El modelo bilineal elástico opera con dos rectas, las cuales convergen en el desplazamiento de fluencia del sistema. Ante la descarga opera con la misma curva de carga por lo que no hay disipación de energía.

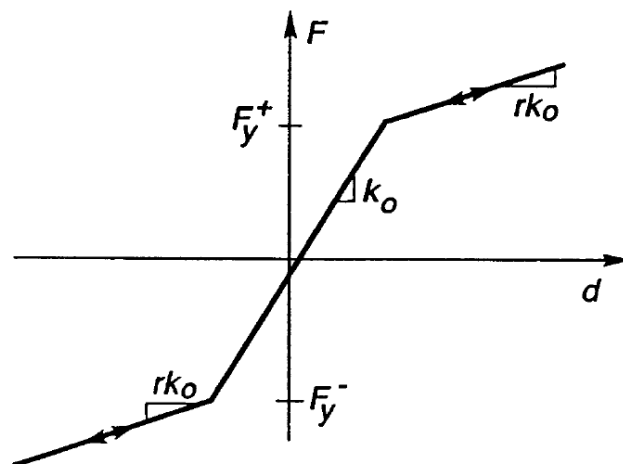


Figura 5.3 - Modelo bilineal elástico. [20]

### 5.2.3.2 Modelo histerético de Takeda modificado

El modelo de Takeda modificado opera con una curva primaria bi-lineal, la cual representa los diferentes estados a los que pueda estar sujeto un elemento. Representando así la fase de comportamiento elástico y la fase de fluencia. La pérdida de rigidez es considerada una vez que se incursiona en la fase de fluencia, luego, al cargar el elemento en el sentido contrario, la rigidez disminuye aún más que la inicial.

La relación fuerza-desplazamiento del modelo se define mediante cinco parámetros: la rigidez inicial, la fuerza asociada al inicio del comportamiento inelástico, la rigidez posterior al inicio del comportamiento inelástico, un parámetro  $\alpha$  que relaciona la degradación de rigidez y un parámetro  $\beta$  que define la curva de descarga. Se puede observar en la figura 5.4 que la degradación de rigidez depende de la deformación plástica alcanzada en el ciclo anterior, pero sin considerar la degradación de la resistencia, al considerar que la fuerza de fluencia se mantiene constante. A  $\alpha$  se le asigna el valor de 0,3 y a  $\beta$  el valor de 0,2. [24]

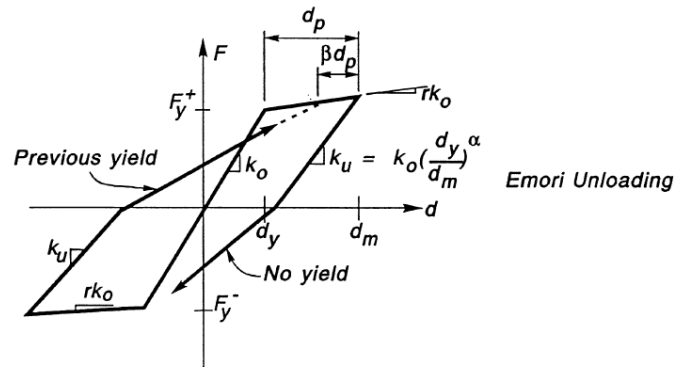


Figura 5.4 - Modelo de Takeda modificado. [20]

### 5.2.3.3 Modelo histerético de Ramber-Osgood (Bounded)

El modelo de Ramber-Osgood ha sido frecuentemente usado por su capacidad de reproducir la gradual disminución de la rigidez de un elemento de acero, por lo que se utiliza para modelar el comportamiento de los conectores de corte en la estructura de muro acoplados. El modelo se basa en una ecuación de tres parámetros para expresar la relación entre la fuerza y el desplazamiento; la rigidez inicial  $K_0$ , la fuerza de fluencia efectiva  $F_y$  y el parámetro  $r$  que define la forma de la curva.

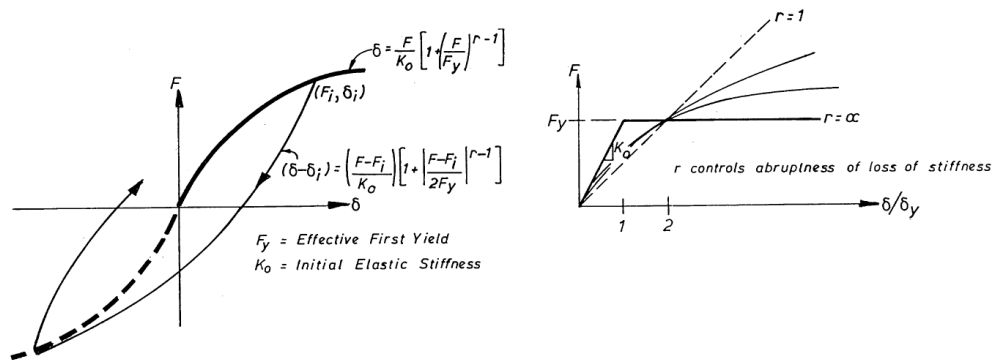


Figura 5.5 - Modelo de Bounded Ramberg-Osgood. [20]

## 5.2.4 Registros de aceleración

Los registros sísmicos deben de ser representativos en sus contenidos de frecuencia, amplitud y duración respecto al tipo de suelo y zona sísmica. Para el análisis se toman en cuenta tres registros, los cuales son consistentes con el tipo de suelo y zona sísmica seleccionada.

Tabla 5.1 - Registros de aceleración

Variable	Registro de Constitución (27F-2010)	Registro de Concepción (27F-2010)	Registro de Viña del Mar (27F-2010)
Componente	1-L	1-L	E-W
Aceleración máxima	4,69 (m/s <sup>2</sup> )	3,93 (m/s <sup>2</sup> )	3,25 (m/s <sup>2</sup> )

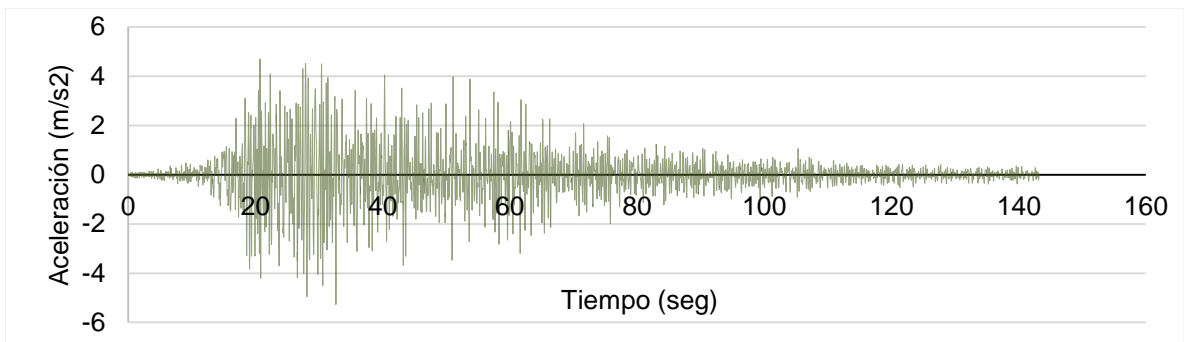


Figura 5.6 - Registro de Aceleración (Constitución)

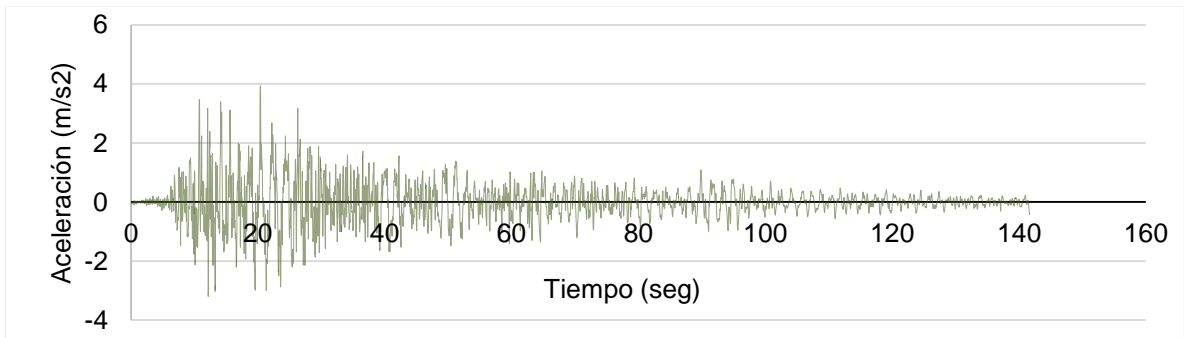


Figura 5.7 - Registro de Aceleración (Concepción)

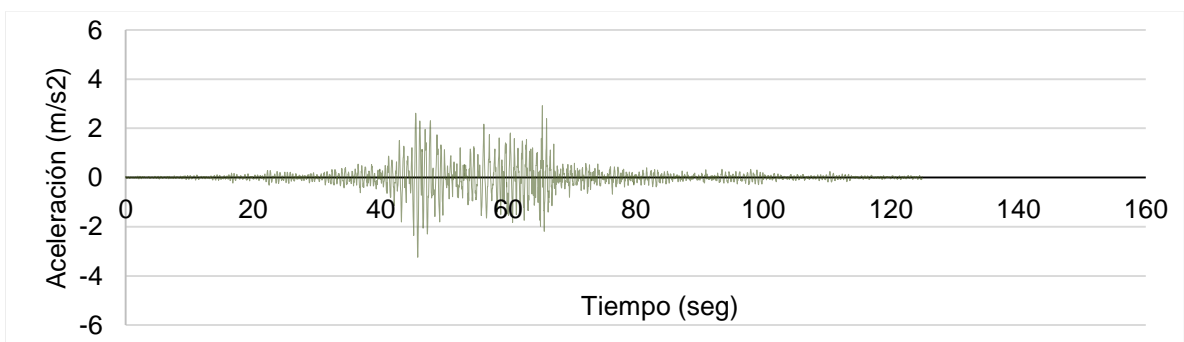


Figura 5.8 - Registro de Aceleración (Viña del Mar)

### 5.3 Análisis Ruaumoko

El presente apartado muestra los resultados obtenidos del análisis no lineal, comparando así para cada sismo demandas de esfuerzos, desplazamientos absolutos, desplazamientos relativos, deformaciones residuales, aceleraciones absolutas, demandas de ductilidad e historia en el tiempo del momento basal – desplazamiento techo.

La tabla 5.2 muestra los periodos asociados a los primeros cinco modos de vibrar de cada estructura, más el porcentaje de masa traslacional sumado. Se aprecia que las tres estructuras tienen un comportamiento dinámico similar.

Tabla 5.2 - Modos de vibrar

Modo	Estructura dispuesta de:					
	Muro convencional		Muro híbrido		Muros acoplados	
	Periodo (s)	$\Sigma$ % M	Periodo (s)	$\Sigma$ % M	Periodo (s)	$\Sigma$ % M
1	0,72	70	0,73	74	0,80	69
2	0,12	90	0,12	92	0,16	88
3	0,05	96	0,05	97	0,06	95
4	0,03	99	0,03	99	0,03	98
5	0,02	100	0,02	100	0,02	99

#### 5.3.1 Demanda de esfuerzos

Los siguientes gráficos muestran la envolvente de la demanda de corte y momento para cada una de las estructuras comparadas frente al mismo registro sísmico y para cada registro.

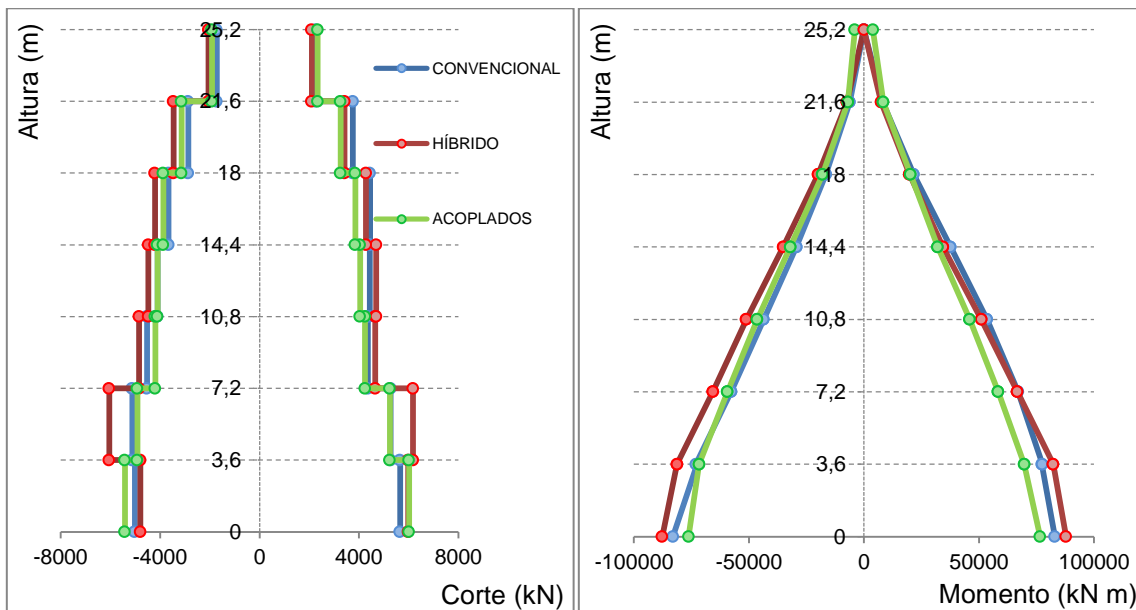


Figura 5.9 - Demanda de corte (izquierda), Demanda de momento (derecha)  
Registro de Constitución

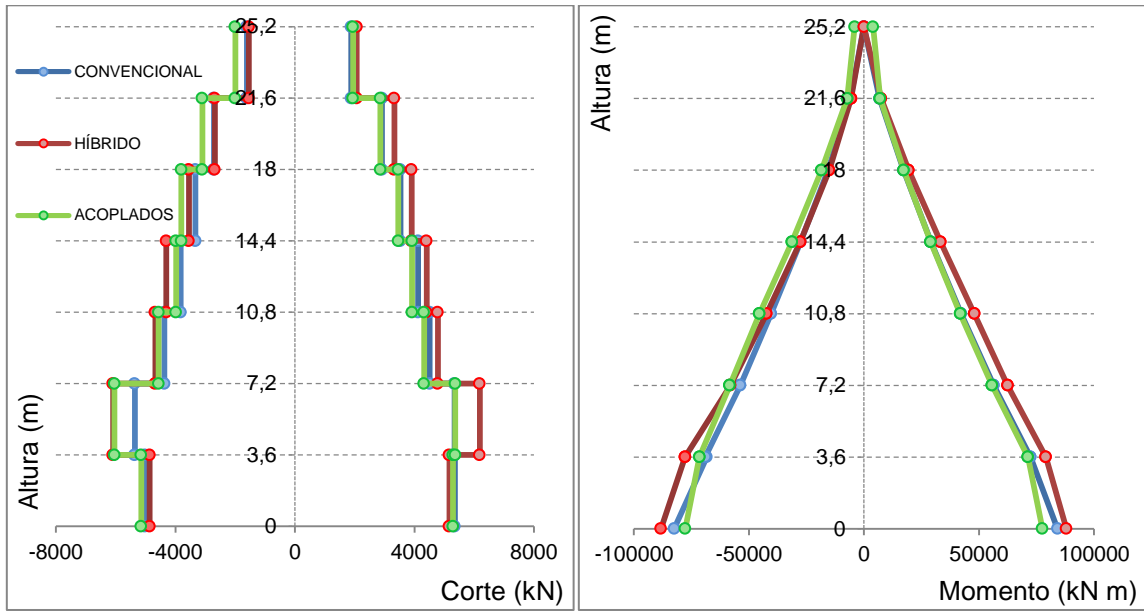


Figura 5.10 - Demanda de corte (izquierda), Demanda de momento (derecha)  
Registro de Concepción.

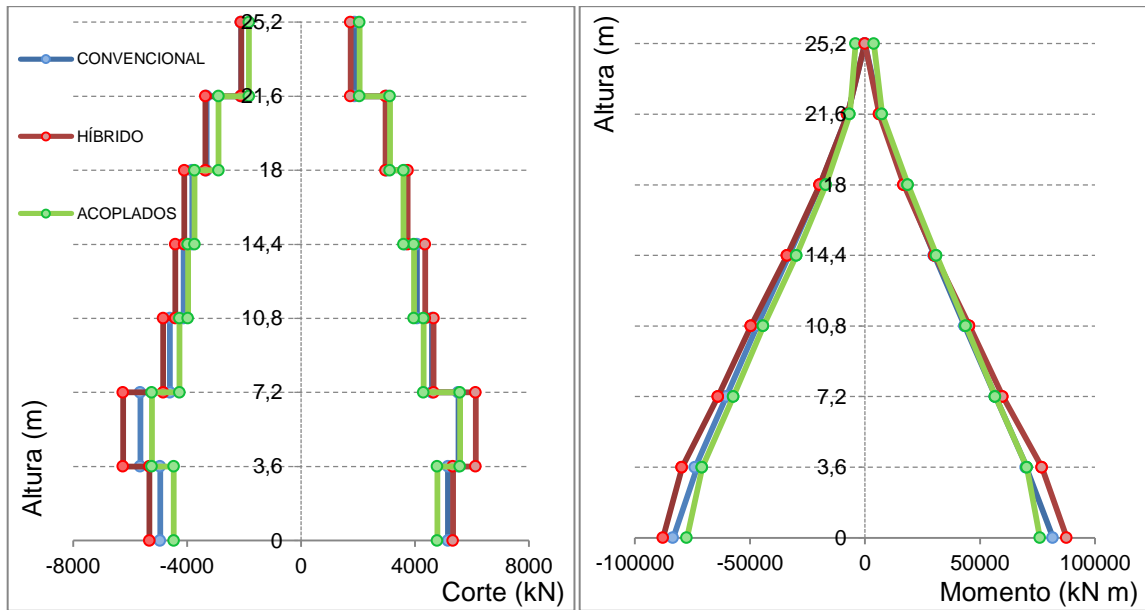


Figura 5.11 - Demanda de corte (izquierda), Demanda de momento (derecha)  
Registro de Viña del mar

La tabla 5.3 muestra los valores máximos de corte obtenidos del análisis, comparándolos con su resistencia nominal.

Tabla 5.3 - Cortes máximos

Estructura dispuesta de:	Corte máximo (kN)			
	R. Constitución	R. Concepción	R. Viña del mar	$V_u / \Phi$
Muro convencional	5651	5349	5639	6990
Muro híbrido	6175	6188	6248	8740
Muros acoplados	6014	6042	5586	9941

### 5.3.2 Demanda de aceleraciones

La figura 5.12 muestra los valores máximos absolutos de aceleraciones por piso obtenidas del análisis para cada estructura ante cada sismo.

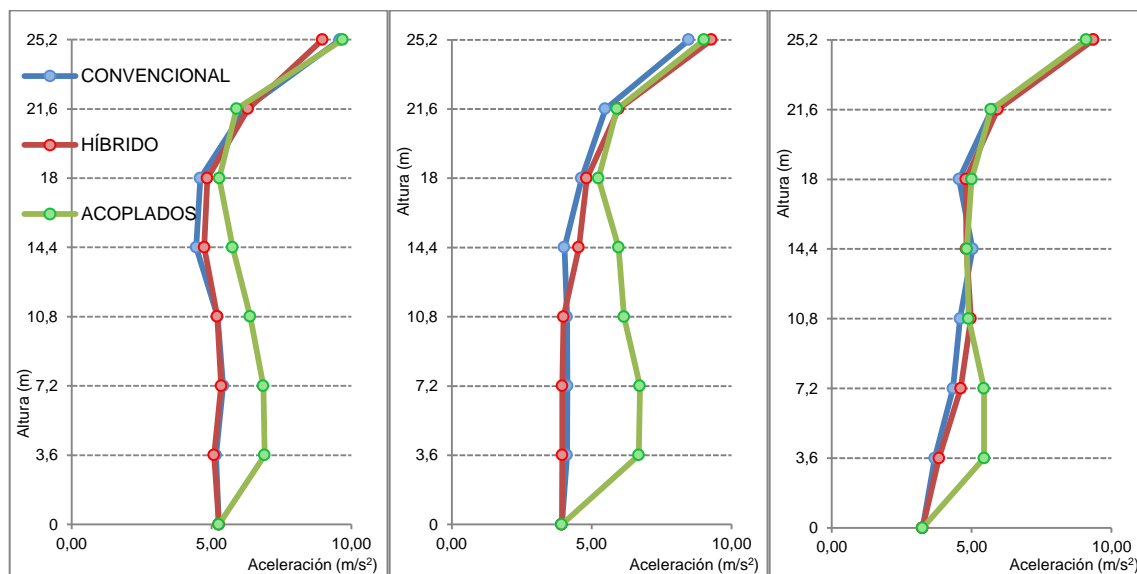


Figura 5.12 - Demanda de aceleraciones  
Constitución (izquierda), Concepción (centro), Viña del Mar (Izquierda)

Las aceleraciones entre la estructura convencional y la estructura dispuesta del muro híbrido son similares para los tres registros analizados, mientras que para el caso de la estructura dispuesta de muros acoplados se aprecia aceleraciones mayores entre el segundo y el sexto piso.

### 5.3.3 Demanda de desplazamientos

#### 5.3.3.1 Desplazamientos máximos absolutos

La figura 5.13 muestra los valores máximos absolutos de desplazamiento por piso obtenidos del análisis para cada estructura ante cada sismo.

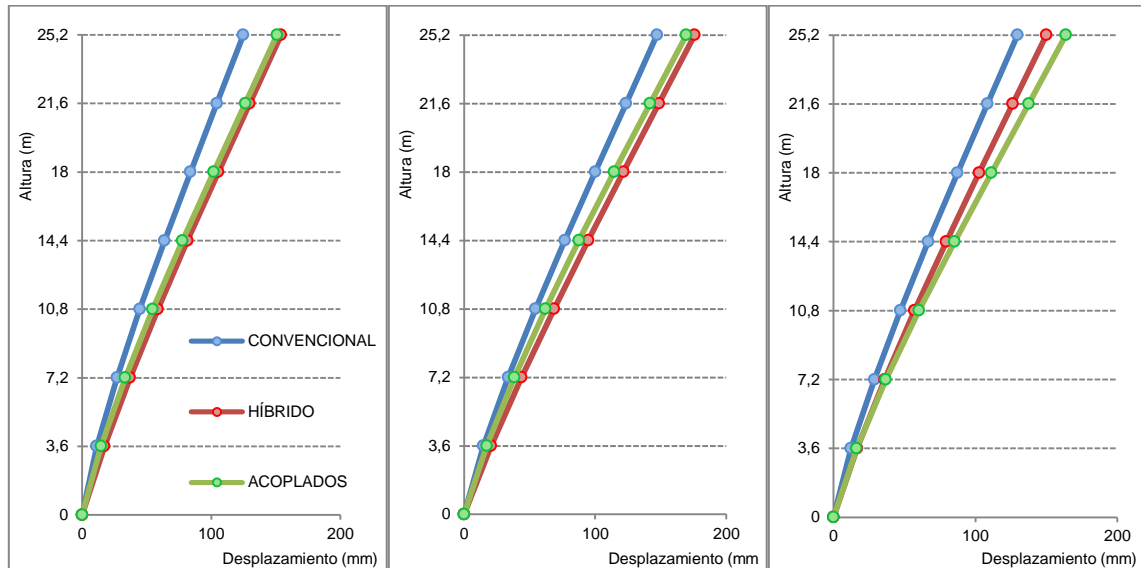


Figura 5.13 - Desplazamientos máximos absolutos  
Constitución (izquierda), Concepción (centro), Viña del Mar (derecha)

Los desplazamientos entre las tres estructuras no varían demasiado, siendo la estructura convencional la que menos desplazamiento máximo presenta. La tabla 5.4 muestra el desplazamiento máximo de techo para cada estructura ante cada sismo, contrastándose con el desplazamiento obtenido según [6].

Se aprecia que los mayores desplazamientos se producen en la estructura dispuesta de muros híbridos y la estructura dispuesta de muros acoplados.

Tabla 5.4 - Desplazamientos máximos absolutos de techo

Estructura dispuesta de:	Desplazamiento techo (mm)			
	R. Constitución	R. Concepción	R. Viña del mar	DSN°61
Muro convencional	125	147	130	120
Muro híbrido	154	176	150	
Muros acoplados	151	169	164	

### 5.3.3.2 Drifts de entrepiso máximos

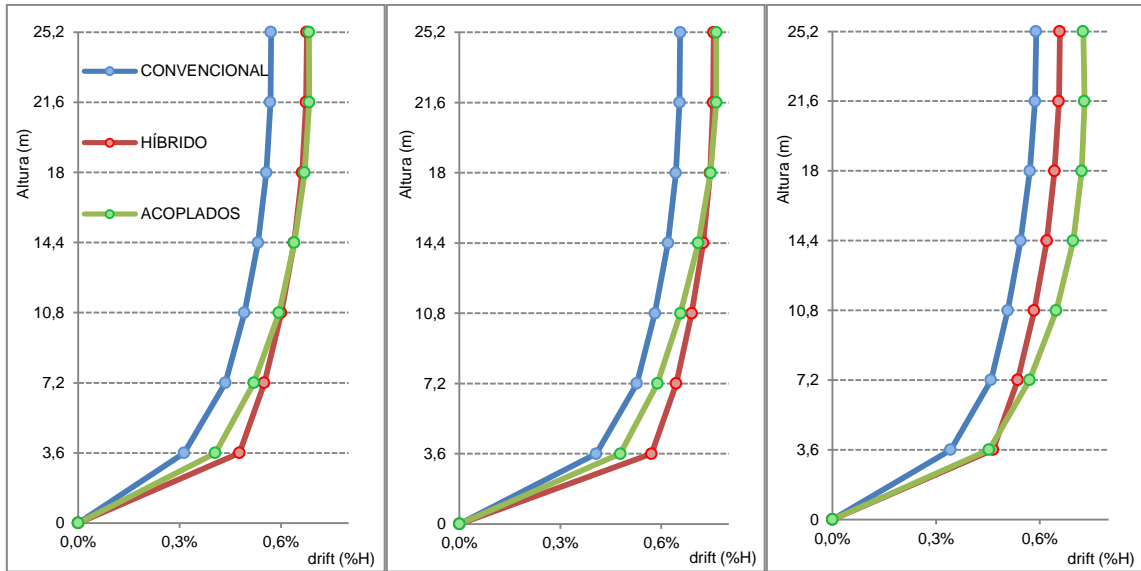


Figura 5.14 - Drifts de entrepiso  
Constitución (izquierda), Concepción (centro), Viña del Mar (derecha)

Los drift de entrepiso a distintos niveles son un buen indicador del potencial nivel de daño que puede haber en distintas zonas de la estructura. En la figura 5.14 se muestran los drifts máximos de entre piso en el sentido de análisis para los registros utilizados.

Se observa que el máximo drift no supera el 0,8%. La tabla 5.5 muestra los máximos drifts obtenidos del análisis. Como se aprecia, la estructura dispuesta de muros híbridos y la estructura dispuesta de muros acoplados presentan drifts mayores que la estructura dispuesta de muros convencionales.

Tabla 5.5 - Drifts máximos de entrepiso

Estructura dispuesta de:	Drift máximo (%H)		
	R. Constitución	R. Concepción	R. Viña del mar
Muro convencional	0,57%	0,66%	0,59%
Muro híbrido	0,68%	0,76%	0,66%
Muros acoplados	0,68%	0,76%	0,73%

### 5.3.4 Deformaciones residuales

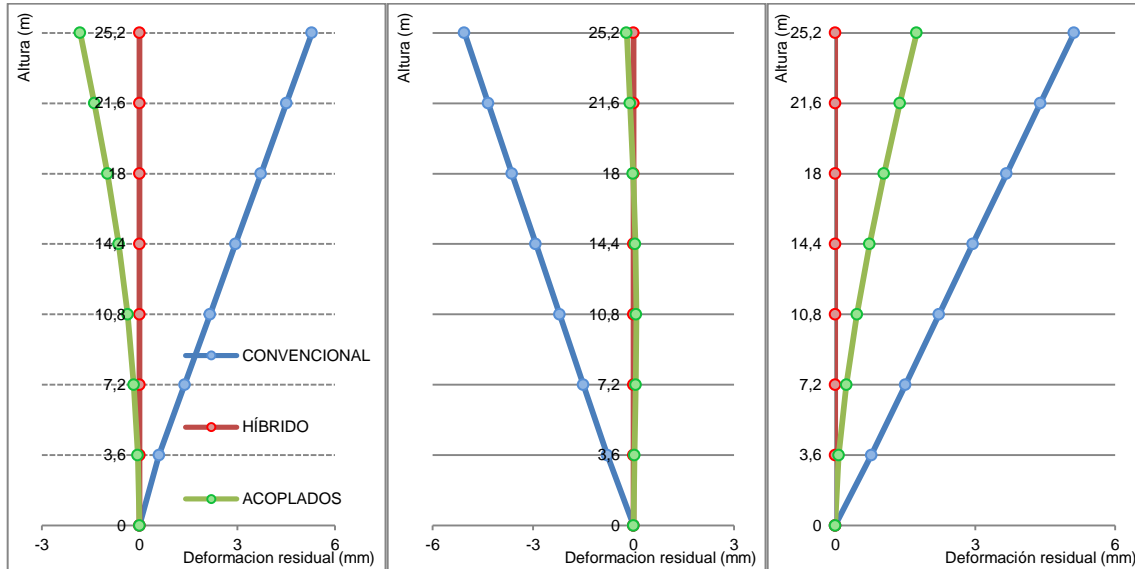


Figura 5.15 - Deformaciones residuales  
Constitución (izquierda), Concepción (centro), Viña del Mar (derecha)

A partir de los resultados obtenidos fue posible obtener el desplazamiento residual para cada estructura ante cada sismo. La comparación de drifts residuales máximos en porcentaje de la altura se muestra en la figura 5.16 donde se aprecia que las deformaciones residuales en la estructura dispuesta de muros híbridos son prácticamente nulas, mientras que para la estructura con muros acoplados la deformación residual es aproximadamente la mitad que la del convencional, a excepción de la estructura sometida al registro de Concepción donde la deformación residual representa un 15% respecto a la obtenida para la estructura convencional.

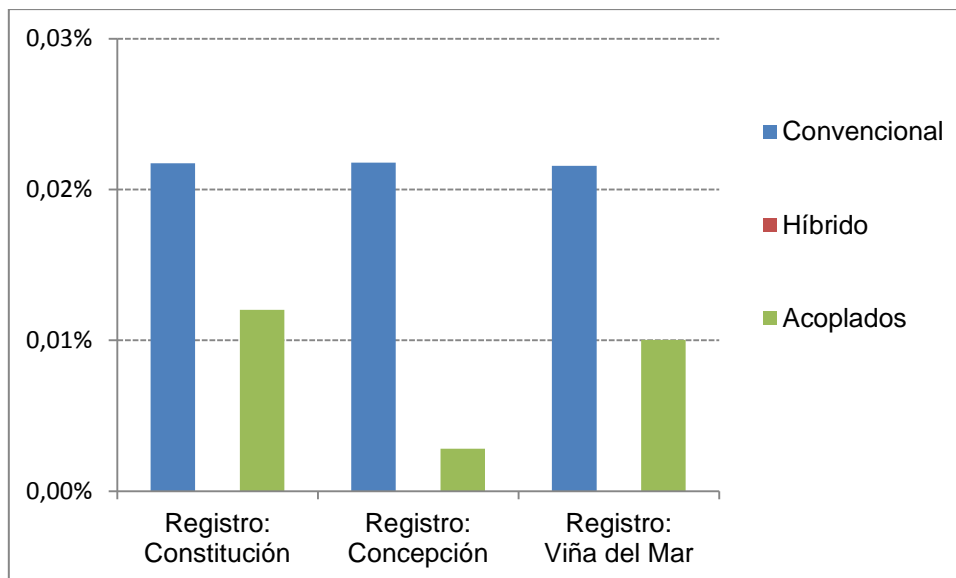


Figura 5.16 - Deformaciones residuales máximas de entrepiso (%H)

### 5.3.5 Demanda de ductilidad

La ductilidad representa la propiedad que tienen los materiales, componentes y sistemas sismo-resistentes de soportar grandes deformaciones más allá del límite elástico sin presentar pérdida sustancial de resistencia. Se cuantifica como la razón entre el desplazamiento o deformación última y el desplazamiento o deformación de fluencia.

En el caso de muros híbridos, la respuesta del acero postensado no es dúctil, ya que permanece siempre en rango elástico, no obstante el sistema disipante asociado a cada modelo si presenta ductilidad (acero convencional en el caso del muro híbrido simple y conectores de corte en el caso de muros híbridos acoplados).

En el presente apartado se compara:

- La ductilidad lograda por los muros convencionales respecto a su capacidad de deformación inelástica y en términos de curvatura.
- La ductilidad lograda por el acero convencional en los muros híbridos respecto a la capacidad de deformación inelástica del sistema en términos de rotación más la superposición de la respuesta elástica del acero postensado con la respuesta elasto-plástica del acero convencional.
- La ductilidad lograda por los conectores de corte en términos de desplazamiento más la superposición de la respuesta elástica del acero postensado con la respuesta elasto-plástica de los conectores.

#### 5.3.5.1 Estructura dispuesta de muros convencionales

Los siguientes gráficos muestran el ciclo histerético en el tiempo de la respuesta momento-curvatura de los muros convencionales para cada sismo.

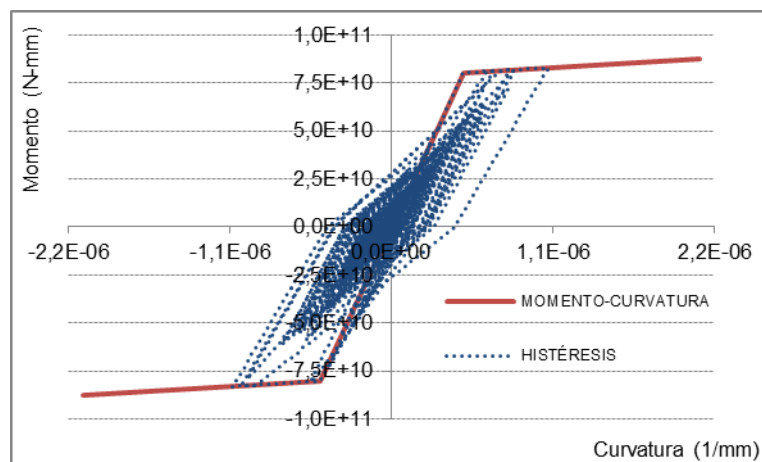


Figura 5.17 - Curva de histéresis, muro convencional  
Registro de Constitución

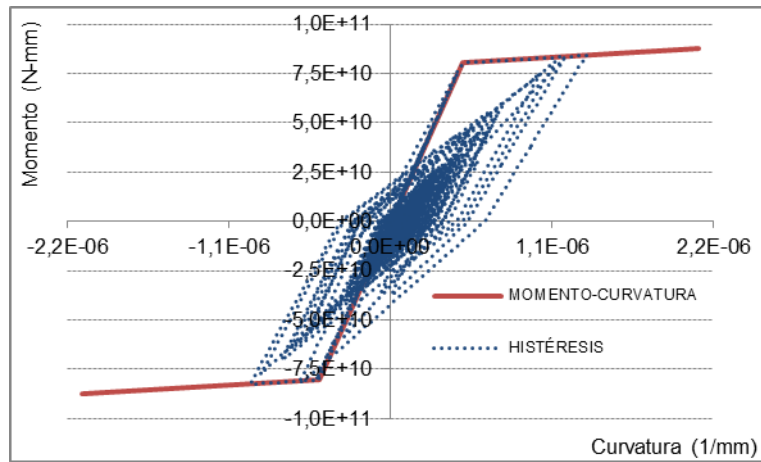


Figura 5.18 - Curva de histéresis, muro convencional  
Registro de Concepción

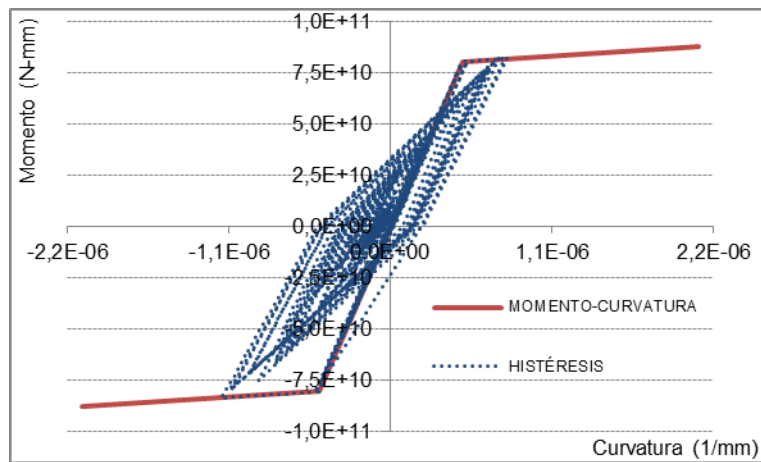


Figura 5.19 - Curva de histéresis, muro convencional  
Registro de Viña del Mar

Tabla 5.6 - Ductilidad muro convencional

Registro:	Ductilidad muro convencional			
	Curvatura última $\Phi_u$ (1/mm)	Curvatura de fluencia $\Phi_y$ (1/mm)	Ductilidad $\mu$	Capacidad inelástica ( $\mu_{m\acute{a}x}$ )
Constitución	1,08E-06	4,88E-07	2,21	4,30
Concepción	1,33E-06		2,73	
Viña del Mar	1,15E-06		2,36	

Como se puede apreciar en la tabla 5.6, en ningún caso los muros alcanzan su máxima capacidad de curvatura (correspondiente a un 6% de deformación unitaria en el acero). La mayor demanda de ductilidad se produce con el registro de Concepción.

### 5.3.5.2 Estructura dispuesta de muros híbridos

Los siguientes gráficos muestran el ciclo histerético en el tiempo de la respuesta momento-rotación de los muros híbridos (sistema total y sistema disipante) para cada sismo.

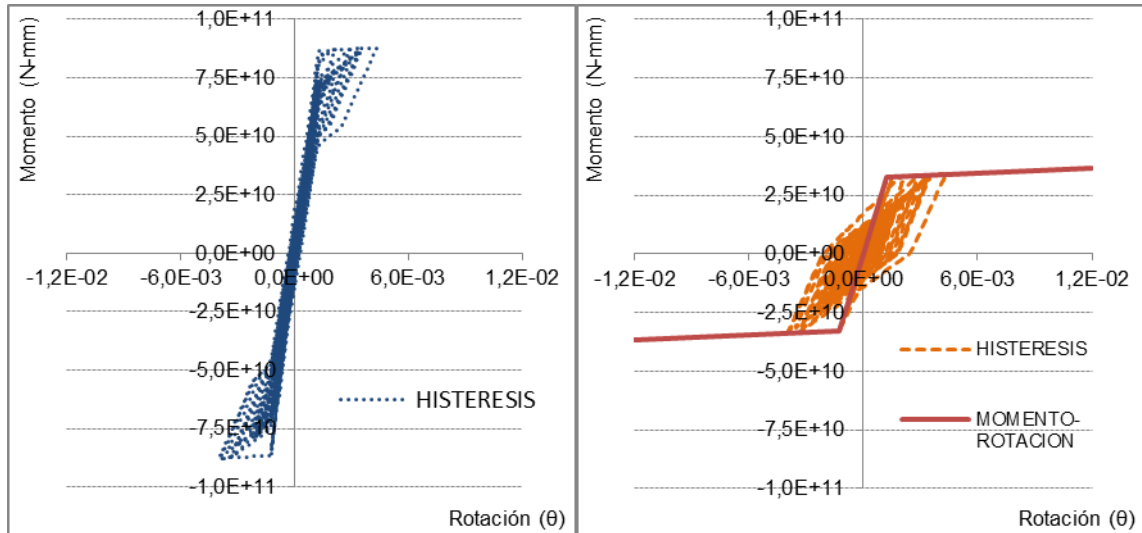


Figura 5.20 - Curva de histéresis, muro híbrido  
Sistema completo (izquierda), Acero convencional (derecha)  
Registro de Constitución

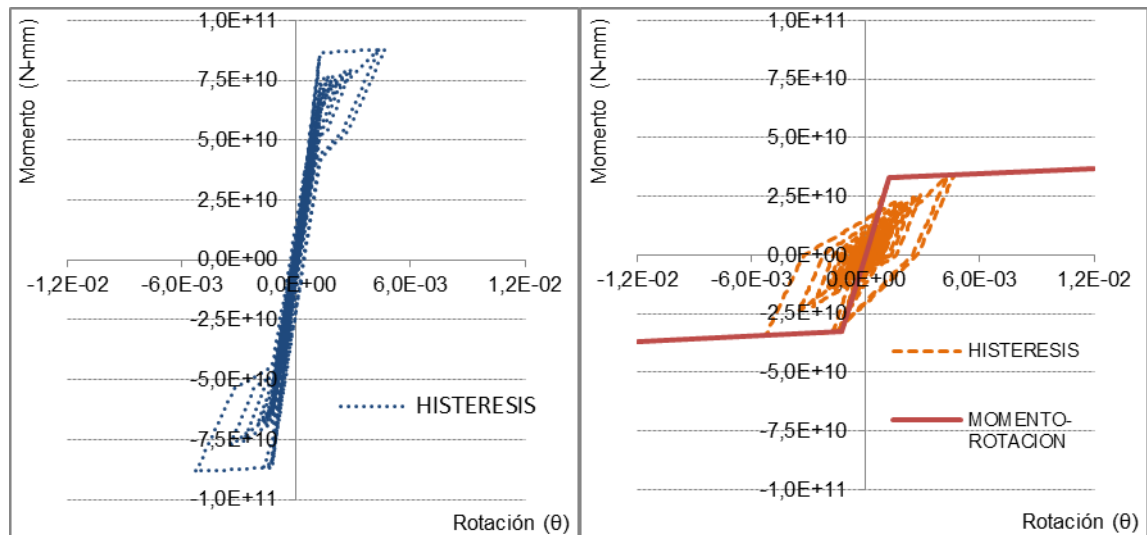


Figura 5.21 - Curva de histéresis, muro híbrido  
Sistema completo (izquierda), Acero convencional (derecha)  
Registro de Concepción

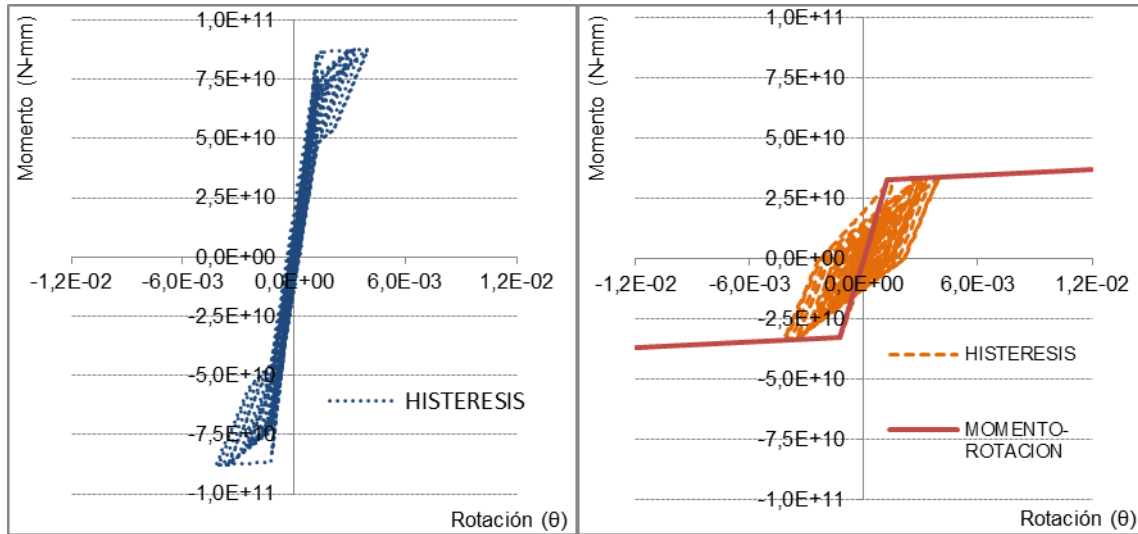


Figura 5.22 - Curva de histéresis, muro híbrido  
 Sistema completo (izquierda), Acero convencional (derecha)  
 Registro de Viña del Mar

Tabla 5.7 - Ductilidad muro híbrido

Registro:	Ductilidad acero convencional (muro híbrido)			
	Rotación última $\theta_u$	Rotación de fluencia $\theta_y$	Ductilidad $\mu$	Capacidad inelástica ( $\mu_{m\acute{a}x}$ )
Constitución	4,33E-03	1,25E-03	3,46	9,60
Concepción	5,26E-03		4,21	
Viña del Mar	4,21E-03		3,36	

Se aprecia en la tabla 5.7 que en ningún caso los muros alcanzan la rotación última (correspondiente al 90% de deformación del acero postensado respecto a su deformación de fluencia). La mayor demanda de ductilidad se produce con el registro de Concepción.

### 5.3.5.3 Estructura dispuesta de muros acoplados

Los siguientes gráficos muestran el ciclo histerético en el tiempo de la respuesta momento-rotación total de los muros acoplados más la respuesta fuerza-desplazamiento del conector más demandado en términos de ductilidad.

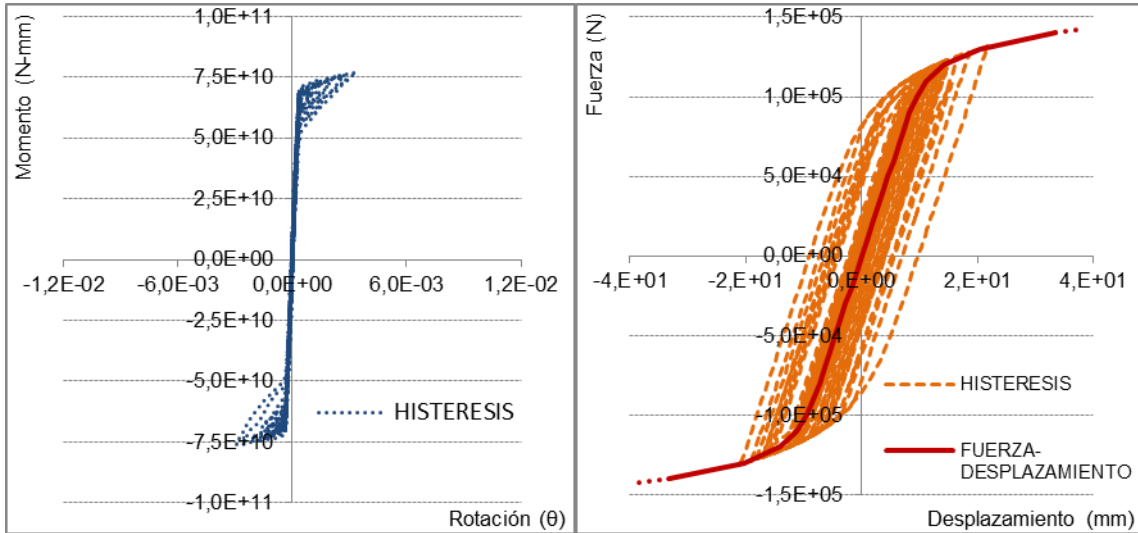


Figura 5.23 - Curva de histéresis, muros acoplados  
Sistema completo (izquierda), conector de corte (derecha)  
Registro de Constitución

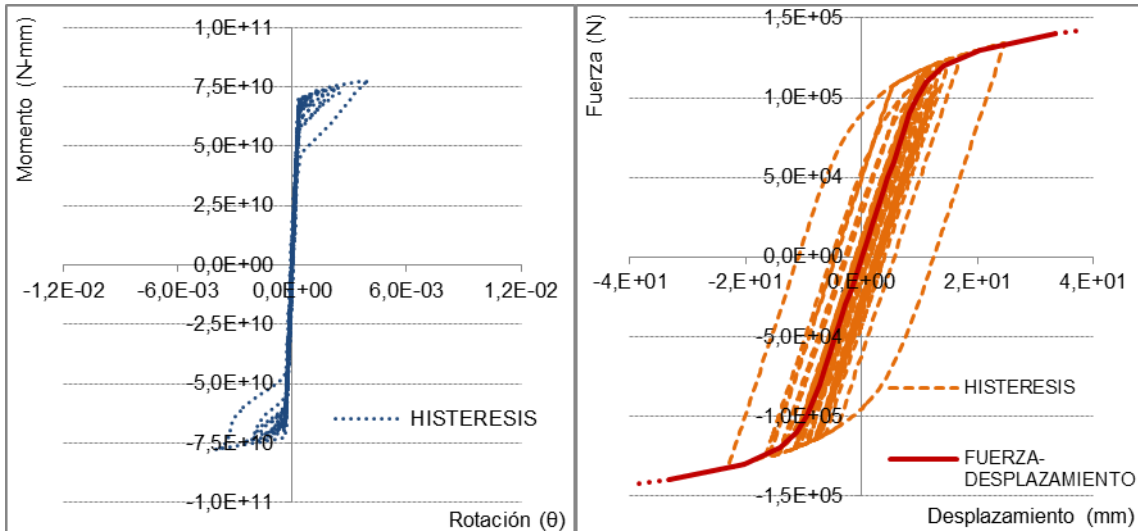


Figura 5.24 - Curva de histéresis, muros acoplados  
Sistema completo (izquierda), conector de corte (derecha)  
Registro de Concepción

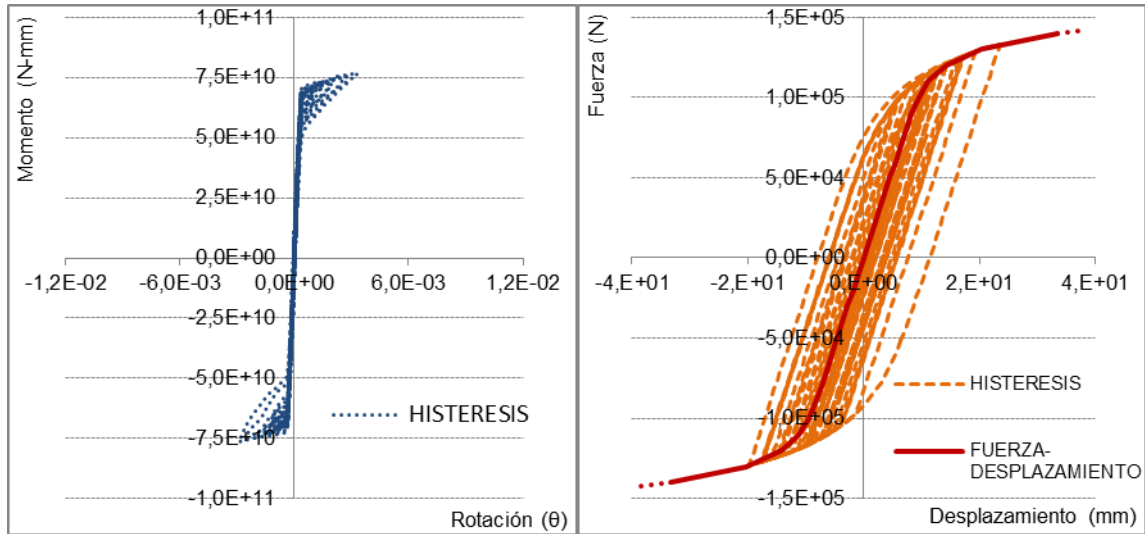


Figura 5.25 - Curva de histéresis, muros acoplados  
Sistema completo (izquierda), conector de corte (derecha)  
Registro de Viña del Mar

La capacidad de deformación inelástica de los conectores es independiente del desplazamiento que alcancen. Una vez alcanzan su desplazamiento de fluencia la deformación se mantiene constante y se distribuye a medida respecto al desplazamiento relativo entre los muros. Como ya se destacó, los conectores de corte son capaces de resistir deformaciones cíclicas y reversibles manteniendo su capacidad.

Tabla 5.8 - Ductilidad conectores de corte

Registro:	Ductilidad conector de corte más demandado		
	Desplazamiento último $\Delta_u$	Desplazamiento de fluencia $\Delta_y$	Ductilidad $\mu$
Constitución	21,73	12,22	1,78
Concepción	24,69		2,02
Viña del Mar	23,54		1,93

La mayor demanda de ductilidad se produce con el registro de Concepción.

Entre todos los sistemas el que presenta una mayor demanda de ductilidad es el del muro híbrido simple (para el caso de Concepción), donde el acero convencional demanda una rotación aproximadamente cuatro veces su rotación de fluencia.

En ningún caso se supera la capacidad máxima de los sistemas.

### 5.3.6 Historia en el tiempo de momento basal – desplazamiento techo

En el presente apartado se grafican las respuestas momento basal – desplazamiento techo para cada estructura y ante cada sismo.

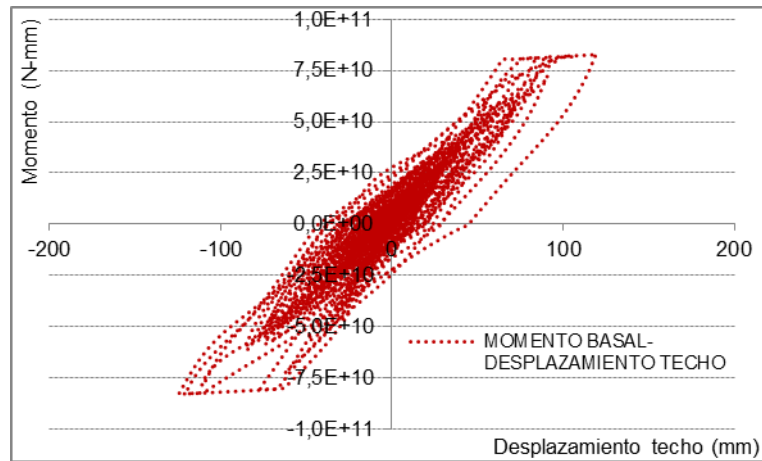


Figura 5.26 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muro convencional  
Registro de Constitución

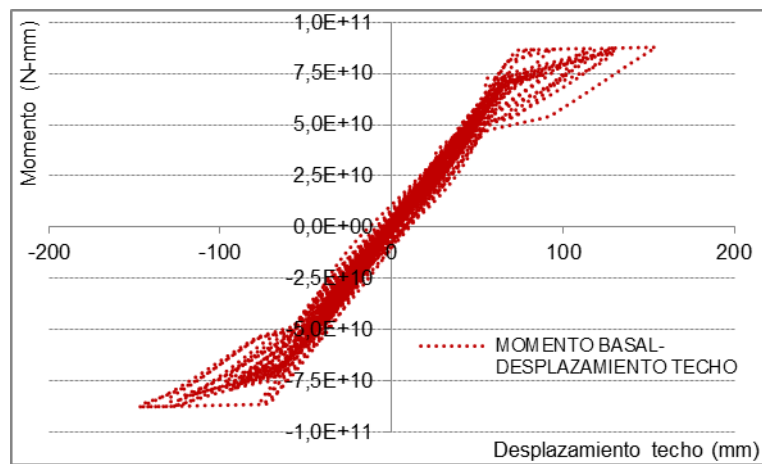


Figura 5.27 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muro híbrido  
Registro de Constitución

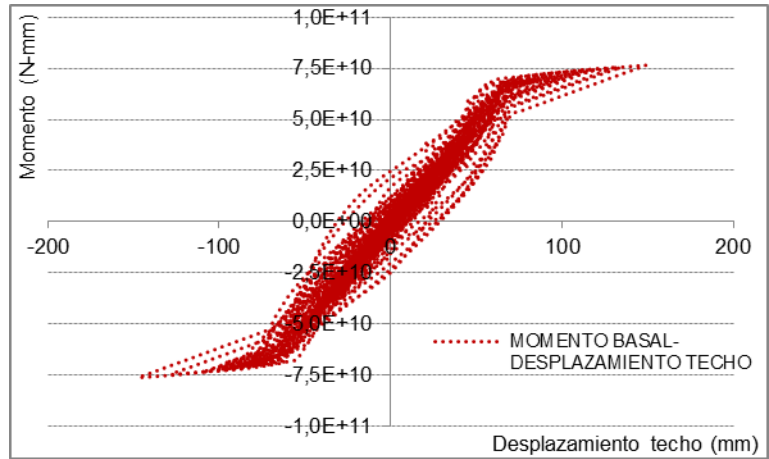


Figura 5.28 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muros acoplados  
Registro de Constitución

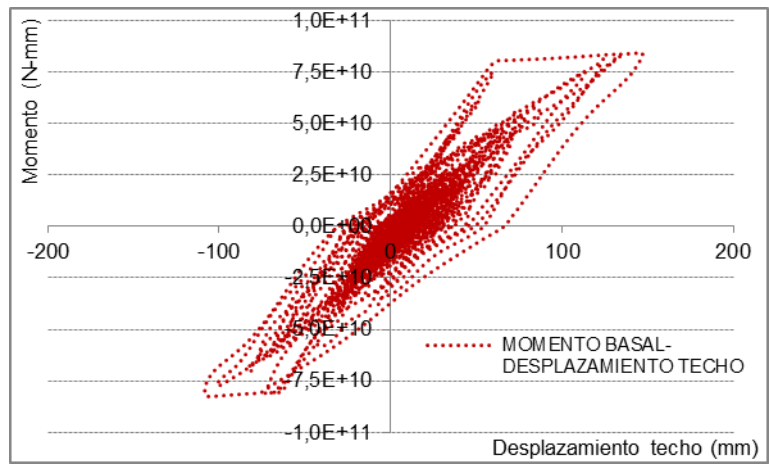


Figura 5.29 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muro convencional  
Registro de Concepción

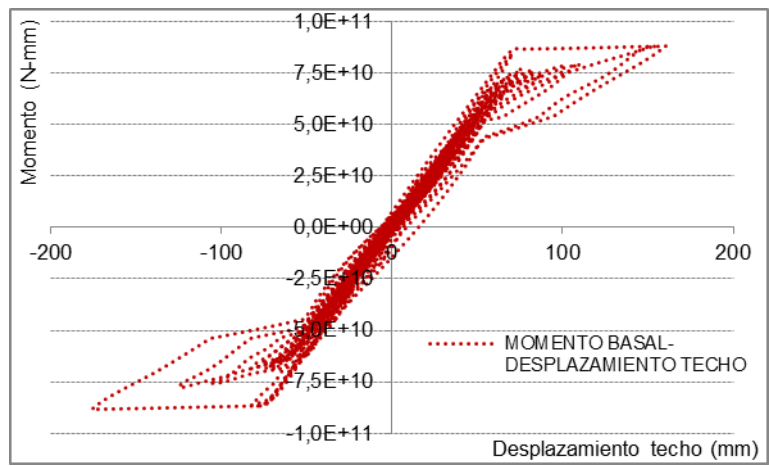


Figura 5.30 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muro híbrido  
Registro de Concepción

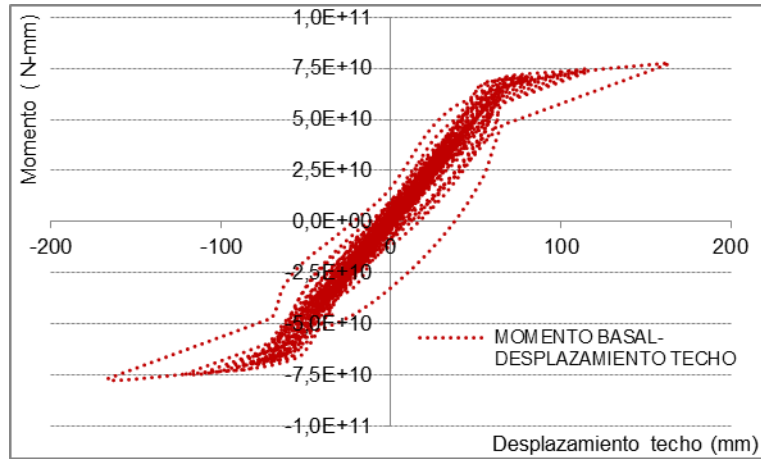


Figura 5.31 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muros acoplados  
Registro de Concepción

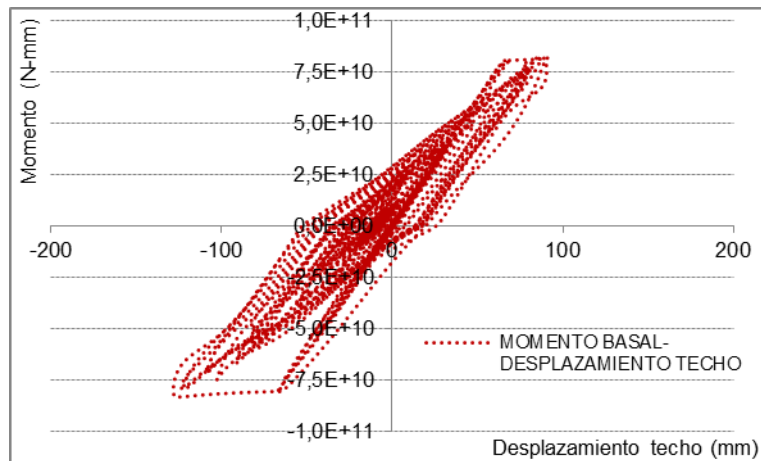


Figura 5.32 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muro convencional  
Registro de Viña del Mar

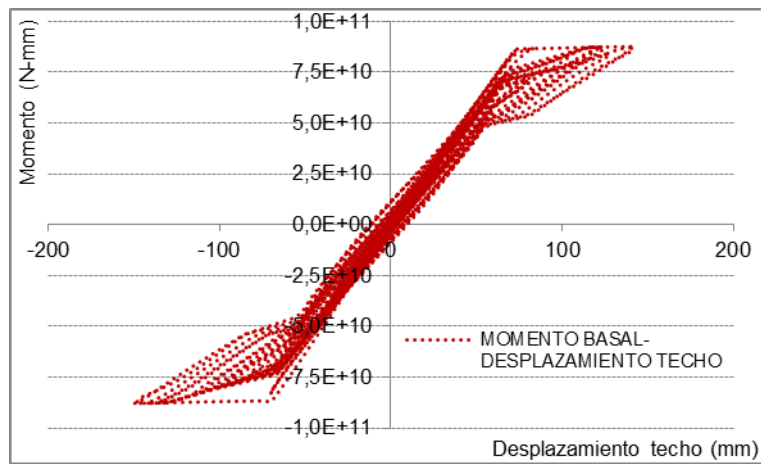


Figura 5.33 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muro híbrido  
Registro de Viña del Mar

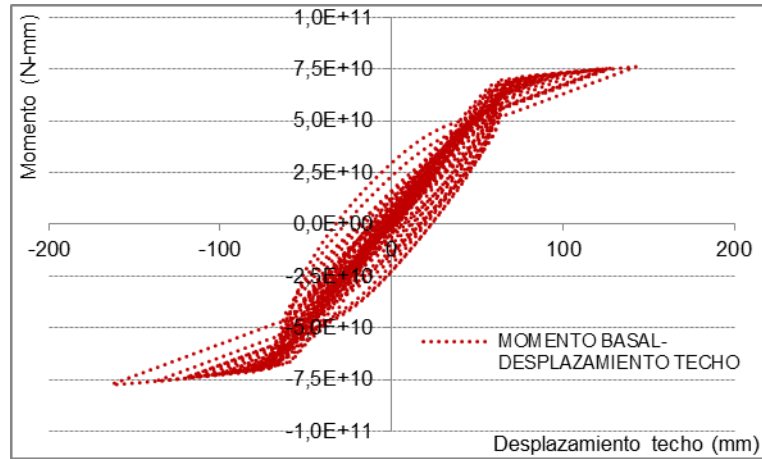


Figura 5.34 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muros acoplados  
Registro de Viña del Mar

En base a los resultados observados, es posible correlacionar la respuesta momento-desplazamiento techo con la respuesta momento-rotación en el caso de la estructura con muros convencionales y de la estructura con muros híbridos. Al ser las respuestas similares se infiere que ambas estructuras tienen una forma modal predominante del modo asociado a la mayor masa traslacional.

En el caso de los muros acoplados se identifican puntos en donde para bajos momento en la base hay desplazamientos de techo significativos, lo que se traduce en momentos asociados al sistema disipante mayores al sistema autocentrante, y por ende en deformaciones residuales.

### 5.3.7 Análisis complementario para sismo de mayor intensidad a la registrada

Siendo el sismo de Concepción el que mayor ductilidad demanda en las estructuras y siendo la estructura con muros híbridos la que mayor demanda de ductilidad presenta es que se hace un análisis complementario imponiendo en 1,6 veces la intensidad registrada del sismo de Concepción con el fin de comparar la capacidad de las estructuras entre sí.

El aumento de la intensidad fue elegido con el fin de imponer que la estructura con muros híbridos demande la capacidad para el cual fue diseñado, y así contrastarla con la estructura con muros convencionales y la estructura con muros acoplados. Se exponen los mismos parámetros comparados desde el apartado 5.3.1 al 5.3.6.

#### 5.3.7.1 Demanda de esfuerzos

La figura 5.35 grafica las la envolventes de corte y momento para cada una de las estructuras comparadas frente al registro de Concepción con intensidad mayor a la registrada.

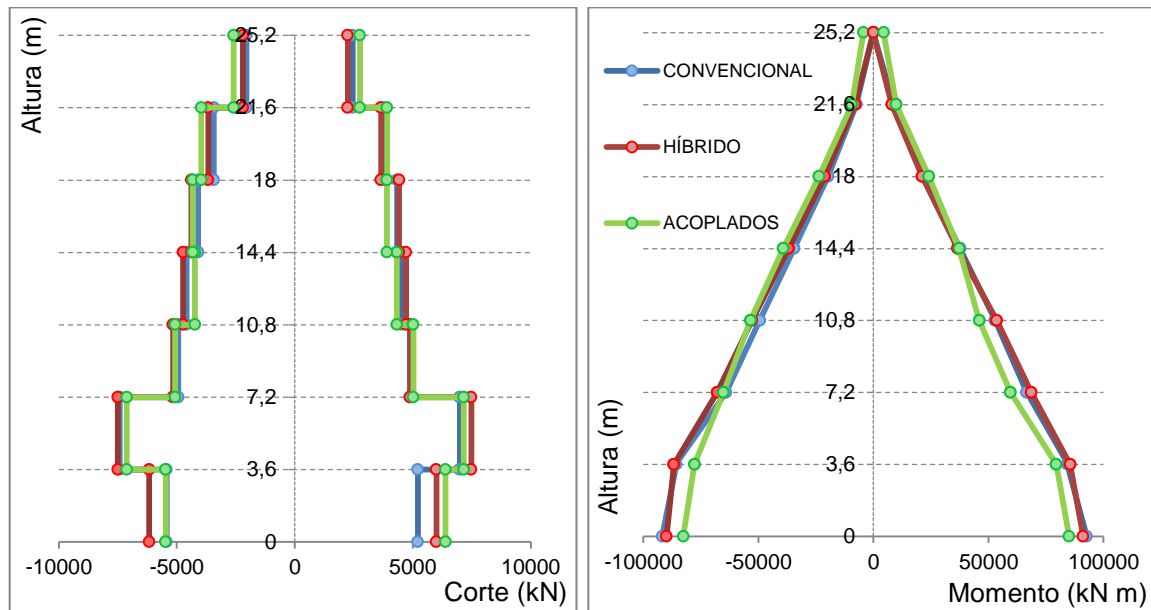


Figura 5.35 - Demanda de corte (izquierda), Demanda de momento (derecha)  
Registro de Concepción con 1,6 veces la intensidad registrada

La resistencia nominal a corte y a momento es superada por la estructura convencional, no así en las estructuras con muros híbridos y en la estructura con muros acoplados.

### 5.3.7.2 Demanda de aceleraciones

La figura 5.36 muestra los valores máximos absolutos de aceleraciones por piso obtenidas del análisis para cada estructura.

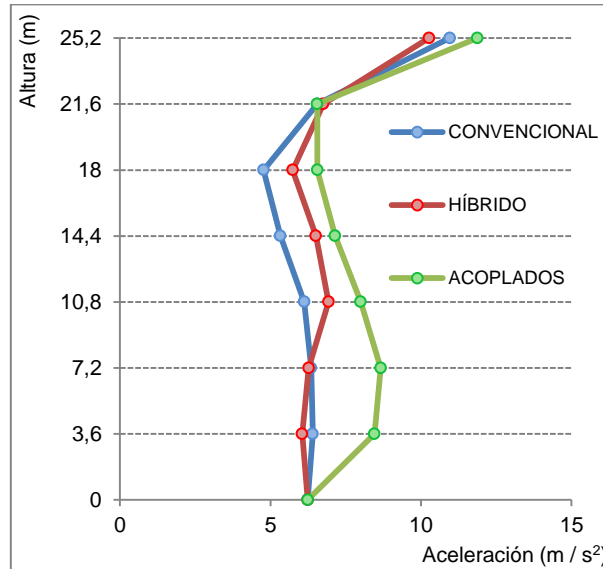


Figura 5.36 - Demanda de aceleraciones  
Registro de Concepción con 1,6 veces la intensidad registrada

La estructura que presenta demandas de aceleración más bajas es la convencional, mientras las más altas se presentan en los muros acoplados.

### 5.3.7.3 Desplazamientos, drifts de entrepiso y deformaciones residuales

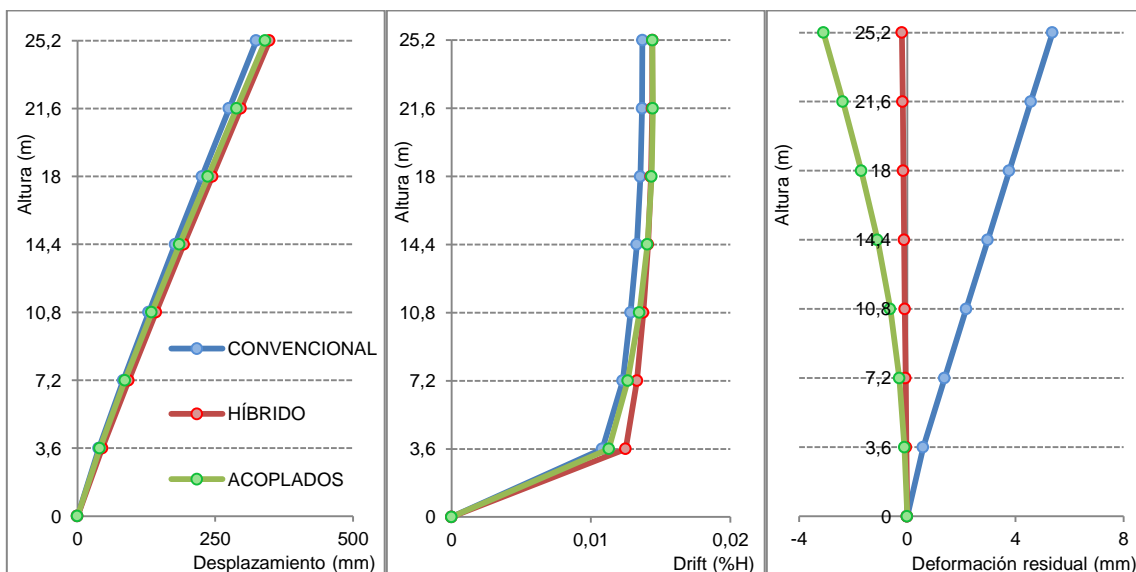


Figura 5.37 - Desplazamientos máximos absolutos (izquierda), Drifts de entrepiso (centro), Deformaciones residuales (derecha). Registro de Concepción con 1,6 veces la intensidad registrada

Los desplazamientos entre las tres estructuras son similares. Al igual que en el caso de sismos con intensidad registrada, la estructura con muros híbridos presenta deformaciones residuales prácticamente nulas mientras las deformaciones residuales en la estructura con muros acoplados son bajas en comparación a la estructura con muros convencionales.

#### 5.3.7.4 Demanda de ductilidad

Los siguientes gráficos muestran el ciclo histérico en el tiempo de la respuesta momento-curvatura para las tres estructuras en análisis.

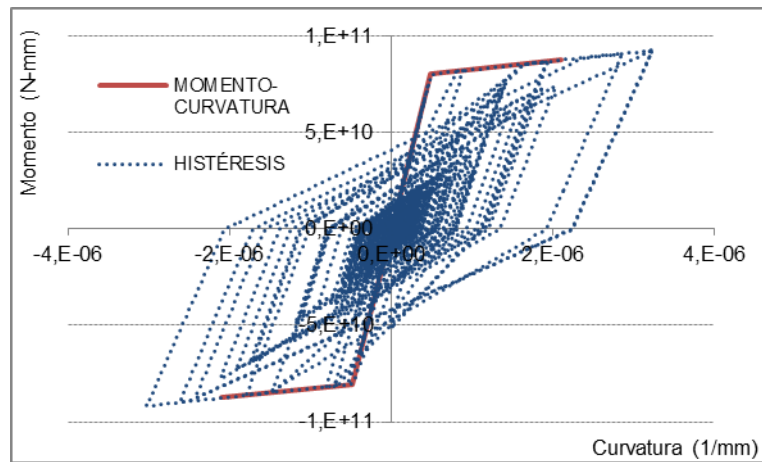


Figura 5.38 - Curva de histéresis, muro convencional  
Registro de Concepción con 1,6 veces la intensidad registrada

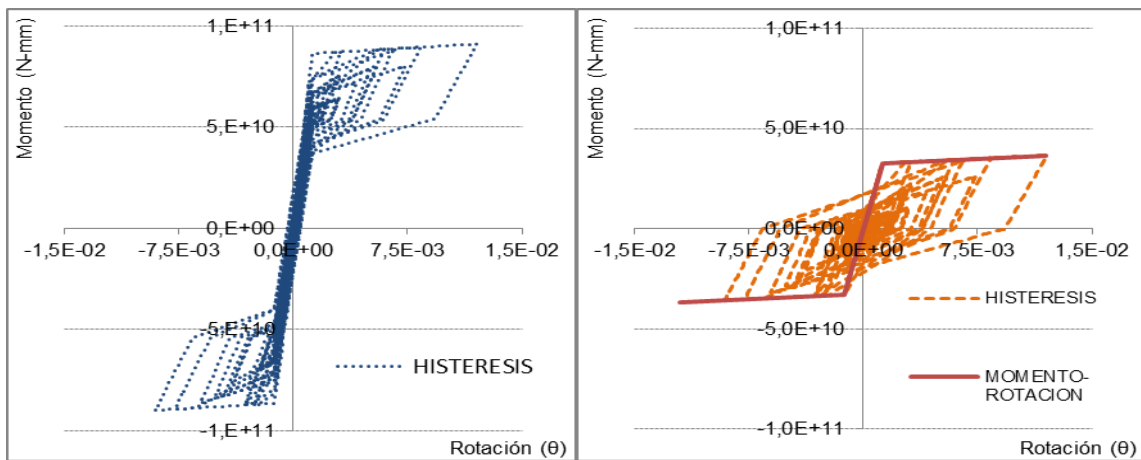


Figura 5.39 - Curva de histéresis, muro híbrido  
Sistema completo (izquierda), Acero convencional (derecha)  
Registro de Concepción con 1,6 veces la intensidad registrada

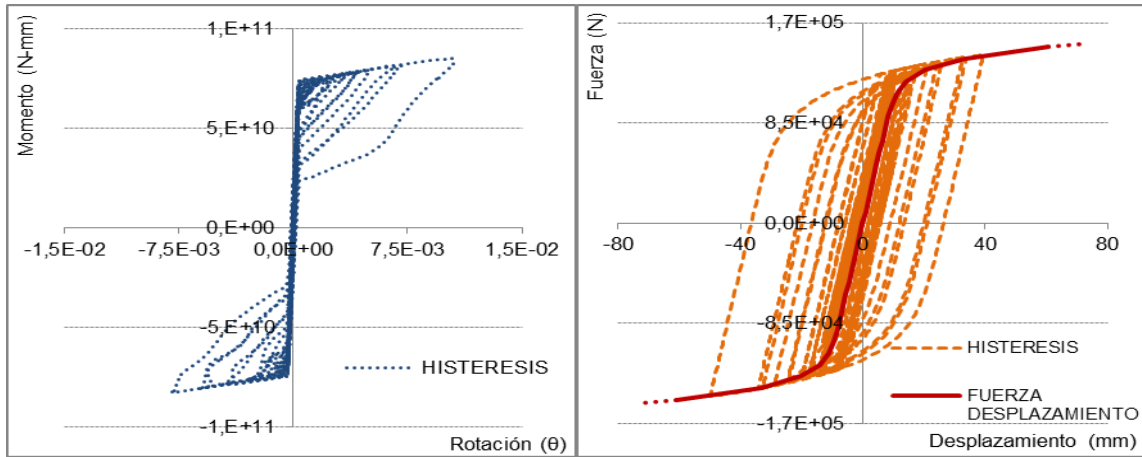


Figura 5.40 - Curva de histéresis, muros acoplados  
 Sistema completo (izquierda), conector de corte (derecha)  
 Registro de Concepción con 1,6 veces la intensidad registrada

Como se aprecia en los gráficos de a figura 3.59, la intensidad modificada del registro logra imponer en la estructura con muros híbridos el drift para el cual fue diseñado, momento en que el acero postensado llega a un 90% de su deformación de fluencia.

Una de las ventajas que se puede apreciar de la estructura con muros convencionales sobre la estructura con muros híbridos es que a pesar de que para la misma intensidad, el muro convencional sobrepase su curvatura última (correspondiente a una deformación unitaria del 6% en el acero), aún podría tener mayor capacidad de curvatura a través del uso de confiamento en los bordes. Mientras el muro híbrido ya está confinado para deformaciones en el hormigón de aproximadamente un 1,5%.

La estructura con muros acoplados muestra, para la misma intensidad aumentada, menor drift que la estructura con muros híbridos (un 80% aproximadamente del drift del muro híbrido).

### 5.3.7.5 Historia en el tiempo de momento basal – desplazamiento techo

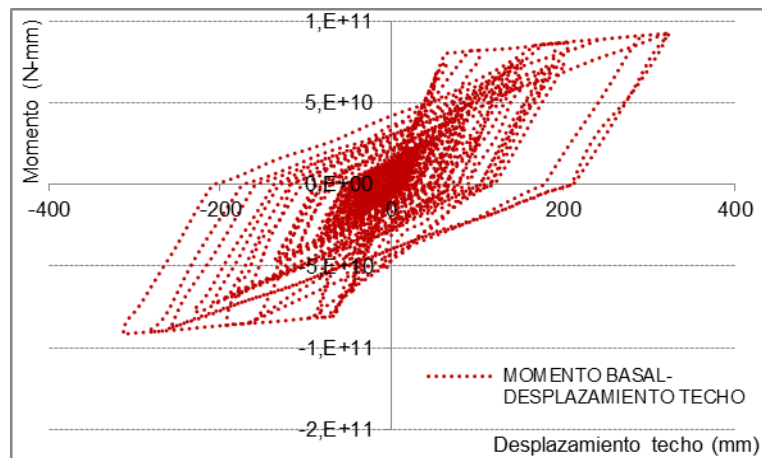


Figura 5.41 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muro convencional  
 Registro de Concepción con 1,6 veces la intensidad registrada

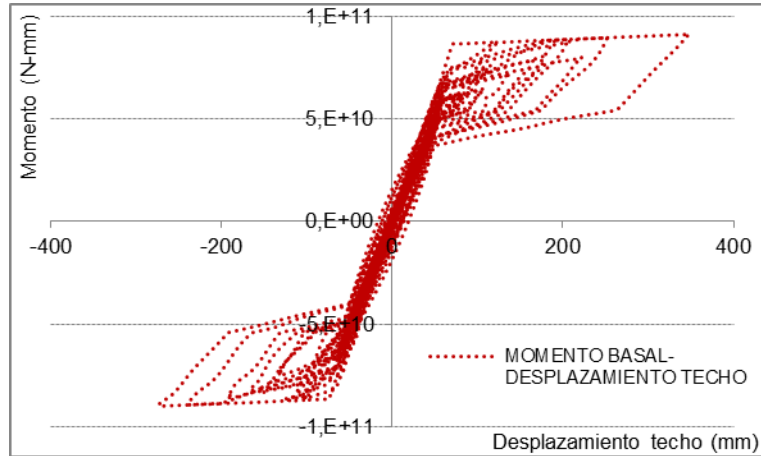


Figura 5.42 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muro híbrido  
Registro de Concepción con 1,6 veces la intensidad registrada

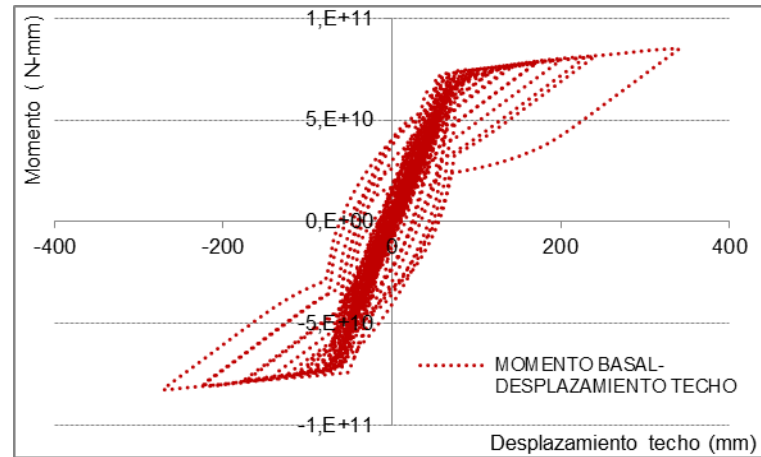


Figura 5.43 - Momento basal – Desplazamiento techo. Muros acoplados  
Registro de Concepción con 1,6 veces la intensidad registrada

Al igual que en el análisis con los registros con sin intensidad aumentada, se aprecia instantes en que la estructura con muros acoplados presenta momento asociado a los conectores en momentos en que no hay rotación en la base de los muros.

El análisis con un sismo con intensidad aumentada sirve para visualizar mejor el comportamiento de los sistemas y compararlo de mejor manera entre sí.

## CAPÍTULO VI

### 6 Conclusiones y comentarios

En el presente capítulo se exponen las conclusiones obtenidas del trabajo realizado y las recomendaciones para futuros trabajos relacionados al tema.

La demanda de desplazamiento obtenida del análisis no lineal es mayor que la predicha por el Decreto Supremo N°61. En ese sentido, la normativa vigente no es un buen predictor de las demandas esperadas sobre las estructuras del tipo mostrado en el presente estudio.

Respecto al desempeño del edificio durante el terremoto, la inclusión de uniones híbridas no representa una mejora sustancial en el desempeño. Es decir, deformaciones de entrepiso, deformaciones máximas y aceleraciones de piso se mantienen prácticamente invariantes entre las tres estructuras.

Respecto a las deformaciones residuales, los resultados muestran un excelente comportamiento sísmico para solicitaciones con niveles de intensidad similares a los que impone la norma de diseño, donde el mecanismo de las estructuras compuestas por muros híbridos, simples o acoplados, reduce efectivamente deformaciones remanentes. La gran ventaja del sistema de uniones híbridas respecto al sistema convencional es la casi total eliminación de deformaciones residuales en la estructura. El sistema convencional disipa energía sísmica mediante la distribución de daño elementos estructurales principales y deformaciones residuales, lo que puede significar pérdidas socioeconómicas elevadas. Los sistemas en base a mecanismos híbridos estarían capacitados como alternativa para solventar este problema.

El análisis de la conexión muestra claramente el efecto de recentrado que tiene el acero postensado. Sin embargo, si se grafica la respuesta desplazamiento techo versus momento en la base, el efecto no es tan claro. Esto se debe a que la hipótesis usada para el diseño de conexiones híbridas considera a los muros deformados como cuerpo rígido, consistente con el primer modo. La flexibilidad del muro en altura no es considerada, por lo tanto, la metodología propuesta solo puede aplicarse a estructuras chatas.

Es importante aclarar que con el diseño de los sistemas híbridos se buscó lograr la resistencia mínima requerida por la normativa vigente. Mejores resultados son esperados si se aplica un método basado en desplazamientos.

Respecto al funcionamiento, el rango de esfuerzos obtenidos mediante las cargas de diseño según la norma sísmica chilena Nch433 Of.96, para las estructuras compuestas por muros híbridos, simples o acoplados, se mantuvo dentro de las expectativas de diseño que las uniones híbridas solventan. Ya que para las demandas obtenidas (giros y desplazamientos) en las conexiones, los tendones de acero postensado y los refuerzos especiales del sistema se mantuvieron dentro de sus límites de funcionamiento, lo que se traduce en un comportamiento estable de la abertura para los esfuerzos de diseño aplicados.

A diferencia de los muros convencionales, el daño en los muros híbridos se concentra en la base, mientras en el muro convencional se distribuye en la altura de la región donde se espera incursión no lineal.

Para el buen funcionamiento del sistema, es fundamental una estimación real de la demanda de desplazamiento, ya que de llegar a fluir el acero postensado, el sistema perdería sustancialmente su rigidez y resistencia. La rigidez del acero postensado representa más de la mitad de la rigidez del sistema completo.

Para futuros trabajos y con el fin de obtener resultados más exactos es que se recomienda utilizar un modelo trilineal elástico que considere el punto de descompresión de la base del muro, o mejor aún, lograr un modelo más refinado para el análisis del muro híbrido y de los muros acoplados representando el comportamiento del hormigón y del acero convencional a través de una cama de resortes verticales en la base y el comportamiento de los tendones de acero postensado a través de un resorte traslacional vertical para cada tendón distribuido en la altura.

## REFERENCIAS

- [1] NCh 433 Of. 1996 modificación 2009, Diseño Sísmico de Edificios, Instituto Nacional de Normalización, 2009.
- [2] NCh 1537 Of. 2009, Diseño estructural de edificios - Cargas permanentes y sobrecargas de uso, Instituto Nacional de Normalización, 2009.
- [3] NCh 3171 Of. 2010, Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas, Instituto Nacional de Normalización, 2010.
- [4] ACI 318S-11, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y comentario, 2011.
- [5] Decreto N°60, Aprueba Reglamento que Fija los Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado y deroga decreto N°118, de 2010, 2011.
- [6] Decreto N°61, Aprueba Reglamento que Fija el Diseño Sísmico de Edificios y deroga decreto N°117, de 2010, 2011.
- [7] S. Pampanin, D. Marriott, A. Palermo, PRESSS (PREcast Seismic Structural System) Design Handbook (2010 ed.), Auckland, New Zealand Concrete Society, 2010.
- [8] S. Pampanin, M. J. N. Prestley, S. Sritharan, Analytical Modelling of the Seismic Behaviour of Precast Concrete Frames Designed with Ductile Connection. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 5, N°3, 2001.
- [9] NZS 3101 – 2006, Concrete structures standard. Standards New Zealand, Wellington, New Zealand, 2006.
- [10] R. S. Henry, Self-centering Precast Concrete Walls for Buildings in Regions with Low to High Seismicity. Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Auckland, 2011.
- [11] T. Paulay, M. Priestley, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, 1992.
- [12] R. S. Henry, S. Sritharan, J.M. Ingham, Recentering requirements for the seismic design of self-centering systems, Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Society, Auckland, New Zealand, 2011.
- [13] S. Vernu. S. Sritharan, Section, Member and System Level Analyses for Precast Concrete Hybrid Frames. Civil, Construction and Environmental Engineering Technical Reports, Iowa State University, 2004.

- [14] W. C. Stone, G. S. Cheek, J. F. Stanton, Performance of Hybrid Moment-Resisting Precast Beam-Column Concrete Connections Subjected to Cyclic Loading. ACI Structural Journal, 1995.
- [15] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, R. Park, R. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. ASCE Journal of the Structural Engineering, 1988.
- [16] L. L. Dodd, J. I. Restrepo-Posada, Model for Predicting Cyclic Behavior of Reinforcing Steel. ASCE Journal of Structural Engineering, 1995.
- [17] A. H. Mattock, Flexural Strength of Prestressed Concrete Sections by Programmable Calculator. PCI Journal, 1978.
- [18] R. S. Henry, S. Sritharan, J.M. Ingham, Seismic Analysis Of A Low-Damage Precast Wall With End Columns (PREWEC) Including Interaction With Floor Diaphragms, SESOC Journal, Auckland, New Zealand, 2012.
- [19] A. Baird, T. Smith, A. Palermo, S. Pampanin, Experimental and Numerical Study of U-Shape Flexural Plate (UFP) Dissipators. New Zealand Society for Earthquake Engineering Annual Conference (NZSEE), Auckland, New Zealand, 2014.
- [20] A. J. Carr, Ruaumoko, Inelastic dynamic analysis computer program and user's manual, University of Canterbury, Department of Civil Engineering, New Zealand, 2000.
- [21] D. J. Thomas, S. Sritharan, An Evaluation of Seismic Design Guidelines Proposed for Precast Jointed Wall Systems. Department of Civil, Construction and Environmental Engineering, Iowa State University, 2004,
- [22] A. Filiatrault, J. Restrepo, C. Christopoulos, Development of self-centering earthquake resisting systems, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá, 2004.
- [23] F. Castro, C. Palacios, S. Alcocer, Consideraciones en el diseño de estructuras a base de marcos de concreto reforzado para asegurar el mecanismo plástico columna fuerte-viga débil. Artículo VIII-09, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, 2005.
- [24] S. Otani, Nonlinear Earthquake Response Analysis of Reinforced Concrete Buildings, Department of Architecture, University of Tokyo, 2002

# ANEXOS

## A Rutas mediante Matlab R2015a

### A.1 Diseño de muros híbridos

```
%%Propiedades del muro (en mm,N)
```

```
densidad_ha=23.544*10^(-6);  
Lups=25200;  
bw=400;  
lw=7500;  
he=17934;  
Nw=2893263.3+(bw-400)*Lups*lw*densidad_ha;  
Mw=76322000000;  
fi=0.85;
```

```
%%Propiedades del acero dulce (Dodd y Restrepo) (en mm,N)
```

```
db=32;  
sep=200;  
mallas_borde=3;  
mallas_central=2;  
  
as1=(db/2)^2*mallas_borde*pi*4000/sep/5;  
as2=as1*mallas_central/mallas_borde;  
as3=as2;  
as4=as2;  
as5=as1;
```

```
das1=2150;  
das2=2950;  
das3=3750;  
das4=4550;  
das5=5350;
```

```
Es=205947;  
fsy=412;  
fsu=618;  
epssy=fsy/Es;  
epssh=0.014;  
epssu=0.099;  
p=1.92990646;
```

```
%%Propiedades del acero postensado (Mattock) (en mm,N)
```

```
apt1=4417.865;  
apt2=apt1;  
apt3=apt1;
```

```
dapt1=2950;  
dapt2=3750;  
dapt3=4550;
```

```
Eps=199948;  
fpy=1676;  
fpu=1862;  
epspty=fpy/Eps;  
epspti=0.0068;
```

```
K=1.04;  
R=8.359758;  
Q=0.019922;
```

```
%%Propiedades del hormigón confinado (Mander) (en mm,N)
```

```
r=1.64;  
epscc=0.003475;  
fprcc=40.16;  
epsccu=0.01494;
```

```
%%Propiedades MBA (en mm)
```

```
lub=300;  
Lsp=0.022*db*fsy;  
Lp=0.08*he+Lsp+0.1*lw;
```

```
%%Algoritmo de iteración
```

```
teta=[0.0005:0.00025:0.012];  
N=size(teta);  
nn=N(1,2);  
m=zeros(1,nn);  
mpt=zeros(1,nn);  
ms=zeros(1,nn);  
mn=zeros(1,nn);  
alfa_=zeros(1,nn);  
beta_=zeros(1,nn);  
fpt3_=zeros(1,nn);  
fsl_=zeros(1,nn);  
c_=zeros(1,nn);  
epss3_=zeros(1,nn);  
mn_mpt=zeros(1,nn);
```

```

for i=1:nn

    c=1500;
    Fpt1=100;
    Fpt2=10;
    Fpt3=10;
    Fas1=10;
    Fas2=10;
    Fas3=10;
    Fas4=10;
    Fas5=10;
    Fc=10;

    while Fpt1+Fpt2+Fpt3+Fas1+Fas2+Fas3+Fas4+Fas5-Fc+Nw>10

%%Deformación del acero dulce

if das1-c>0
    epss1= ((das1-c)*teta(1,i)+(2/3)*Lsp*epssy)/(lub+2*Lsp);
else
    epss1= ((das1-c)*teta(1,i)-(2/3)*Lsp*epssy)/(lub+2*Lsp);
end

if das2-c>0
    epss2= ((das2-c)*teta(1,i)+(2/3)*Lsp*epssy)/(lub+2*Lsp);
else
    epss2= ((das2-c)*teta(1,i)-(2/3)*Lsp*epssy)/(lub+2*Lsp);
end

if das3-c>0
    epss3= ((das3-c)*teta(1,i)+(2/3)*Lsp*epssy)/(lub+2*Lsp);
else
    epss3= ((das3-c)*teta(1,i)-(2/3)*Lsp*epssy)/(lub+2*Lsp);
end

if das4-c>0
    epss4= ((das4-c)*teta(1,i)+(2/3)*Lsp*epssy)/(lub+2*Lsp);
else
    epss4= ((das4-c)*teta(1,i)-(2/3)*Lsp*epssy)/(lub+2*Lsp);
end

if das5-c>0
    epss5= ((das5-c)*teta(1,i)+(2/3)*Lsp*epssy)/(lub+2*Lsp);
else
    epss5= ((das5-c)*teta(1,i)-(2/3)*Lsp*epssy)/(lub+2*Lsp);
end

end

```

```

%%Deformación del acero postensado

epspt1=(dapt1-c)*teta(1,i)/Lups+epspti;

epspt2=(dapt2-c)*teta(1,i)/Lups+epspti;

epspt3=(dapt3-c)*teta(1,i)/Lups+epspti;

%%Deformación del hormigón

epsc=(he*teta(1,i)/(Lp*(he-Lp/2))+2*epssy/lw)*c;

%%Esfuerzo del acero dulce

if epss1<-epsssh;
    fs1=epss1/abs(epss1)*(fsu+(fsy-fsu)*((epssu-abs(epss1))/(epssu-epsssh))^p);

elseif epss1<-epssy;
    fs1=-fsy;

elseif epss1<epssy
    fs1=epss1*Es;

elseif epss1<epsssh
    fs1=fsy;

else
    fs1=fsu+(fsy-fsu)*((epssu-epss1)/(epssu-epsssh))^p;

end

if epss2<-epsssh;
    fs2=epss2/abs(epss2)*(fsu+(fsy-fsu)*((epssu-abs(epss2))/(epssu-epsssh))^p);

elseif epss2<-epssy;
    fs2=-fsy;

elseif epss2<epssy
    fs2=epss2*Es;

elseif epss2<epsssh
    fs2=fsy;

else
    fs2=fsu+(fsy-fsu)*((epssu-epss2)/(epssu-epsssh))^p;

end

```

```

if epss3<-epsssh;
    fs3=epss3/abs(epss3)*(fsu+(fsy-fsu)*((epssu-abs(epss3))/(epssu-epsssh))^p);

elseif epss3<-epssy;
    fs3=-fsy;

elseif epss3<epssy
    fs3=epss3*Es;

elseif epss3<epsssh
    fs3=fsy;

else
    fs3=fsu+(fsy-fsu)*((epssu-epss3)/(epssu-epsssh))^p;

end

if epss4<-epsssh;
    fs4=epss4/abs(epss4)*(fsu+(fsy-fsu)*((epssu-abs(epss4))/(epssu-epsssh))^p);

elseif epss4<-epssy;
    fs4=-fsy;

elseif epss4<epssy
    fs4=epss4*Es;

elseif epss4<epsssh
    fs4=fsy;

else
    fs4=fsu+(fsy-fsu)*((epssu-epss4)/(epssu-epsssh))^p;

end

if epss5<-epsssh;
    fs5=epss5/abs(epss5)*(fsu+(fsy-fsu)*((epssu-abs(epss5))/(epssu-epsssh))^p);

elseif epss5<-epssy;
    fs5=-fsy;

elseif epss5<epssy
    fs5=epss5*Es;

elseif epss5<epsssh
    fs5=fsy;

else
    fs5=fsu+(fsy-fsu)*((epssu-epss5)/(epssu-epsssh))^p;
end

```

```

%%Esfuerzo del acero postensado

fpt1=epspt1*Eps*(Q+(1-Q)/(1+(epspt1*Eps/(K*fpy))^R)^(1/R));

fpt2=epspt2*Eps*(Q+(1-Q)/(1+(epspt2*Eps/(K*fpy))^R)^(1/R));

fpt3=epspt3*Eps*(Q+(1-Q)/(1+(epspt3*Eps/(K*fpy))^R)^(1/R));

%%Esfuerzo del hormigón

fc=fprcc*(epsc/epscc)*r/(r-1+(epsc/epscc)^r);

%%Fuerza del acero dulce

Fas1=fs1*as1;
Fas2=fs2*as2;
Fas3=fs3*as3;
Fas4=fs4*as4;
Fas5=fs5*as5;

%%Fuerza del acero postensado

Fpt1=fpt1*apt1;
Fpt2=fpt2*apt2;
Fpt3=fpt3*apt3;

%%Fuerza del bloque rectangular equivalente

f=@(x) fprcc*((he*teta(1,i)/(Lp*(he-0.5*Lp))+2*epssy/lw)*x)*(1/epscc)*r/(r-1+((he*teta(1,i)/(Lp*(he-0.5*Lp))+2*epssy/lw)*x)*(1/epscc)).^r)*x;
q1=integral(f,0,c)

f=@(x) fprcc*((he*teta(1,i)/(Lp*(he-0.5*Lp))+2*epssy/lw)*x)*(1/epscc)*r/(r-1+((he*teta(1,i)/(Lp*(he-0.5*Lp))+2*epssy/lw)*x)*(1/epscc)).^r);
q2=integral(f,0,c,'ArrayValued',true)

xx=q1/q2;
xxpr=c-xx;
yypr=q2/(2*xxpr);

Fc=yypr*2*xxpr*bw;
fc=fprcc*(epsc/epscc)*r/(r-1+(epsc/epscc)^r);
alfa=yypr/fc;
beta=2*xxpr/c;

```

```
%%Determinación de Momentos
```

```
Ms=(das1-beta*c/2)*Fas1+(das2-beta*c/2)*Fas2+(das3-beta*c/2)*Fas3+(das4-  
beta*c/2)*Fas4+(das5-beta*c/2)*Fas5;  
Mpt=Fpt1*(dapt1-beta*c/2)+Fpt2*(dapt2-beta*c/2)+Fpt3*(dapt3-beta*c/2);  
Mn=Nw*(lw/2-beta*c/2);  
lamda=(Mpt+Mn)/Ms;  
M=Ms+Mpt+Mn;  
fi_M=fi*M;  
Razon=fi_M/Mw;  
Ver_epsptmax_menr1=epspt3/(0.9*epspty);  
Ver_epscmax_mnr1=epsc/epscu;  
c=c+3;
```

```
end
```

```
m(1,i)=M;  
mpt(1,i)=Mpt;  
ms(1,i)=Ms;  
mn(1,i)=Mn;  
alfa_(1,i)=alfa;  
beta_(1,i)=beta;  
fpt3_(1,i)=fpt3;  
fs1_(1,i)=fs1;  
c_(1,i)=c;  
epss3_(1,i)=epss3;  
mn_mpt(1,i)=Mn+Mpt;  
end
```

## A.2 Diseño de muros acoplados

```
%%Propiedades de muros acoplados (en mm,N)

Lups=25200;
densidad_ha=23.544*10^(-6);
bw=500;
lw_muro=3750;
he=17934;
Nw_muro=(2893263.3+(bw-400)*Lups*2*lw_muro*densidad_ha)/2;
Mw=76322000000;
fi=0.85;

%%Propiedades de los conectores de corte (pares) (en mm,N)

tsc=22;
bsc=480;
radiosc=130;
fyssc=375;
Nsc=28;

%%Propiedades del acero postensado (Mattock) (en mm,N)

dpt=75;
apt_l1=(dpt/2)^2*pi;
apt_l2=apt_l1;
apt_l3=apt_l1;
apt_t1=apt_l1;
apt_t2=apt_l1;
apt_t3=apt_l1;
dapt_l1=1375;
dapt_l2=1875;
dapt_l3=2375;
dapt_t1=dapt_l1;
dapt_t2=dapt_l2;
dapt_t3=dapt_l3;

Eps=199948;
fpy=1676;
fpu=1862;
epspty=fpy/Eps;
epspti=0.0065;

K=1.04;
R=8.359758;
Q=0.019922;

%%Propiedades del hormigón confinado (Mander) (en mm,N)

r=1.53;
epscc=0.00417;
fprcc=42.6;
epsctu=0.0196;
```

```

%%Propiedades MBA (en mm)

epssy=0.002;
Lp=0.08*he+0.1*lw_muro;

%%Fuerza de los conectores de corte

Mconector=fyssc*bsc*tsc*tsc/4;
Fsc=Nsc*2*Mconector/radiosc;

%%Algoritmo de iteración

teta=[0.0005:0.00025:0.012];
N=size(teta);
nn=N(1,2);
m=zeros(1,nn);
mpt=zeros(1,nn);
msc=zeros(1,nn);
m_muros=zeros(1,nn);
Alfa_l=zeros(1,nn);
Beta_l=zeros(1,nn);
Alfa_t=zeros(1,nn);
Beta_t=zeros(1,nn);
mpt_l_mn_l=zeros(1,nn);
mpt_t_mn_t=zeros(1,nn);
c_l=zeros(1,nn);
c_t=zeros(1,nn);

%%Leading wall

for i=1:nn

    c_l=150;
    Fpt_l1=10;
    Fpt_l2=10;
    Fpt_l3=10;
    Fc_l=10;

    while Fpt_l1+Fpt_l2+Fpt_l3-Fc_l+Fsc+Nw_muro>200

%%Deformación de los conectores de corte

def_sc=(lw_muro-c_l)*teta(1,i);

%%Deformación del acero postensado

epspt_l1=(dapt_l1-c_l)*teta(1,i)/Lups+epspti;

epspt_l2=(dapt_l2-c_l)*teta(1,i)/Lups+epspti;

epspt_l3=(dapt_l3-c_l)*teta(1,i)/Lups+epspti;

```

```

%%Deformación del hormigón

epsc_l=(he*teta(1,i)/(Lp*(he-Lp/2))+2*epssy/lw_muro)*c_l;

%%Esfuerzo del acero postensado

fpt_l1=epspt_l1*Eps*(Q+(1-Q)/(1+(epspt_l1*Eps/(K*fpv))^R)^(1/R));
fpt_l2=epspt_l2*Eps*(Q+(1-Q)/(1+(epspt_l2*Eps/(K*fpv))^R)^(1/R));
fpt_l3=epspt_l3*Eps*(Q+(1-Q)/(1+(epspt_l3*Eps/(K*fpv))^R)^(1/R));

%%Esfuerzo del hormigón

fc_l=fprcc*(epsc_l/epscc)*r/(r-1+(epsc_l/epscc)^r);

%%Fuerza del acero postensado

Fpt_l1=fpt_l1*apt_l1;
Fpt_l2=fpt_l2*apt_l2;
Fpt_l3=fpt_l3*apt_l3;

%%Fuerza del bloque rectangular equivalente

f=@(x) fprcc*((he*teta(1,i)/(Lp*(he-
0.5*Lp))+2*epssy/lw_muro)*x)*(1/epscc)*r/(r-1+(((he*teta(1,i)/(Lp*(he-
0.5*Lp))+2*epssy/lw_muro)*x)*(1/epscc)).^r)*x;
q1=integral(f,0,c_l)

f=@(x) fprcc*((he*teta(1,i)/(Lp*(he-
0.5*Lp))+2*epssy/lw_muro)*x)*(1/epscc)*r/(r-1+(((he*teta(1,i)/(Lp*(he-
0.5*Lp))+2*epssy/lw_muro)*x)*(1/epscc)).^r);
q2=integral(f,0,c_l,'ArrayValued',true)

xx_l=q1/q2;
xxpr_l=c_l-xx_l;
yypr_l=q2/(2*xxpr_l);

Fc_l=yypr_l*2*xxpr_l*bw;
alfa_l=yypr_l/fc_l;
beta_l=2*xxpr_l/c_l;

%%Determinación de Momentos (leading wall)

Mpt_l=Fpt_l1*(dapt_l1-beta_l*c_l/2)+Fpt_l2*(dapt_l2-
beta_l*c_l/2)+Fpt_l3*(dapt_l3-beta_l*c_l/2);
Mn_l=Nw_muro*(lw_muro/2-beta_l*c_l/2);
M_l=Mpt_l+Mn_l;
c_l=c_l+5;

end

```

```

Alfa_l(1,i)=alfa_l;
Beta_l(1,i)=beta_l;
mpt_l_mn_l(1,i)=Mpt_l+Mn_l;
c_l_(1,i)=c_l;

end

%%Trailing wall

for i=1:nn

    c_t=150;
    Fpt_t1=10;
    Fpt_t2=10;
    Fpt_t3=10;
    Fc_t=10;

    while abs(Fpt_t1+Fpt_t2+Fpt_t3-Fc_t-Fsc+Nw_muro)>35000

%%Deformación del acero postensado

epspt_t1=(dapt_t1-c_t)*teta(1,i)/Lups+epspti;
epspt_t2=(dapt_t2-c_t)*teta(1,i)/Lups+epspti;
epspt_t3=(dapt_t3-c_t)*teta(1,i)/Lups+epspti;

%%Deformación del hormigón

epsc_t=(he*teta(1,i)/(Lp*(he-Lp/2))+2*epssy/lw_muro)*c_t;

%%Esfuerzo del acero postensado

fpt_t1=epspt_t1*Eps*(Q+(1-Q)/(1+(epspt_t1*Eps/(K*fpv))^R)^(1/R));
fpt_t2=epspt_t2*Eps*(Q+(1-Q)/(1+(epspt_t2*Eps/(K*fpv))^R)^(1/R));
fpt_t3=epspt_t3*Eps*(Q+(1-Q)/(1+(epspt_t3*Eps/(K*fpv))^R)^(1/R));

%%Esfuerzo del hormigón

fc_t=fprcc*(epsc_t/epscc)*r/(r-1+(epsc_t/epscc)^r);

%%Fuerza del acero postensado

Fpt_t1=fpt_t1*apt_t1;
Fpt_t2=fpt_t2*apt_t2;
Fpt_t3=fpt_t3*apt_t3;

```

```

%%Fuerza del bloque rectangular equivalente

f=@(x) fprcc*((he*teta(1,i)/(Lp*(he-
0.5*Lp))+2*epssy/lw_muro)*x)*(1/epscc)*r/(r-1+((he*teta(1,i)/(Lp*(he-
0.5*Lp))+2*epssy/lw_muro)*x)*(1/epscc)).^r)*x;
q3=integral(f,0,c_t)

f=@(x) fprcc*((he*teta(1,i)/(Lp*(he-
0.5*Lp))+2*epssy/lw_muro)*x)*(1/epscc)*r/(r-1+((he*teta(1,i)/(Lp*(he-
0.5*Lp))+2*epssy/lw_muro)*x)*(1/epscc)).^r);
q4=integral(f,0,c_t,'ArrayValued',true)

xx_t=q3/q4;
xxpr_t=c_t-xx_t;
yypr_t=q4/(2*xxpr_t);

Fc_t=yypr_t*2*xxpr_t*bw;
alfa_t=yypr_t/fc_t;
beta_t=2*xxpr_t/c_t;

%%Determinación de Momentos (trailing wall)

Mpt_t=Fpt_t1*(dapt_t1-beta_t*c_t/2)+Fpt_t2*(dapt_t2-
beta_t*c_t/2)+Fpt_t3*(dapt_t3-beta_t*c_t/2);
Mn_t=Nw_muro*(lw_muro/2-beta_t*c_t/2);
M_t=Mpt_t+Mn_t;

    c_t=c_t+2;

    end

Msc=lw_muro*Fsc;
M=M_l+M_t+Msc;
Alfa_t(1,i)=alfa_t;
Beta_t(1,i)=beta_t;
msc(1,i)=Msc;
mpt_t_mn_t(1,i)=Mpt_t+Mn_t;
m_muros(1,i)=Mn_l+Mn_t;
mpt(1,i)=Mpt_l+Mpt_t;
m(1,i)=M;
c_t_(1,i)=c_t;

end

Ver_epscmax_mnr1=epscl/epscl;
Ver_epsptmax_mnr1=epspt_t3/(0.9*epspty);
lamda=(M_l+M_t)/Msc;
fi_M=fi*M;
Razon=fi_M/Mw;

```

## B Rutas mediante Ruaumoko2D

### B.1 Modelo estructura convencional

ANLTH RUAUMOKO2D ESTRUCTURA CONVENCIONAL (Unidades: N, mm, seg)

2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
72	63	7	12	1	2	9810	5	5	0.005	180	1
0	1	1	0	1	1	1	1	8	2	1	0
5	0	0.0001	0	0	0	0	0	0	0	0	0

NODES

1	0	0	1	1	1	0	0	0	0
2	9000	0	1	1	1	0	0	0	0
3	13500	0	1	1	1	0	0	0	0
4	18000	0	1	1	1	0	0	0	0
5	27000	0	1	1	1	0	0	0	0
6	0	3600	0	0	0	0	0	0	0
7	9000	3600	0	0	0	6	0	0	0
8	13500	3600	0	0	0	6	0	0	0
9	18000	3600	0	0	0	6	0	0	0
10	27000	3600	0	0	0	6	0	0	0
11	0	7200	0	0	0	0	0	0	0
12	9000	7200	0	0	0	11	0	0	0
13	13500	7200	0	0	0	11	0	0	0
14	18000	7200	0	0	0	11	0	0	0
15	27000	7200	0	0	0	11	0	0	0
16	0	10800	0	0	0	0	0	0	0
17	9000	10800	0	0	0	16	0	0	0
18	13500	10800	0	0	0	16	0	0	0
19	18000	10800	0	0	0	16	0	0	0
20	27000	10800	0	0	0	16	0	0	0
21	0	14400	0	0	0	0	0	0	0
22	9000	14400	0	0	0	21	0	0	0
23	13500	14400	0	0	0	21	0	0	0
24	18000	14400	0	0	0	21	0	0	0
25	27000	14400	0	0	0	21	0	0	0
26	0	18000	0	0	0	0	0	0	0
27	9000	18000	0	0	0	26	0	0	0
28	13500	18000	0	0	0	26	0	0	0
29	18000	18000	0	0	0	26	0	0	0
30	27000	18000	0	0	0	26	0	0	0

31	0	21600	0	0	0	0	0	0	0
32	9000	21600	0	0	0	31	0	0	0
33	13500	21600	0	0	0	31	0	0	0
34	18000	21600	0	0	0	31	0	0	0
35	27000	21600	0	0	0	31	0	0	0
36	0	25200	0	0	0	0	0	0	0
37	9000	25200	0	0	0	36	0	0	0
38	13500	25200	0	0	0	36	0	0	0
39	18000	25200	0	0	0	36	0	0	0
40	27000	25200	0	0	0	36	0	0	0
41	28000	0	1	1	1	0	0	0	0
42	37000	0	1	1	1	0	0	0	0
43	46000	0	1	1	1	0	0	0	0
44	55000	0	1	1	1	0	0	0	0
45	28000	3600	0	0	0	6	0	0	0
46	37000	3600	0	0	0	45	0	0	0
47	46000	3600	0	0	0	45	0	0	0
48	55000	3600	0	0	0	45	0	0	0
49	28000	7200	0	0	0	11	0	0	0
50	37000	7200	0	0	0	49	0	0	0
51	46000	7200	0	0	0	49	0	0	0
52	55000	7200	0	0	0	49	0	0	0
53	28000	10800	0	0	0	16	0	0	0
54	37000	10800	0	0	0	53	0	0	0
55	46000	10800	0	0	0	53	0	0	0
56	55000	10800	0	0	0	53	0	0	0
57	28000	14400	0	0	0	21	0	0	0
58	37000	14400	0	0	0	57	0	0	0
59	46000	14400	0	0	0	57	0	0	0
60	55000	14400	0	0	0	57	0	0	0
61	28000	18000	0	0	0	26	0	0	0
62	37000	18000	0	0	0	61	0	0	0
63	46000	18000	0	0	0	61	0	0	0
64	55000	18000	0	0	0	61	0	0	0
65	28000	21600	0	0	0	31	0	0	0
66	37000	21600	0	0	0	65	0	0	0
67	46000	21600	0	0	0	65	0	0	0
68	55000	21600	0	0	0	65	0	0	0
69	28000	25200	0	0	0	36	0	0	0
70	37000	25200	0	0	0	69	0	0	0
71	46000	25200	0	0	0	69	0	0	0
72	55000	25200	0	0	0	69	0	0	0

DRIFTS

3      8      13      18      23      28      33      38

## ELEMENTS

1	1	1	6	0	0
2	6	6	11	0	0
3	6	11	16	0	0
4	6	16	21	0	0
5	6	21	26	0	0
6	6	26	31	0	0
7	6	31	36	0	0
8	2	2	7	0	0
9	6	7	12	0	0
10	6	12	17	0	0
11	6	17	22	0	0
12	6	22	27	0	0
13	6	27	32	0	0
14	6	32	37	0	0
15	5	3	8	0	0
16	7	8	13	0	0
17	7	13	18	0	0
18	7	18	23	0	0
19	7	23	28	0	0
20	7	28	33	0	0
21	7	33	38	0	0
22	2	4	9	0	0
23	6	9	14	0	0
24	6	14	19	0	0
25	6	19	24	0	0
26	6	24	29	0	0
27	6	29	34	0	0
28	6	34	39	0	0
29	1	5	10	0	0
30	6	10	15	0	0
31	6	15	20	0	0
32	6	20	25	0	0
33	6	25	30	0	0
34	6	30	35	0	0
35	6	35	40	0	0
36	3	41	45	0	0
37	6	45	49	0	0
38	6	49	53	0	0
39	6	53	57	0	0
40	6	57	61	0	0
41	6	61	65	0	0
42	6	65	69	0	0
43	4	42	46	0	0
44	6	46	50	0	0
45	6	50	54	0	0
46	6	54	58	0	0

47	6	58	62	0	0
48	6	62	66	0	0
49	6	66	70	0	0
50	4	43	47	0	0
51	6	47	51	0	0
52	6	51	55	0	0
53	6	55	59	0	0
54	6	59	63	0	0
55	6	63	67	0	0
56	6	67	71	0	0
57	3	44	48	0	0
58	6	48	52	0	0
59	6	52	56	0	0
60	6	56	60	0	0
61	6	60	64	0	0
62	6	64	68	0	0
63	6	68	72	0	0

PROPS

1	FRAME	C1A							
1	0	0	4	0	0	0	0		
25000	10417	450000	405000	5.0724E+09	0	0	150	0	0
0	4.87E-02	2243	0						
0	0	1.14E+09	-1.14E+09	0	0				
0.3	0.2	1	2						
2	FRAME	C2A							
1	0	0	4	0	0	0	0		
25000	10417	450000	405000	5.253E+09	0	0	150	0	0
0	4.49E-02	2243	0						
0	0	1.1734E+09	-1.1734E+09	0	0				
0.3	0.2	1	2						
3	FRAME	C3B							
1	0	0	4	0	0	0	0		
25000	10417	450000	405000	5.280E+09	0	0	150	0	0
0	4.78E-02	2243	0						
0	0	1.2186E+09	-1.2186E+09	0	0				
0.3	0.2	1	2						
4	FRAME	C4B							
1	0	0	4	0	0	0	0		
25000	10417	450000	405000	5.444E+09	0	0	150	0	0
0	5.83E-02	2243	0						
0	0	1.3530E+09	-1.3530E+09	0	0				
0.3	0.2	1	2						

5	FRAME	MURO_CONVENCIONAL									
1	0	0	4	0	0	0	0				
25000	10417	3E+06	2.98E+06		6.59291E+12	0	0	0	0	0	0
0	2.73E-02	3750	0								
0	0	8.0384E+10	-8.0384E+10	0	0						
0.3	0.2	1	2								

6	FRAME	COL_ELASTICO									
1	0	0	0	0	0	0	0				
25000	10417	450000	405000	9.375E+09	0	150	150	0	0		

7	FRAME	MURO_ELASTICO									
1	0	0	0	0	0	0	0				
25000	10417	3E+06	2.98E+06		1.40625E+13	0	0	0	0	0	0

WEIGHTS

3	0	0	0
8	2.441E+06	0	0
13	2.441E+06	0	0
18	2.441E+06	0	0
23	2.441E+06	0	0
28	2.441E+06	0	0
33	2.441E+06	0	0
38	2.352E+06	0	0

LOADS

"TODOS LOS NODOS"            0    0    0

EQUAKE SISMO.EQF

3	2	0.01	9.81	D_SISMO	0	0	1
---	---	------	------	---------	---	---	---

## B.2 Modelo estructura con muros híbridos

ANLTH RUAUMOKO2D ESTRUCTURA CON MURO HÍBRIDO (Unidades: N, mm, seg)

2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
73	65	8	12	1	2	9810	5	5	0.005	160	1
0	1	1	0	1	1	1	1	8	2	1	0
5	0	0.0001	0	0	0	0	0	0	0	0	0

NODES

1	0	0	1	1	1	0	0	0	0
2	9000	0	1	1	1	0	0	0	0
3	13500	0	1	1	1	0	0	0	0
4	18000	0	1	1	1	0	0	0	0
5	27000	0	1	1	1	0	0	0	0
6	13500	0.1	0	0	0	3	3	0	0
7	0	3600	0	0	0	0	0	0	0
8	9000	3600	0	0	0	7	0	0	0
9	13500	3600	0	0	0	7	0	0	0
10	18000	3600	0	0	0	7	0	0	0
11	27000	3600	0	0	0	7	0	0	0
12	0	7200	0	0	0	0	0	0	0
13	9000	7200	0	0	0	12	0	0	0
14	13500	7200	0	0	0	12	0	0	0
15	18000	7200	0	0	0	12	0	0	0
16	27000	7200	0	0	0	12	0	0	0
17	0	10800	0	0	0	0	0	0	0
18	9000	10800	0	0	0	17	0	0	0
19	13500	10800	0	0	0	17	0	0	0
20	18000	10800	0	0	0	17	0	0	0
21	27000	10800	0	0	0	17	0	0	0
22	0	14400	0	0	0	0	0	0	0
23	9000	14400	0	0	0	22	0	0	0
24	13500	14400	0	0	0	22	0	0	0
25	18000	14400	0	0	0	22	0	0	0
26	27000	14400	0	0	0	22	0	0	0
27	0	18000	0	0	0	0	0	0	0
28	9000	18000	0	0	0	27	0	0	0
29	13500	18000	0	0	0	27	0	0	0
30	18000	18000	0	0	0	27	0	0	0

31	27000	18000	0	0	0	27	0	0	0
32	0	21600	0	0	0	0	0	0	0
33	9000	21600	0	0	0	32	0	0	0
34	13500	21600	0	0	0	32	0	0	0
35	18000	21600	0	0	0	32	0	0	0
36	27000	21600	0	0	0	32	0	0	0
37	0	25200	0	0	0	0	0	0	0
38	9000	25200	0	0	0	37	0	0	0
39	13500	25200	0	0	0	37	0	0	0
40	18000	25200	0	0	0	37	0	0	0
41	27000	25200	0	0	0	37	0	0	0
42	28000	0	1	1	1	0	0	0	0
43	37000	0	1	1	1	0	0	0	0
44	46000	0	1	1	1	0	0	0	0
45	55000	0	1	1	1	0	0	0	0
46	28000	3600	0	0	0	7	0	0	0
47	37000	3600	0	0	0	46	0	0	0
48	46000	3600	0	0	0	46	0	0	0
49	55000	3600	0	0	0	46	0	0	0
50	28000	7200	0	0	0	12	0	0	0
51	37000	7200	0	0	0	50	0	0	0
52	46000	7200	0	0	0	50	0	0	0
53	55000	7200	0	0	0	50	0	0	0
54	28000	10800	0	0	0	17	0	0	0
55	37000	10800	0	0	0	54	0	0	0
56	46000	10800	0	0	0	54	0	0	0
57	55000	10800	0	0	0	54	0	0	0
58	28000	14400	0	0	0	22	0	0	0
59	37000	14400	0	0	0	58	0	0	0
60	46000	14400	0	0	0	58	0	0	0
61	55000	14400	0	0	0	58	0	0	0
62	28000	18000	0	0	0	27	0	0	0
63	37000	18000	0	0	0	62	0	0	0
64	46000	18000	0	0	0	62	0	0	0
65	55000	18000	0	0	0	62	0	0	0
66	28000	21600	0	0	0	32	0	0	0
67	37000	21600	0	0	0	66	0	0	0
68	46000	21600	0	0	0	66	0	0	0
69	55000	21600	0	0	0	66	0	0	0
70	28000	25200	0	0	0	37	0	0	0
71	37000	25200	0	0	0	70	0	0	0
72	46000	25200	0	0	0	70	0	0	0
73	55000	25200	0	0	0	70	0	0	0

DRIFTS

3      9      14      19      24      29      34      39

ELEMENTS

1	1	1	7	0	0
2	5	7	12	0	0
3	5	12	17	0	0
4	5	17	22	0	0
5	5	22	27	0	0
6	5	27	32	0	0
7	5	32	37	0	0
8	2	2	8	0	0
9	5	8	13	0	0
10	5	13	18	0	0
11	5	18	23	0	0
12	5	23	28	0	0
13	5	28	33	0	0
14	5	33	38	0	0
15	7	3	6	0	0
16	8	3	6	0	0
17	6	6	9	0	0
18	6	9	14	0	0
19	6	14	19	0	0
20	6	19	24	0	0
21	6	24	29	0	0
22	6	29	34	0	0
23	6	34	39	0	0
24	2	4	10	0	0
25	5	10	15	0	0
26	5	15	20	0	0
27	5	20	25	0	0
28	5	25	30	0	0
29	5	30	35	0	0
30	5	35	40	0	0
31	1	5	11	0	0
32	5	11	16	0	0
33	5	16	21	0	0
34	5	21	26	0	0
35	5	26	31	0	0
36	5	31	36	0	0
37	5	36	41	0	0
38	3	42	46	0	0
39	5	46	50	0	0
40	5	50	54	0	0
41	5	54	58	0	0
42	5	58	62	0	0
43	5	62	66	0	0
44	5	66	70	0	0
45	4	43	47	0	0
46	5	47	51	0	0
47	5	51	55	0	0

48	5	55	59	0	0
49	5	59	63	0	0
50	5	63	67	0	0
51	5	67	71	0	0
52	4	44	48	0	0
53	5	48	52	0	0
54	5	52	56	0	0
55	5	56	60	0	0
56	5	60	64	0	0
57	5	64	68	0	0
58	5	68	72	0	0
59	3	45	49	0	0
60	5	49	53	0	0
61	5	53	57	0	0
62	5	57	61	0	0
63	5	61	65	0	0
64	5	65	69	0	0
65	5	69	73	0	0

PROPS

1	FRAME	C1A							
1	0	0	4	0	0	0	0		
25000	10417	450000	405000	5.0724E+09	0	0	150	0	0
0	4.87E-02	2243	0						
0	0	1.14E+09	-1.14E+09	0	0				
0.3	0.2	1	2						
2	FRAME	C2A							
1	0	0	4	0	0	0	0		
25000	10417	450000	405000	5.253E+09	0	0	150	0	0
0	4.49E-02	2243	0						
0	0	1.1734E+09	-1.1734E+09	0	0				
0.3	0.2	1	2						
3	FRAME	C3B							
1	0	0	4	0	0	0	0		
25000	10417	450000	405000	5.280E+09	0	0	150	0	0
0	4.78E-02	2243	0						
0	0	1.2186E+09	-1.2186E+09	0	0				
0.3	0.2	1	2						
4	FRAME	C4B							
1	0	0	4	0	0	0	0		
25000	10417	450000	405000	5.444E+09	0	0	150	0	0
0	5.83E-02	2243	0						
0	0	1.3530E+09	-1.3530E+09	0	0				
0.3	0.2	1	2						

5	FRAMECOL_ELASTICO									
1	0	0	0	0	0	0	0			
25000	10417	450000	405000	9.375E+09	0	150	150	0	0	
6	FRAMEMURO_ELASTICO									
1	0	0	0	0	0	0	0			
29580	12325	3E+06	2.98E+06	1.40625E+13	0	0	0	0	0	0
7	SPRING		Mpt_Mn							
1	15	0	0	0	0	4.296E+13	0	0	1.73E-03	0
0	0	0	0	0	0					
0	0	0	0	5.37E+10	-5.37E+10					
8	SPRING		Ms							
1	4	0	0	0	0	2.624E+13	0	0	13.83E-03	0
0	0	0	0	0	0					
0	0	0	0	3.28E+10	-3.28E+10					
0.3	0.2	1	2							

WEIGHTS

3	0	0	0
9	2.441E+06	0	0
14	2.441E+06	0	0
19	2.441E+06	0	0
24	2.441E+06	0	0
29	2.441E+06	0	0
34	2.441E+06	0	0
39	2.352E+06	0	0

LOADS

"TODOS LOS NODOS"      0      0      0

EQUAKE SISMO.EQF

3	2	0.01	9.81	D_SISMO	0	0	1
---	---	------	------	---------	---	---	---

### B.3 Modelo estructura con muros acoplados

ANLTH RUAUMOKO2D ESTRUCTURA MUROS ACOPLADOS (Unidades: N, mm, seg)

2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
96	143	9	12	1	2	9810	5	5	0.005	180	1
0	1	1	0	1	1	1	1	8	2	1	0
5	0	0.0001	0	0	0	0	0	0	0	0	0

NODES

1	0	0		1	1	1			0	0	0	0
2	9000	0		1	1	1			0	0	0	0
3	11625	0		1	1	1			0	0	0	0
4	15375	0		1	1	1			0	0	0	0
5	18000	0		1	1	1			0	0	0	0
6	27000	0		1	1	1			0	0	0	0
7	11625	0.1		0	0	0			3	3	0	0
8	15375	0.1		0	0	0			4	4	0	0
9	0	3600		0	0	0			0	0	0	0
10	9000	3600		0	0	0			9	0	0	0
11	11625	3600		0	0	0			9	0	0	0
12	13499.95	3600		0	0	0			9	0	9	0
13	13500.05	3600		0	0	0			9	0	9	0
14	15375	3600		0	0	0			9	0	0	0
15	18000	3600		0	0	0			9	0	0	0
16	27000	3600		0	0	0			9	0	0	0
17	0	7200		0	0	0			0	0	0	0
18	9000	7200		0	0	0			17	0	0	0
19	11625	7200		0	0	0			17	0	0	0
20	13499.95	7200		0	0	0			17	0	17	0
21	13500.05	7200		0	0	0			17	0	17	0
22	15375	7200		0	0	0			17	0	0	0
23	18000	7200		0	0	0			17	0	0	0
24	27000	7200		0	0	0			17	0	0	0
25	0	10800		0	0	0			0	0	0	0
26	9000	10800		0	0	0			25	0	0	0
27	11625	10800		0	0	0			25	0	0	0
28	13499.95	10800		0	0	0			25	0	25	0
29	13500.05	10800		0	0	0			25	0	25	0
30	15375	10800		0	0	0			25	0	0	0

31	18000	10800	0	0	0	25	0	0	0
32	27000	10800	0	0	0	25	0	0	0
33	0	14400	0	0	0	0	0	0	0
34	9000	14400	0	0	0	33	0	0	0
35	11625	14400	0	0	0	33	0	0	0
36	13499.95	14400	0	0	0	33	0	33	0
37	13500.05	14400	0	0	0	33	0	33	0
38	15375	14400	0	0	0	33	0	0	0
39	18000	14400	0	0	0	33	0	0	0
40	27000	14400	0	0	0	33	0	0	0
41	0	18000	0	0	0	0	0	0	0
42	9000	18000	0	0	0	41	0	0	0
43	11625	18000	0	0	0	41	0	0	0
44	13499.95	18000	0	0	0	41	0	41	0
45	13500.05	18000	0	0	0	41	0	41	0
46	15375	18000	0	0	0	41	0	0	0
47	18000	18000	0	0	0	41	0	0	0
48	27000	18000	0	0	0	41	0	0	0
49	0	21600	0	0	0	0	0	0	0
50	9000	21600	0	0	0	49	0	0	0
51	11625	21600	0	0	0	49	0	0	0
52	13499.95	21600	0	0	0	49	0	49	0
53	13500.05	21600	0	0	0	49	0	49	0
54	15375	21600	0	0	0	49	0	0	0
55	18000	21600	0	0	0	49	0	0	0
56	27000	21600	0	0	0	49	0	0	0
57	0	25200	0	0	0	0	0	0	0
58	9000	25200	0	0	0	57	0	0	0
59	11625	25200	0	0	0	57	0	0	0
60	13499.95	25200	0	0	0	57	0	57	0
61	13500.05	25200	0	0	0	57	0	57	0
62	15375	25200	0	0	0	57	0	0	0
63	18000	25200	0	0	0	57	0	0	0
64	27000	25200	0	0	0	57	0	0	0
65	28000	0	1	1	1	0	0	0	0
66	37000	0	1	1	1	0	0	0	0
67	46000	0	1	1	1	0	0	0	0
68	55000	0	1	1	1	0	0	0	0
69	28000	3600	0	0	0	9	0	0	0
70	37000	3600	0	0	0	69	0	0	0
71	46000	3600	0	0	0	69	0	0	0
72	55000	3600	0	0	0	69	0	0	0
73	28000	7200	0	0	0	17	0	0	0
74	37000	7200	0	0	0	73	0	0	0
75	46000	7200	0	0	0	73	0	0	0
76	55000	7200	0	0	0	73	0	0	0
77	28000	10800	0	0	0	25	0	0	0

78	37000	10800	0	0	0	77	0	0	0
79	46000	10800	0	0	0	77	0	0	0
80	55000	10800	0	0	0	77	0	0	0
81	28000	14400	0	0	0	33	0	0	0
82	37000	14400	0	0	0	81	0	0	0
83	46000	14400	0	0	0	81	0	0	0
84	55000	14400	0	0	0	81	0	0	0
85	28000	18000	0	0	0	41	0	0	0
86	37000	18000	0	0	0	85	0	0	0
87	46000	18000	0	0	0	85	0	0	0
88	55000	18000	0	0	0	85	0	0	0
89	28000	21600	0	0	0	49	0	0	0
90	37000	21600	0	0	0	89	0	0	0
91	46000	21600	0	0	0	89	0	0	0
92	55000	21600	0	0	0	89	0	0	0
93	28000	25200	0	0	0	57	0	0	0
94	37000	25200	0	0	0	93	0	0	0
95	46000	25200	0	0	0	93	0	0	0
96	55000	25200	0	0	0	93	0	0	0

DRIFTS

1	9	17	25	33	41	49	57
---	---	----	----	----	----	----	----

ELEMENTS

1	1	1	9	0	0
2	5	9	17	0	0
3	5	17	25	0	0
4	5	25	33	0	0
5	5	33	41	0	0
6	5	41	49	0	0
7	5	49	57	0	0
8	2	2	10	0	0
9	5	10	18	0	0
10	5	18	26	0	0
11	5	26	34	0	0
12	5	34	42	0	0
13	5	42	50	0	0
14	5	50	58	0	0
15	8	3	7	0	0
16	6	7	11	0	0
17	6	11	19	0	0
18	6	19	27	0	0
19	6	27	35	0	0
20	6	35	43	0	0
21	6	43	51	0	0
22	6	51	59	0	0

23	8	4	8	0	0
24	6	8	14	0	0
25	6	14	22	0	0
26	6	22	30	0	0
27	6	30	38	0	0
28	6	38	46	0	0
29	6	46	54	0	0
30	6	54	62	0	0
31	2	5	15	0	0
32	5	15	23	0	0
33	5	23	31	0	0
34	5	31	39	0	0
35	5	39	47	0	0
36	5	47	55	0	0
37	5	55	63	0	0
38	1	6	16	0	0
39	5	16	24	0	0
40	5	24	32	0	0
41	5	32	40	0	0
42	5	40	48	0	0
43	5	48	56	0	0
44	5	56	64	0	0
45	3	65	69	0	0
46	5	69	73	0	0
47	5	73	77	0	0
48	5	77	81	0	0
49	5	81	85	0	0
50	5	85	89	0	0
51	5	89	93	0	0
52	4	66	70	0	0
53	5	70	74	0	0
54	5	74	78	0	0
55	5	78	82	0	0
56	5	82	86	0	0
57	5	86	90	0	0
58	5	90	94	0	0
59	4	67	71	0	0
60	5	71	75	0	0
61	5	75	79	0	0
62	5	79	83	0	0
63	5	83	87	0	0
64	5	87	91	0	0
65	5	91	95	0	0
66	3	68	72	0	0
67	5	72	76	0	0
68	5	76	80	0	0
69	5	80	84	0	0
70	5	84	88	0	0

71	5	88	92	0	0
72	5	92	96	0	0
73	7	11	12	0	0
74	9	12	13	0	0
75	7	13	14	0	0
76	7	19	20	0	0
77	9	20	21	0	0
78	7	21	22	0	0
79	7	27	28	0	0
80	9	28	29	0	0
81	7	29	30	0	0
82	7	35	36	0	0
83	9	36	37	0	0
84	7	37	38	0	0
85	7	43	44	0	0
86	9	44	45	0	0
87	7	45	46	0	0
88	7	51	52	0	0
89	9	52	53	0	0
90	7	53	54	0	0
91	7	59	60	0	0
92	9	60	61	0	0
93	7	61	62	0	0
94	9	12	13	0	0
95	9	12	13	0	0
96	9	12	13	0	0
97	9	12	13	0	0
98	9	12	13	0	0
99	9	12	13	0	0
100	9	12	13	0	0
101	9	20	21	0	0
102	9	20	21	0	0
103	9	20	21	0	0
104	9	20	21	0	0
105	9	20	21	0	0
106	9	20	21	0	0
107	9	20	21	0	0
108	9	28	29	0	0
109	9	28	29	0	0
110	9	28	29	0	0
111	9	28	29	0	0
112	9	28	29	0	0
113	9	28	29	0	0
114	9	28	29	0	0
115	9	36	37	0	0
116	9	36	37	0	0
117	9	36	37	0	0
118	9	36	37	0	0

119	9	36	37	0	0
120	9	36	37	0	0
121	9	36	37	0	0
122	9	44	45	0	0
123	9	44	45	0	0
124	9	44	45	0	0
125	9	44	45	0	0
126	9	44	45	0	0
127	9	44	45	0	0
128	9	44	45	0	0
129	9	44	45	0	0
130	9	52	53	0	0
131	9	52	53	0	0
132	9	52	53	0	0
133	9	52	53	0	0
134	9	52	53	0	0
135	9	52	53	0	0
136	9	52	53	0	0
137	9	60	61	0	0
138	9	60	61	0	0
139	9	60	61	0	0
140	9	60	61	0	0
141	9	60	61	0	0
142	9	60	61	0	0
143	9	60	61	0	0

PROPS

1	FRAME	C1A							
1	0	0	4	0	0	0	0		
25000	10417	450000	405000	5.0724E+09	0	0	150	0	0
0	4.87E-02	2243	0						
0	0	1.14E+09	-1.14E+09	0	0				
0.3	0.2	1	2						

2	FRAME	C2A							
1	0	0	4	0	0	0	0		
25000	10417	450000	405000	5.253E+09	0	0	150	0	0
0	4.49E-02	2243	0						
0	0	1.1734E+09	-1.1734E+09	0	0				
0.3	0.2	1	2						

3	FRAME	C3B							
1	0	0	4	0	0	0	0		
25000	10417	450000	405000	5.280E+09	0	0	150	0	0
0	4.78E-02	2243	0						
0	0	1.2186E+09	-1.2186E+09	0	0				
0.3	0.2	1	2						

4	FRAME	C4B										
1	0	0	4	0	0	0	0					
25000	10417	450000	405000	5.444E+09	0	0	150	0	0			
0	5.83E-02	2243	0									
0	0	1.3530E+09	-1.3530E+09	0	0							
0.3	0.2	1	2									
5	FRAME	COL_ELASTICO										
1	0	0	0	0	0	0	0					
25000	10417	450000	405000	9.375E+09	0	150	150	0	0			
6	FRAME	MURO_ELASTICO										
1	0	0	0	0	0	0	0					
29580	12325	1.875E+06	1.85E+06	2.1973E+12	0	0	0	0	0			
7	FRAME	MURO_ELASTICO_TRANSVERSAL										
1	0	0	0	0	0	0	0					
2.5E+07			1.04E+07	5E+05	4.98E+05	4.17E+12	0	0				
0	0	0										
8	SPRING	Mpt_Mn										
1	15	0	0	0	0	6.7E+13	0	0	5.2E-030	0		
0	0	0	0	0								
0	0	0	0	2.34E+10	-2.34E+10							
9	SPRING	UFP										
1	40	0	0	0	10970	0	0	12	0	0	0	0
0	0	0	0									
0	0	134000	-134000	0	0							

WEIGHTS

1	0	0	0
9	2.441E+06	0	0
17	2.441E+06	0	0
25	2.441E+06	0	0
33	2.441E+06	0	0
41	2.441E+06	0	0
49	2.441E+06	0	0
57	2.352E+06	0	0

LOADS

"TODOS LOS NODOS"      0      0      0

EQUAKE SISMO.EQF

3	2	0.01	9.81	D_SISMO	0	0	1
---	---	------	------	---------	---	---	---