UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAISO – CHILE

Diseño de un Edificio de Dieciocho Pisos Estructurado con Muros Mecedores y Comparación con uno Tradicional.

Memoria de Titulación presentada por
GASPAR ISMAEL NEIRA BUSTAMANTE

Como requisito parcial para optar al título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía
Patricio Bonelli Canabes

Noviembre del 2017

Resumen

Los muros de hormigón armado son resistentes a fuerzas laterales y su rigidez controla sus desplazamientos. La filosofía tradicional de diseño sísmico acepta daño estructural ante un sismo de gran intensidad, paradigma que se ha cambiado en los últimos años debido al alto costo que implica la reparación y al largo tiempo de desocupación de un edificio dañado. En Chile se ha observado que los edificios estructurados con muros fundados sobre suelo firme han respondido prácticamente sin daño, siendo posible garantizar una ocupación inmediata, sin embargo, en zonas de suelo blando se espera daño en las zonas críticas, requiriéndose una reparación posterior.

Para eliminar el daño estructural se ha propuesto un sistema de muros mecedores, análogo a los sistemas de vigas prefabricadas con uniones postensadas. Durante un sismo el muro rota esencialmente como cuerpo rígido, levantándose y quedando apoyado en el borde comprimido, cables postensados aseguran que el muro vuelva a su posición inicial formando un sistema autocentrado. Para disipar energía se pueden usar barras de acero dulce o agregar disipadores externos.

Los muros mecedores han sido ampliamente ensayados, entre otros por N. Priestley, S. Pampanin, J. Restrepo, T. Holden, Y. Kurama, originándose guías de diseño.

El objetivo de esta memoria es diseñar un edificio existente utilizando muros mecedores y comparar la respuesta de esta estructura con el comportamiento del edificio estructurado con muros tradicionales de hormigón armado.

Se realiza una revisión bibliográfica, seleccionando las investigaciones más relevantes y se aplican los criterios de diseño de los documentos PRESSS, NZCS, ACI ITG5.2-2009 y Kurama.

Los diseños resultantes se evalúan con un análisis dinámico no lineal, utilizando el programa RUAUMOKO 2D con registros de diferente capacidad destructiva.

Abstract

Reinforced concrete walls as a structural system to resist lateral forces have an important stiffness that contributes to control lateral displacements during an earthquake. The traditional philosophy of seismic designs allows structural damage for a big intensity earthquake, this paradigm has been changed in the last years due to the high costs of reparations, damage to the content and loss of profits. In Chile it has been observed that buildings with R/C walls as main structural system, founded on firm soils, have responded with almost not damage, making possible to have an immediate occupation, nevertheless, on soft soils damage is expected in critical zones, making necessary an after reparation.

Rocking Wall systems have been proposed to eliminate structural damage, based on prefabricated concrete beams with posttensioned joins system. During an earthquake, wall rotates like a stiff body, rising himself and standing on the compressed edge, post tensioned tendons ensure that the wall will come back to his initial position making an auto centered system. To dissipate the energy, mild steel or external energy dissipaters can be provide.

The Rocking walls system has been largely studied by N. Priestley, S. Pampanin, J. Restrepo, T. Holden, Y. Kurama et al, allowing the creation of guidelines to rocking walls system design.

Design an existent building using rocking walls is the main objective of this work. The new structural system is compared to a similar building but with traditional reinforced concrete walls.

A bibliographic review is presented, showing the most relevant investigations that have been made. Design dispositions from PRESSS, NZCS, ACI ITG5.2-2009 and Kurama documents have been applied.

The seismic responses of the two cases of studies have been evaluated with a non-linear dynamic analysis, using the RUAUMOKO 2D software, using different destructive capacity records.

Simbología

f'_c	: Resistencia a comprensión del hormigón
E_C	: Modulo de elasticidad del hormigón
ε_c	: Acortamiento unitario del hormigón
f_y	: Esfuerzo de fluencia del acero dulce
f_u	: Esfuerzo último del acero dulce
ε_s	: Estiramiento unitario del acero dulce
ε_{sy}	: Estiramiento unitario de fluencia del acero dulce
ε_{su}	: Estiramiento unitario último del acero dulce
V_{cap}	: Corte por capacidad
Ω	: Factor de sobre resistencia, corte por capacidad (Priestey)
ω	: Factor de amplificación dinámica, corte por capacidad (Priestey)
Φ_s	: Factor de reducción de la resistencia al corte por deslizamiento
V_{ss}	: Resistencia al corte por deslizamiento en la unión híbrida
V_{jm}	: Demanda de corte en la unión híbrida
μ_{ss}	: Coeficiente de fricción de la unión híbrida
θ_{imp}	: Rotación impuesta para calcular diagrama momento rotación
f_p	: Esfuerzo en el acero postensado
f_{py}	: Esfuerzo de fluencia del acero postensado
f_{pu}	: Esfuerzo último del acero postensado
ε_p	: Estiramiento unitario del acero postensado
$\theta_{diseño}$	: Rotación de diseño calculada a partir de δ_u
δ_u	: Desplazamiento de diseño del DS61
H_w	: Altura del edificio
θ_{EL1}	: Rotación asociada al estado límite de fluencia de las barras de acero dulce
θ_{EL2}	: Rotación asociada al estado límite último
M_y	: Momento de fluencia de la sección
M_{mp}	: Máxima resistencia a momento de la sección
$M_{\theta diseño}$	: Momento asociado a la rotación de diseño
c	: Profundidad del eje neutro
T_{si}	: Esfuerzo en la *i-ésima* barra de acero dulce
T_{ptj}	: Esfuerzo en el *j-ésimo* tendón de acero postensado
N_c	: Peso propio más cargas permanentes
C_c	: Esfuerzo de compresión en el hormigón
M_t	: Momento total de la sección
M_s	: Aporte de momento del acero dulce
M_{pt}	: Aporte de momento del acero postensado
M_{Nc}	: Aporte de momento del peso propio más las cargas permanentes
Δ_{imp}	: Desplazamiento en el techo impuesto por una rotación θ_{imp}
Δ_p	: Componente de desplazamiento plástico
Δ_{el}	: Componente de desplazamiento elástico
ϕ_y	: Curvatura de fluencia
ϕ_u	: Curvatura última

ÍNDICE

1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN 8

1.1. INTRODUCCIÓN. 9
1.2. OBJETIVOS DEL ESTUDIO 10

2. CAPÍTULO II: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA 11

2.1. SISTEMAS HÍBRIDOS 12
2.2. ASPECTOS DE MODELACIÓN 15
2.3. ANTECEDENTES EXPERIMENTALES 16
2.4. PRÁCTICA ACTUAL 18
2.5. GUÍAS DE DISEÑO 22

3. CAPÍTULO 3: ANALISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO CON MUROS TRADICIONALES 23

3.1. INTRODUCCIÓN 24
3.2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO 24
3.3. MATERIALES 28
3.4. COMBINACIONES DE CARGA 28
3.5. ANÁLISIS SÍSMICO 28
3.6. DISEÑO A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL 30
3.7. DISEÑO AL CORTE POR CAPACIDAD 30
3.8. CURVATURA REQUERIDA Y CAPACIDAD DE ROTACIÓN 31
3.9. PLANOS 33

4. CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE DISEÑO DE MUROS MECEDORES 38

4.1. ESTADOS LÍMITES 39
4.2. ROTACIÓN DE DISEÑO 41
4.3. PUNTO DE DISEÑO DE LA UNIÓN HÍBRIDA 41
4.4. RESISTENCIA AL CORTE. 42
4.5. FUERZA MÍNIMA DE POSTENSADO. 42
4.6. DIAGRAMA DE MOMENTO-ROTACIÓN 43
4.7. COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES 45

5. CAPÍTULO V: DISEÑO DEL EDIFICIO CON MUROS MECEDORES 48

5.1. EDIFICIO CON MUROS MECEDORES 49
5.2. ROTACIÓN DE DISEÑO 50
5.3. DISEÑO DEL MURO A 50
5.4. DISEÑO DEL MURO B 55
5.5. SECCIÓN TRANSVERSAL EN LA BASE DEL MURO A Y DEL MURO B 60

6. CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE LOS EDIFICIOS 63

6.1. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL 64
6.2. MODELO DE ANÁLISIS 64
6.3. REGISTROS DE ACELERACIÓN 67
6.4. DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DE TECHO 70
6.5. ENVOLVENTE DE DESPLAZAMIENTOS 72
6.6. DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO 73
6.7. EVALUACIÓN DE LOS DAÑOS EN LOS MUROS TRADICIONALES 74
6.8. DEMANDAS DE ROTACIÓN 78
6.9. DEMANDAS DE RESISTENCIA 85

7. CAPÍTULO VII: ANALISIS DE LOS RESULTADOS 89

8. CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES 92

9. REFERENCIAS 94

10. ANEXOS 97

10.1. ANEXO 1: MODELO RUAUMOKO ESTRUCTURA CON MUROS TRADICIONALES 98
10.2. ANEXO 2: MODELO RUAUMOKO ESTRUCTURA CON MUROS MECEDORES 103
10.3. ANEXO 4: MODELO ANALÍTICO DEL ACERO DULCE 108
10.4. ANEXO 5: MODELO ANALÍTICO DEL HORMIGÓN CONFINADO 110
10.5. ANEXO 6: LEY CONSTITUTIVA DEL ACERO POSTENSADO 112

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1: Propiedades de los materiales 28
Tabla 3-2: Resumen del Análisis Sísmico de la NCh433of96Mod2009 [16]. 29
Tabla 3-3: Resumen del corte por capacidad en los Muros A y B 31
Tabla 3-4: Desplazamiento de diseño, Decreto N°61 [16] 31
Tabla 3-5: Confinamiento mínimo requerido en los bordes de los muros A y B 32
Tabla 3-6: Resumen de elementos especiales de borde para el Muro A y el Muro B 32
Tabla 4-1: Estados límites de diseño, Kurama [13]. 40
Tabla 6-1: Características principales de los registros de aceleración utilizados en el Análisis Dinámico no Lineal 69
Tabla 6-2: Desplazamiento máximo en el techo para el registro de Concepción, de Constitución, de Kobe y de Northridge. 70
Tabla 6-3: Estados Límite en el Hormigón, propuestos por Restrepo [25]..... 76
Tabla 6-4: Estados límite en el Acero de Refuerzo, propuestos por Restrepo [25] 77
Tabla 6-5: Resumen de la demanda de rotación en los muros tradicionales 82
Tabla 6-6: Resumen de la demanda de rotación en los muros mecedores 82
Tabla 10-1: Propiedades del Acero Postensado 112

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1: Comparación entre la respuesta de un sistema tradicional monolítico y un sistema híbrido. [3] 12
Figura 2-2: Caracterización de la respuesta de un sistema híbrido mediante el diagrama de histéresis de sus componentes, Pampanin [3] 13
Figura 2-3: Elementos de disipación de energía a) dispositivos internos y b) dispositivos externos [3] 14
Figura 2-4: Esquema de Muros con disipadores externos y detalle mostrando la armadura [3] 14
Figura 2-5: Modelo de plasticidad concentrada. Pampanin et. al. 2005 [4] 15
Figura 2-6: Predicción versus resultados experimentales a) Modelo de Plasticidad Concentrada, b) Modelo de Multi-resortes en Paralelo. [4] 15
Figura 2-7: Resultados experimentales al final del ensayo. a) Muro Tradicional, b) Muro Mecedor. [6] 16
Figura 2-8: Elevación de los edificios ensayados en el centro de investigaciones E-Defense, Japón. A la izquierda se observa el daño producido en el muro tradicional para KOBE (100%), a la derecha se muestra el muro mecedor para la misma intensidad. 17
Figura 2-9: 2850 Telegraph Berkeley [9]. 18
Figura 2-10: Tendones de cables postensados [8] 19
Figura 2-11: Sección tipo de los muros diseñados [8] 19
Figura 2-12: Edificio San Francisco Public Utilities Commission [8] 20
Figura 2-13: Detalle de los muros mecedores utilizados en los proyectos en Nueva Zelanda, [10] 21
Figura 2-14: (Izquierda) Edificio Southern Cross Hospital. (Derecha) muros mecedores nivel estacionamientos. 21
Figura 2-15: Edificio Alan MacDiarmid en Nueva Zelanda, se ocuparon muros mecedores, disipadores externos de energía en columnas y uniones hibridas en los marcos 22
Figura 3-1: Modelo de análisis de ETABS y Planta Tipo del Edificio. 25
Figura 3-2: (Izquierda) Desplazamientos Relativos Máximos de entrepiso 29
Figura 3-3: (izquierda) Planta del edificio, (derecha) diseño a flexión de los Muro A y el Muro B 30
Figura 3-4: Diagrama de Momento-Curvatura de la sección crítica del Muro A (izquierda), Muro B (derecha) 32
Figura 4-1: Punto de diseño de la Unión Híbrida 41
Figura 4-2: Diagrama de Fuerzas Involucradas en el equilibrio de la Unión Híbrida [3] 43
Figura 4-3: Procedimiento para Calcular el Diagrama de Momento Rotación de una Sección, Pampanin [3] 44
Figura 4-4: Diagrama de momento - rotación tipo 45
Figura 4-5: Adaptación del procedimiento propuesto por Pampanin [3] (Analogía de la viga monolítica). 46
Figura 5-1: Planta tipo del edificio y muros mecedores mostrados en esta memoria. 49
Figura 5-2: Diagrama de momento - rotación del muro mecedor MURO A. 50

Figura 5-3: Muro A: Punto de fluencia de las barras de acero dulce y esfuerzos en los cables postensados. Para verificar criterios de diseño 51
Figura 5-4: Verificación del estado límite de fluencia de las barras de acero dulce en el muro mecedor A 51
Figura 5-5: Estado límite de fluencia de las barras de acero dulce: comportamiento del hormigón confinado 52
Figura 5-6: Muro A: Verificación de la deformación unitaria de las barras de acero dulce y esfuerzos en los cables postensados en El Estado límite último. 52
Figura 5-7: Verificación del estado limite último en el muro mecedor A 53
Figura 5-8: Estado limite último: comportamiento del hormigón confinado 53
Figura 5-9: Diagrama de momento - rotación del muro mecedor MURO B. 55
Figura 5-10: Muro B: Punto de fluencia de las barras de acero dulce y esfuerzos en los cables postensados. Para verificar criterios de diseño 56
Figura 5-11: Verificación del estado límite de fluencia de las barras de acero dulce en el muro mecedor B. 56
Figura 5-12: Estado límite de fluencia del acero dulce: comportamiento del hormigón confinado 57
Figura 5-13: Muro B: Verificación de la deformación unitaria de las barras de acero dulce y esfuerzos en los cables postensados en El Estado límite último. 58
Figura 5-14: Verificación del estado limite último en el muro mecedor B 58
Figura 5-15: Comportamiento del bloque comprimido de hormigón 59
Figura 6-1 Modelo de análisis del edificio con muros tradicionales. 65
Figura 6-2: Esquema de la elevación de los muros mecedores. 65
Figura 6-3: Modelo de análisis del edificio con muros mecedores. 66
Figura 6-4: Terremoto del Maule 27 de febrero 2010. Registro de Aceleración Concepción, componente 1-L. 67
Figura 6-5: Terremoto del Maule 27 de feb 2010. Registro Aceleración Constitución, componente 1-L. 68
Figura 6-6: Terremoto de Kobe, Japón 1999. Registro de Aceleración Kobe, estación JMA, componente N00E 68
Figura 6-7: Terremoto del Northridge 1994. Registro de Aceleración Northridge, componente 1-L. 69
Figura 6-8: Desplazamiento Máximo de Techo para todos los registros para la estructura con muros tradicionales y con muros mecedores. 71
Figura 6-9: Envolvente de desplazamiento máximo del edificio. Todos los registros 72
Figura 6-10: Desplazamientos relativos de entre piso 73
Figura 6-11: estados límite de los materiales – Muros A y B, Restrepo (rotación en [rad])75
Figura 6-12: Demandas de rotación [rad] en los Muros A y B tradicionales y mecedores. Registro de Concepción 78
Figura 6-13: Demandas de rotación [rad] en los Muros A y B tradicionales y mecedores. Registro de Constitución 79
Figura 6-14: Demandas de rotación [rad] en los Muros A y B tradicionales y mecedores. Registro de KOBE 80

Figura 6-15: Demandas de rotación [rad] en los Muros A y B tradicionales y mecedores. Registro de Northridge 81
Figura 6-16: Demanda de rotación [rad] en el Muro A, diseñado de manera tradicional (arriba) y como muro mecedor (abajo), para todos los Registros. 83
Figura 6-18: Demanda de rotación [rad] en el Muro B, diseñado de manera tradicional (arriba) y como muro mecedor (abajo), para todos los registros. 84
Figura 6-19: Demanda de momento en el Muro A, diseñado con la metodología tradicional (izquierda) y con la metodología para muros mecedores (derecha) 85
Figura 6-20: Demanda de momento en el Muro B, diseñado con la metodología tradicional (izquierda) y con la metodología para muros mecedores (derecha) 86
Figura 6-21: Demanda de corte en el Muro A, diseñado con la metodología tradicional (izquierda) y con la metodología para muros mecedores (derecha) 87
Figura 6-22: Demanda de corte en el Muro B, diseñado con la metodología tradicional (izquierda) y con la metodología para muros mecedores (derecha) 88
Figura 10-1: Modelo del comportamiento elasto-plástico del acero, Pampanin [3] 108
Figura 10-2: Comportamiento Ideal del Acero Dulce Kurama et. al. [13] 109
Figura 10-3: Ley constitutiva para el hormigón confinado de Mander et. al. [22]. 110
Figura 10-4: Curva esfuerzo deformación del acero postensado. Mattock [25] 112

Capítulo I: INTRODUCCIÓN

Capítulo 1

Introducción

1.1. Introducción.

Los muros de hormigón armado son resistentes a fuerzas laterales y su rigidez controla los desplazamientos. La filosofía tradicional de diseño sísmico acepta daño estructural ante un sismo de gran intensidad, paradigma que se ha cambiado en los últimos años debido al alto costo que implica la reparación y al largo tiempo de desocupación de un edificio dañado.

En Chile se ha observado que los edificios estructurados con muros fundados sobre suelo firme han respondido prácticamente sin daño, siendo posible garantizar una ocupación inmediata, sin embargo, en zonas donde el suelo es blando se espera daño en las zonas críticas, requiriéndose una reparación posterior.

Para eliminar el daño estructural se ha propuesto un sistema de muros mecedores, análogo a los sistemas de vigas prefabricadas con uniones postensadas. Durante un sismo el muro rota esencialmente como cuerpo rígido, levantándose y quedando apoyado en el borde comprimido, cables postensados aseguran que el muro vuelva a su posición inicial formando un sistema autocentrado. Para disipar energía se pueden usar barras de acero dúctil o agregar disipadores externos Marriott 2009 [24].

Los muros mecedores han sido ampliamente ensayados, entre otros por N. Priestley, S. Pampanin, J. Restrepo, T. Holden, Y. Kurama, originándose guías de diseño.

El objetivo de esta memoria es diseñar un edificio existente utilizando muros mecedores y comparar la respuesta de esta estructura con el comportamiento de un edificio similar estructurado con muros tradicionales de hormigón armado. Se realiza una revisión bibliográfica, seleccionando las investigaciones más relevantes y se aplican los criterios de diseño de los documentos PRESSS, NZCS, y ACI ITG5.2-2009.

Los diseños resultantes se evalúan con un análisis dinámico no lineal, utilizando el programa RUAUMOKO 2D con registros de diferente capacidad destructiva.

1.2. Objetivos del estudio.

- Mostrar las investigaciones más relevantes sobre muros mecedores.
- Mostrar las guías de diseño de muros mecedores
- Diseñar un edificio habitacional de 18 pisos utilizando muros mecedores y compararlo con un edificio ya construido en la ciudad de Viña Del Mar.
- Evaluar la respuesta de ambos edificios a sismos con diferentes capacidades destructivas, mediante un análisis dinámico no lineal.

Capítulo II: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

Capítulo 2

Revisión Bibliográfica

2.1. Sistemas Híbridos

A diferencia del método tradicional monolítico de construcción, los sistemas híbridos concentran la incursión inelástica en las uniones viga/columna o muro/fundación (Figura 2-1), las propiedades de auto-centrado y de disipación de energía se combinan usando cables de acero postensado no adheridos al hormigón y barras de acero dulce respectivamente. De manera alternativa se pueden utilizar dispositivos especiales para desarrollar disipación de energía (Restrepo y Rahman 2007 [1], Pampanin et. Al. 2008 [2], Marriott, 2009 [25]

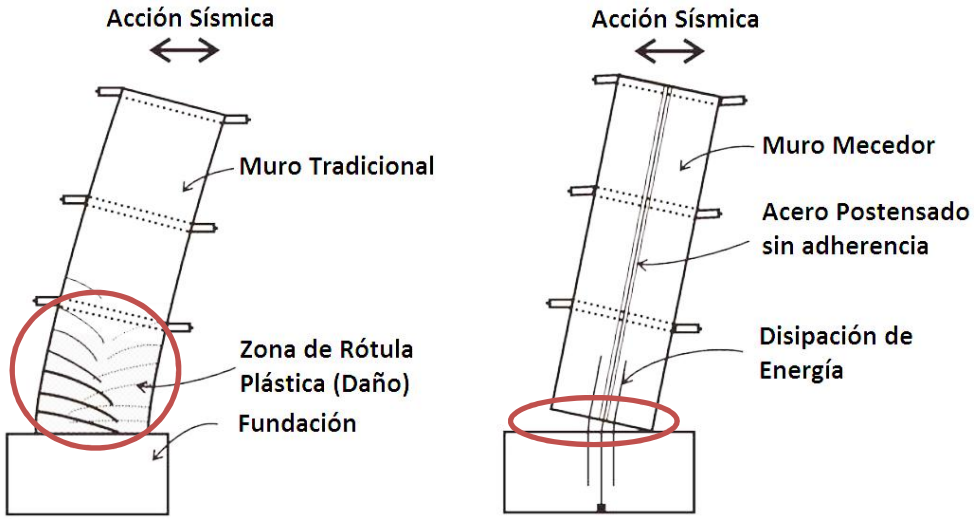


Figura 2-1: Comparación entre la respuesta de un sistema tradicional monolítico y un sistema híbrido. [3]

Los sistemas monolíticos pueden desarrollar una gran capacidad de disipación de energía pero a costa de daño distribuido en la zona de la rótula plástica, mientras que los sistemas híbridos desarrollan disipación de energía en la unión por medio de la fluencia de las barras de acero dulce.

2.1.1. Respuesta

Al abrirse la unión ingresa en el rango no lineal reduciéndose su rigidez. El acero postensado ejerce una fuerza restitutiva describiendo un comportamiento bilineal-elástico (Figura 2-2a) y las barras de acero dulce fluyen proporcionando disipación de energía (Figura 2-2b). El comportamiento global de la unión hibrida es la suma del efecto de ambos materiales, describiendo una curva de histéresis tipo bandera (Figura 2-2c).

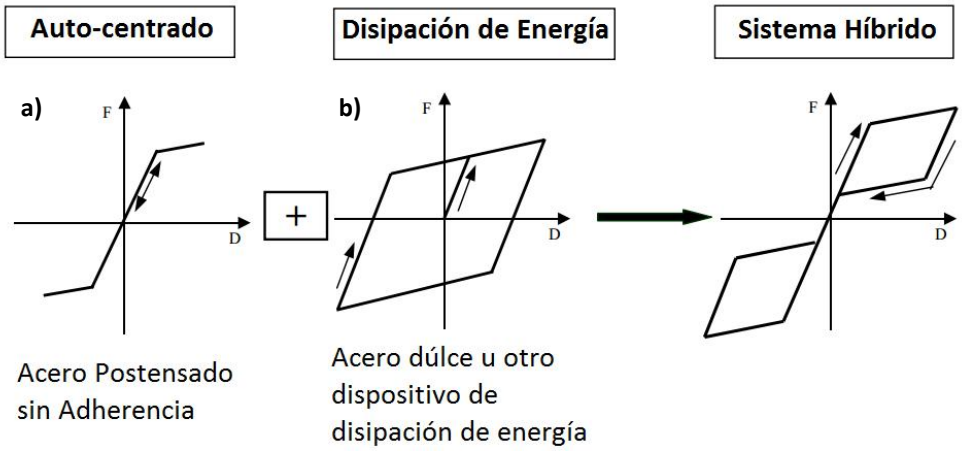


Figura 2-2: Caracterización de la respuesta de un sistema híbrido mediante el diagrama de histéresis de sus componentes, Pampanin [3]

La fuerza de auto-centrado que ejerce el sistema de cables postensado más el peso del muro provoca la fluencia en compresión de las barras de acero dulce, cerrando la unión y evitando deformaciones residuales.

2.1.2. Tipos y fuentes de disipación de energía

Se pueden utilizar barras de acero dulce dentro de la sección de hormigón o dispositivos externos y reemplazables. La primera solución ensayada en el proyecto PRESSS [3] incorporó las barras de acero dulce en ductos de acero corrugado, con una longitud l_u no adherida para controlar la deformación unitaria de las barras y protegerlas de una ruptura prematura.

Recientemente, se han ensayado dispositivos externos de disipación de energía como el mostrado en la Figura 2-4, estos dispositivos son de menor costo y pueden ser fácilmente reemplazados luego de un sismo de gran intensidad que demande en ellos grandes deformaciones no lineales, Pampanin [2].

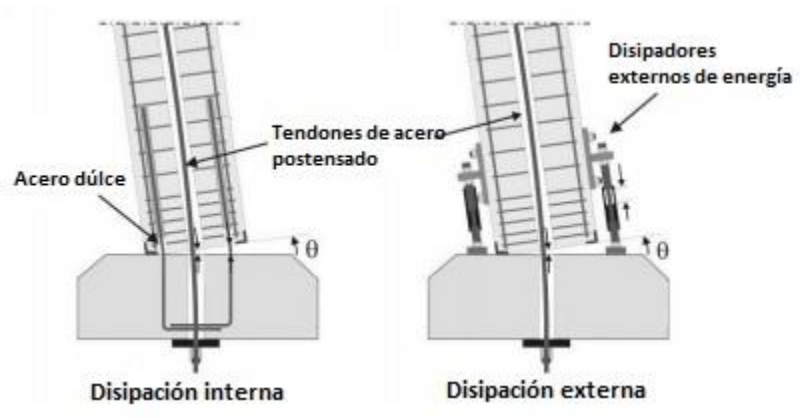


Figura 2-3: Elementos de disipación de energía a) dispositivos internos y b) dispositivos externos [3].

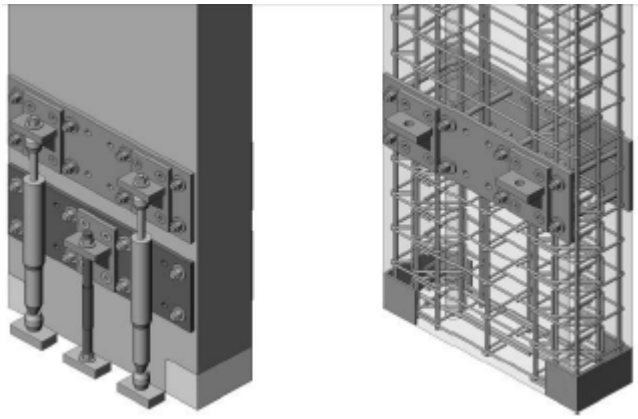


Figura 2-4: Esquema de Muros con disipadores externos y detalle mostrando la armadura [3]

2.2. Aspectos de modelación

Se han desarrollado diferentes métodos de análisis para muros con uniones híbridas, el Modelo de Plasticidad Concentrada (Figura 2-5) y el Modelo de Multi-Resortes en Paralelo son algunos de ellos.

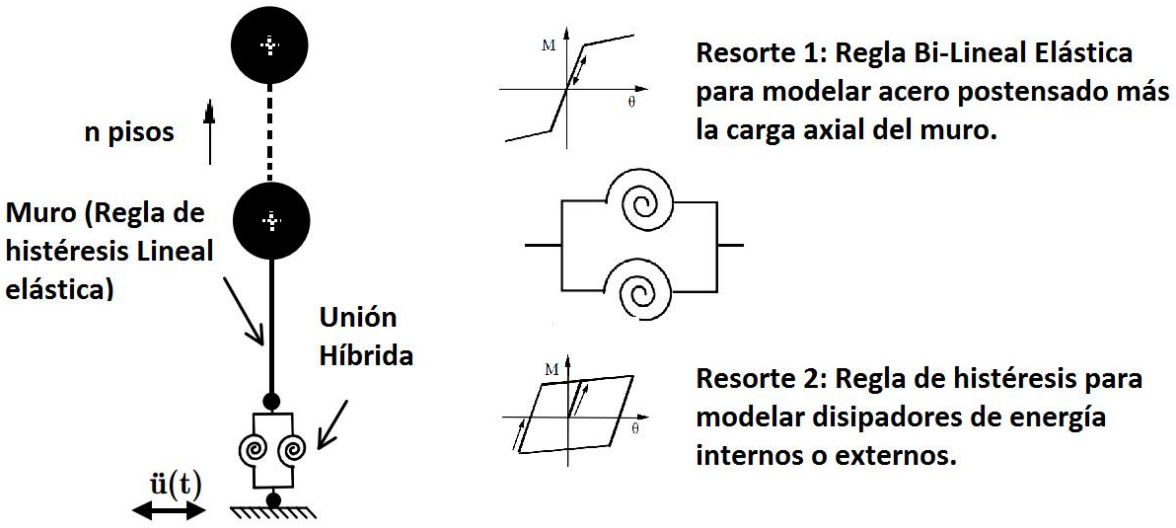


Figura 2-5: Modelo de plasticidad concentrada. Pampanin et. al. 2005 [4]

El Modelo de Plasticidad Concentrada (Figura 2-5) utiliza resortes rotacionales en paralelo para representar el comportamiento del acero postensado, del acero dulce y de la carga axial. Los parámetros de estos elementos se obtienen del análisis seccional (momento rotación de la sección).

Estudios experimentales (Pampanin et. al [4]) han mostrado que ambas estrategias reproducen bien los resultados experimentales (Figura 2-6).

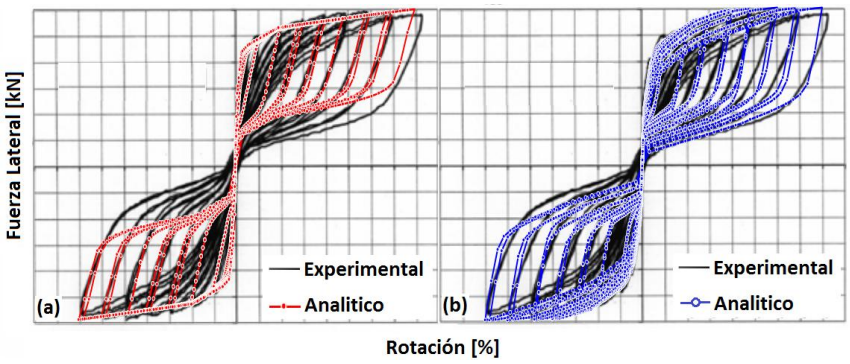


Figura 2-6: Predicción versus resultados experimentales a) Modelo de Plasticidad Concentrada, b) Modelo de Multi-resortes en Paralelo. [4]

Las ventajas del Modelo de Plasticidad Concentrada son su simplicidad y bajo requerimiento computacional, especialmente cuando se requiere hacer análisis paso a paso. El Modelo de Multi-resortes en Paralelo por otro lado predice directamente comportamientos locales como la profundidad del eje neutro y las tensiones en cada elemento.

2.3. Antecedentes experimentales

Priestley et. al. [5], en el proyecto PRESSS [3] ensayaron muros mecedores que eran parte de un sistema estructural resistente a fuerzas laterales. Se ensayó con el método seudodinámico una estructura a escala 1:2 sometiéndola a diferentes intensidades sísmicas. El daño se concentró en la unión hibrida y en los elementos de conexión entre los muros. La forma de los ciclos del diagrama de histéresis mostró un alto nivel de disipación de energía y un desplazamiento residual mínimo.

Posteriormente, Holden et. al. 2003 [6] compararon la respuesta de un muro de hormigón armado convencional con la de un muro mecedor, en ensayos a escala 1:2. Los desplazamientos residuales del sistema con postensado fueron mínimos (Figura 2-7).

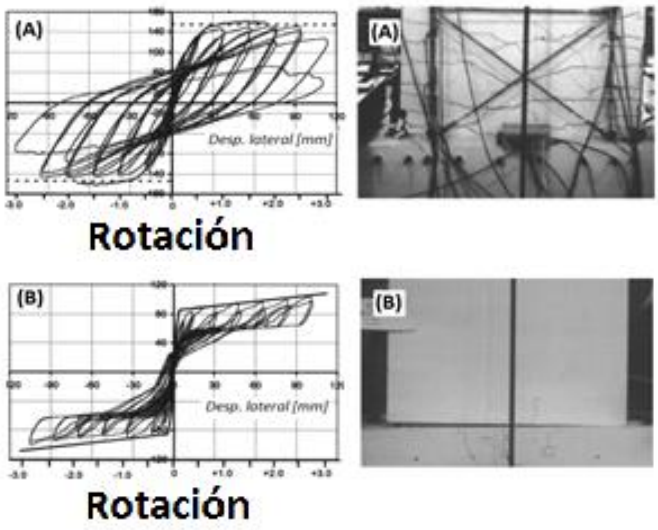


Figura 2-7: Resultados experimentales al final del ensayo. a) Muro Tradicional, b) Muro Mecedor. [6]

J. Restrepo, A. Rahman, [7] ensayaron tres unidades a escala ½ con diferentes cantidades de acero dulce, evaluando la cantidad de energía disipada, obteniendo ciclos de histéresis tipo bandera.

T. Nagae et. al. [8], ensayaron dos edificios a escala real en la mesa vibradora del Centro de Investigaciones E-Defense en Japón. Uno de los edificios se construyó utilizando uniones hibridas en todos los elementos (uniones viga/columna y Muro/fundación), mientras que el

otro se construyó utilizando métodos convencionales (Figura 2-8). Se determinó el comportamiento global y el tipo de daño sufrido en ambas estructuras.

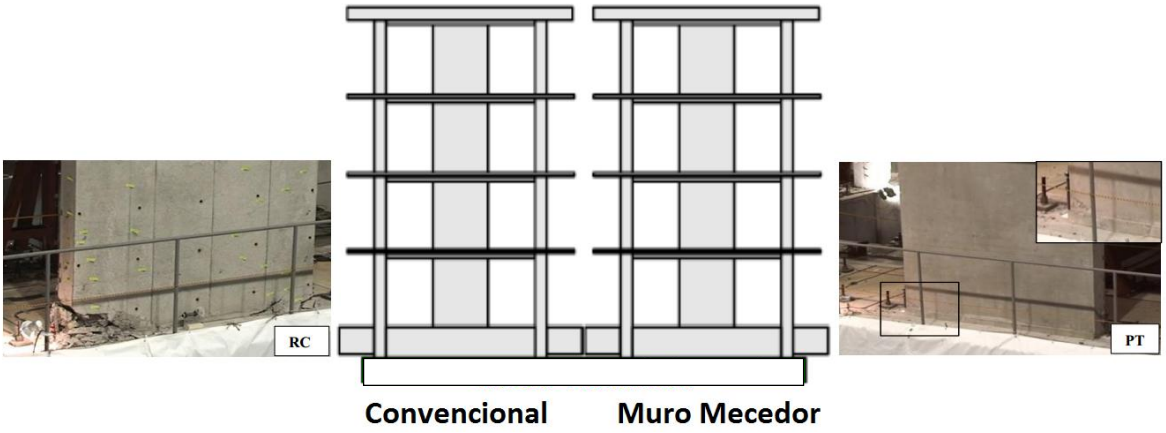


Figura 2-8: Elevación de los edificios ensayados en el centro de investigaciones E-Defense, Japón. A la izquierda se observa el daño producido en el muro tradicional para KOBE (100%), a la derecha se muestra el muro mecedor para la misma intensidad.

Kurama, en la Universidad de Notre Dame, Virginia, lideró un proyecto experimental cuyos resultados están bien descritos por Kurama et. al. [12] originando una guía de diseño de estructuras con muros mecedores (Kurama et. al. [13]).

2.4. Práctica actual

Los muros mecedores se han usado en diferentes partes del mundo. El 2850 Telegraph [9] y el San Francisco Public Utilities Commission [8] son dos edificios interesantes, ubicados en San Francisco, Estados Unidos.

El 2850 Telegraph (Figura 2-9) es un edificio de seis pisos, construido en el año 1970, estructurado con marcos de hormigón armado. Como el edificio está ubicado a un kilómetro de la falla de Hayward, se ocuparon muros mecedores para mejorar su desempeño sísmico.

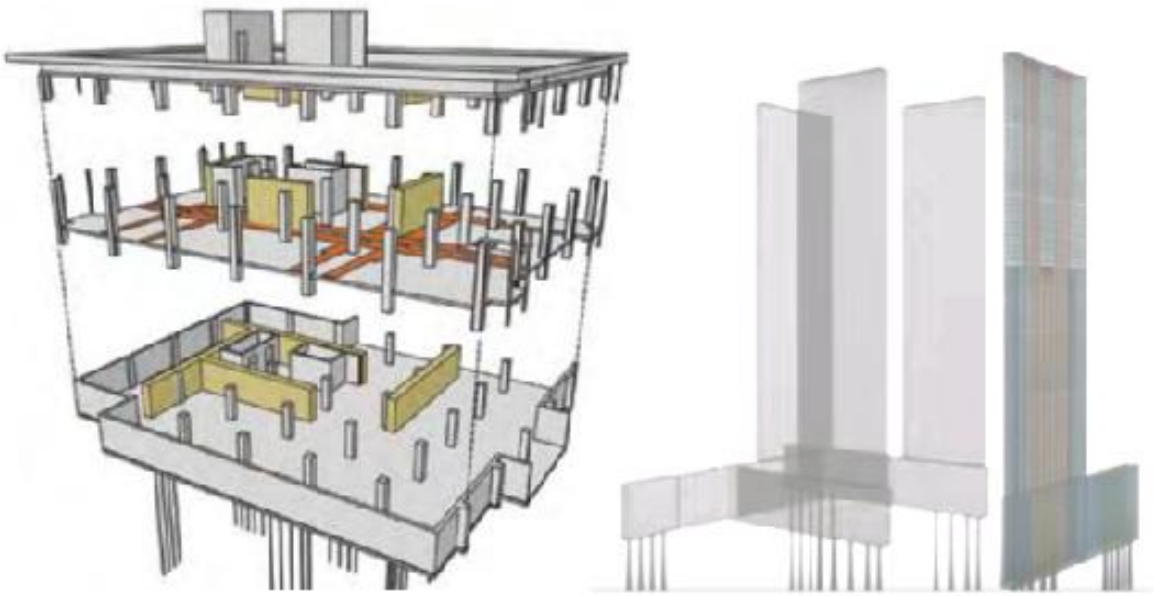


Figura 2-9: 2850 Telegraph Berkeley [9].

Se incorporaron cuatro muros mecedores dispuestos en las direcciones principales del edificio, en la Figura 2-9 los muros mecedores se muestran en color amarillo. Se ocupó hormigón con una resistencia a la compresión de 550 [Kg/cm2]. Se usaron 8 tendones cada uno de ellos compuestos por 27 cables de acero postensado de 0.6” de diámetro (Figura 2-10 y Figura 2-11). El esfuerzo en el hormigón inducido por la fuerza de postensado fue de 0.125 $f_c{}'$.

Figura 2-10: Tendones de cables postensados [8]

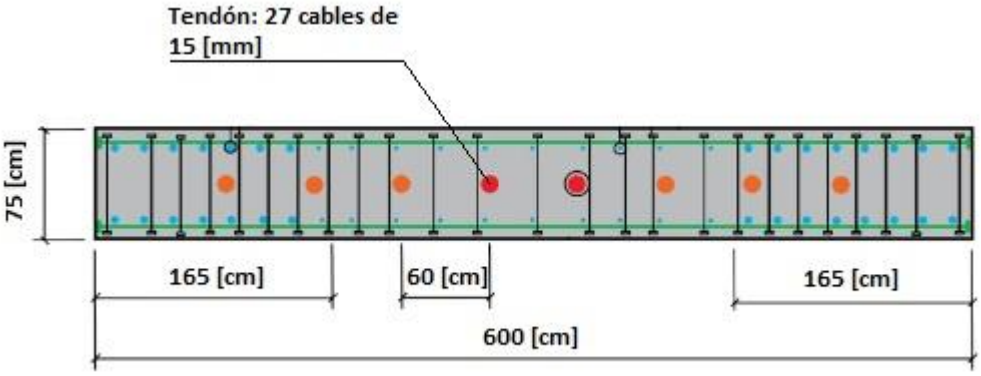


Figura 2-11: Sección tipo de los muros diseñados [8]

El San Francisco Public Utilities Commission es un edificio de 14 pisos y 55 metros de altura, estructurado con marcos y dos núcleos de hormigón armado, con muros mecedores tipo C. Para transferir la reacción del bloque comprimido de hormigón al suelo y asegurar que la fundación no se levantara al rotar el muro se utilizaron micropilotes. Se limitó la rotación máxima de diseño al 1%.

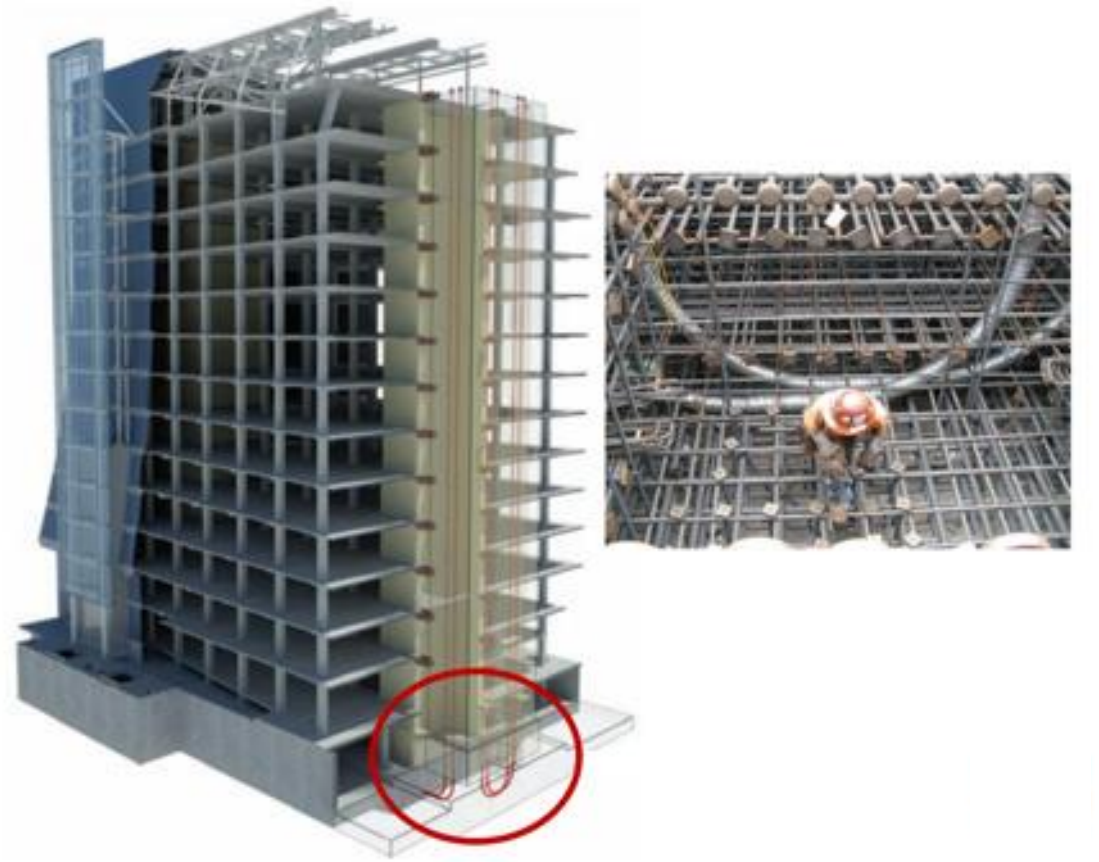


Figura 2-12: Edificio San Francisco Public Utilities Commission [8]

Se ocupó hormigón con una resistencia a la compresión de 550 [Kg/cm2]. La fuerza de postensado fue provista por 8 tendones cada uno de ellos compuestos por 28 cables de acero postensado de 0.6” de diámetro (Figura 2-10 y Figura 2-11).

El edificio “Southern Cross Hospital” (Figura 2-14) y el edificio “Alan MacDiarmid” (Figura 2-15) son dos casos interesantes construidos en Nueva Zelanda, en el primero se ocuparon muros mecedores como los ensayados en el proyecto PRESSS [3] (Figura 2-13), ocupando cables de acero postensado, barras de acero dulce y disipadores tipo U entre los muros adyacentes (Figura 2-13). Estos edificios tuvieron un excelente desempeño frente al terremoto del 22 de febrero de Christchurch. (Pampanin et. al [10] y Pampanin et. al [11]).

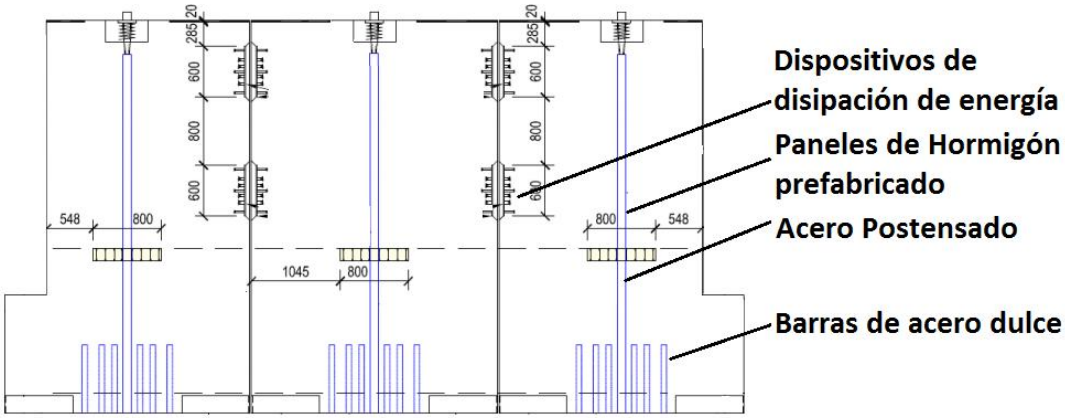


Figura 2-13: Detalle de los muros mecedores utilizados en los proyectos en Nueva Zelanda, [10].

Figura 2-14: (Izquierda) Edificio Southern Cross Hospital. (Derecha) muros mecedores nivel estacionamientos.

Como se muestra en la Figura 2-15, el edificio Alan MacDiarmid se diseñó con muros mecedores acoplados, disipadores externos de energía en las columnas y uniones hibridas entre vigas y columnas.

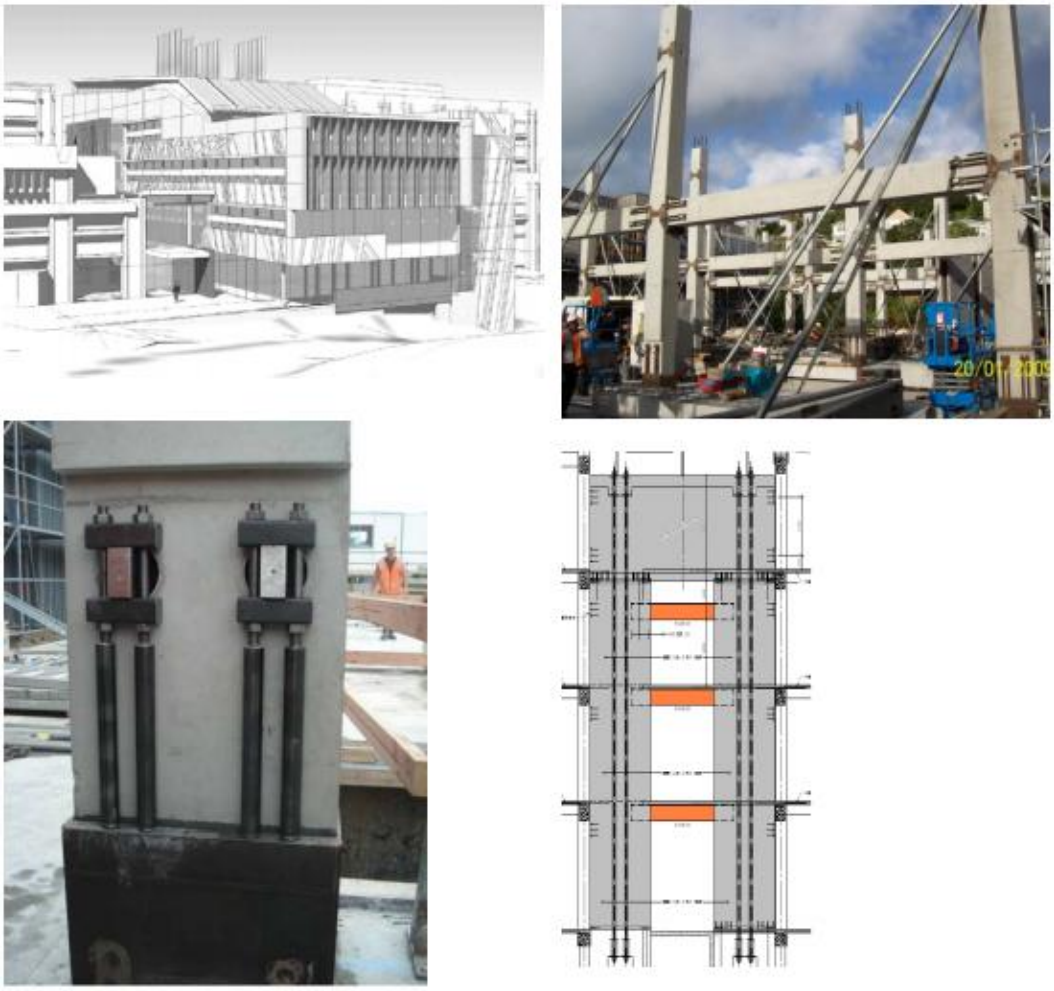


Figura 2-15: Edificio Alan MacDiarmid en Nueva Zelanda, se ocuparon muros mecedores, disipadores externos de energía en columnas y uniones hibridas en los marcos

2.5. Guías de diseño

En ACI hay un grupo de trabajo que desarrolló recomendaciones para el diseño de muros mecedores, ACI ITG-5.1 [14] y ACI ITG-5.2 [15]. En ACI ITG-5.1 [14] se establecen los ensayos que se necesitan para validar el uso de muros mecedores en lugares con alto riesgo sísmico, en ACI ITG-5.2 [15] se entregan criterios para diseñar estos sistemas.

En Nueva Zelanda se publicó el manual de diseño PRESSS Design Handbook [5] con resultados del Proyecto PRESSS, este manual es una compilación de métodos y criterios de diseño de estructuras con uniones hibridas vigas/columna y Muro/fundación.

Kurama de la Universidad de Notre Dame, Indiana, publicó una guía de diseño de muros mecedores, Kurama et. al. [13].

Capítulo 3: ANALISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO CON MUROS TRADICIONALES

Capítulo 3

Análisis y Diseño del Edificio con Muros Tradicionales

3.1. Introducción

En este capítulo se presenta el análisis y diseño de un edificio de dieciocho pisos usando la práctica tradicional, la Norma Chilena NCh433Of.96 Mod2009 [16] modificada por el Decreto Supremo N°61 [21] y las recomendaciones para hormigón armado del reglamento ACI 318-08 [25] son usadas.

Posteriormente en el Capítulo 5 se presentará el diseño del edificio ocupando muros mecedores luego en el Capítulo 6 se presenta una comparación entre los resultados obtenidos ocupando ambas metodologías.

3.2. Descripción del edificio

El edificio elegido tiene uso habitacional, 18 pisos (Figura 3-1), 45 metros de altura y plantas regulares, la altura de entrepiso es de 2.5 metros, está estructurado con muros de hormigón armado, el sistema de piso está formado por losas de hormigón armado de 14 centímetros de espesor en todos los pisos.

Las vigas y las columnas perimetrales mantienen sus dimensiones en la altura, los muros tienen mayor espesor en los pisos inferiores.

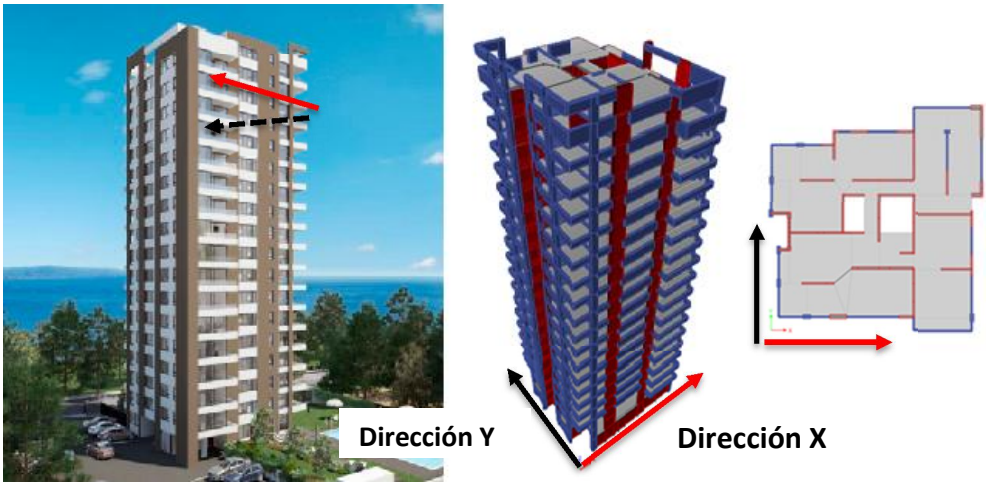


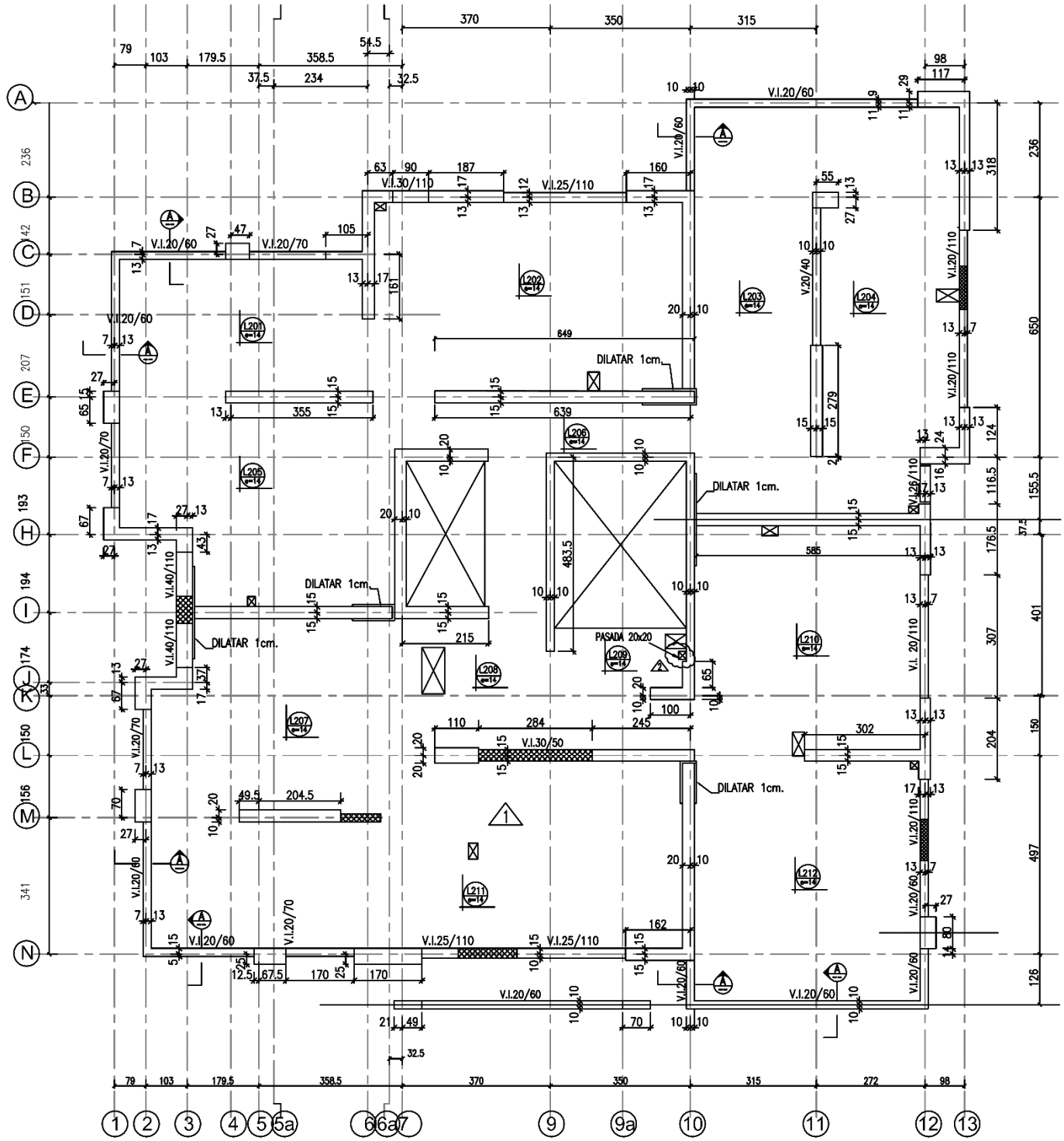
Figura 3-1: Modelo de análisis de ETABS y Planta Tipo del Edificio.

El edificio se encuentra ubicado en la ciudad de Viña del Mar, Zona 3 de acuerdo con la NCh433Of.96 Mod2009 [16] y está fundado sobre una losa de fundación en un suelo Tipo D, según la clasificación del Decreto Supremo N°61 [21].

En las Figuras 3.2.1 y 3.2.2 se muestran la planta tipo de estructura y la planta tipo de arquitectura respectivamente.

3.2.1. PLANTA DE ESTRUCTURA

PLANTA TIPO



3.2.2. PLANTA DE ARQUITECTURA

PLANTA TIPO

3.3. Materiales

3.3.1. Hormigón

Tabla 3-1: Propiedades de los materiales

Hormigón		
Resistencia a compresión (f'_c)	**250**	**[Kg/cm2]**
Peso por unidad de volumen	**2.5**	**[T/m3]**
Módulo de Elasticidad (E_c)	**238752**	**[Kg/cm2]**
Acero		
Esfuerzo de fluencia (f_y)	**4200**	**[Kg/cm2]**
Esfuerzo último (f_u)	**6400**	**[Kg/cm2]**
Módulo de Elasticidad (E_s)	**2100000**	**[Kg/cm2]**

3.4. Combinaciones de carga

Se ocupan las combinaciones de carga de la norma NCh3171Of2010 [18].

3.5. Análisis sísmico

Se hizo un análisis dinámico modal según el Capítulo 6 de la NCh433of.96Mod2009 [16].

3.5.1. Cargas estáticas y peso sísmico

De acuerdo con la Norma NCh1537Of.86 [17], se consideró una sobrecarga de uso de 250 [kg/cm^2] en todos los pisos y una sobrecarga de 100 [kg/cm2] para el techo.

Para el cálculo del peso propio se consideró el peso de los elementos estructurales (muros, vigas, columnas y losas) y no estructurales (sobrelosa, tabiquería, estucos, etcétera.). El peso de elementos no estructurales se distribuyó de manera uniforme en las plantas del edificio, suponiendo 150 [Kg/m^2].

El Peso sísmico del edificio se calculó utilizando el total del peso propio más el 25% de la sobrecarga de uso.

3.5.2. Modelo de análisis

En el modelo de análisis se usaron elementos tipo membrana para los muros (con rigidez solo en su plano), para las columnas y vigas se usaron elementos tipo “Frame”. Se consideraron diafragmas rígidos en cada nivel. Se supuso que todos los elementos verticales estaban empotrados en la base.

3.5.3. Resultados del análisis sísmico

En la Tabla 3-2 se presenta el resumen de los resultados del análisis sísmico del edificio.

Tabla 3-2: Resumen del Análisis Sísmico de la NCh433of96Mod2009 [16].

Análisis Sísmico

Zona Sísmica	3	**Peso Sísmico [T]**	6924	
Tipo de Suelo	D		**x**	**y**
Categoría del edificio	C	**T [s]**	1.10	1.20
R_0	11	**Modo**	2	1
R	7			
		$V_{elástico}$ [T]	3591	3008
Aceleración Efectiva [g]	0.4	**R***	7.29	7.52
S	1.2	**$V_{elástico}$/R* [T]**	493	400
T_0 [s]	0.75	**V_{min} [T]**	554	554
T' [s]	0.85	**$V_{máx.}$ [T]**	1163	1828
n	1.8	**$V_{diseño}$ [T]**	**554**	**554**
p	1	**V_{dis}/P_{sis} [%]**	8.0%	8.0%
Coeficiente de Importancia	1	**R****	6.48	5.43
Factor $C_{máx.}$	0.168	**1.4/R****	0.216	0.258

3.5.4. Desplazamientos relativos de entrepiso

Los desplazamientos relativos de entrepiso cumplen con los requerimientos de la Nch433Of.96Mod2009 [16] artículos 5.9.2 y 5.9.3.

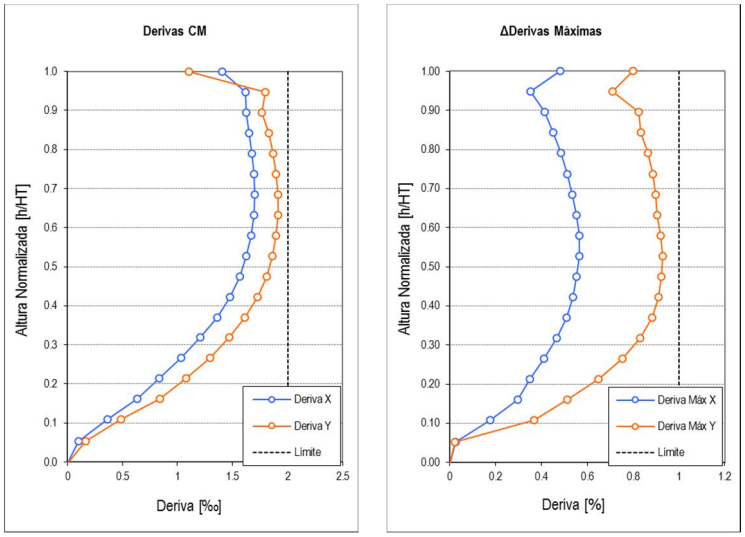


Figura 3-2: (Izquierda) Desplazamientos Relativos Máximos de entrepiso

3.6. Diseño a flexión y carga axial

En este trabajo se muestra el diseño de dos muros, denominados Muro A y Muro B, cuya posición en la planta se muestra en la Figura 3-3 (izquierda).

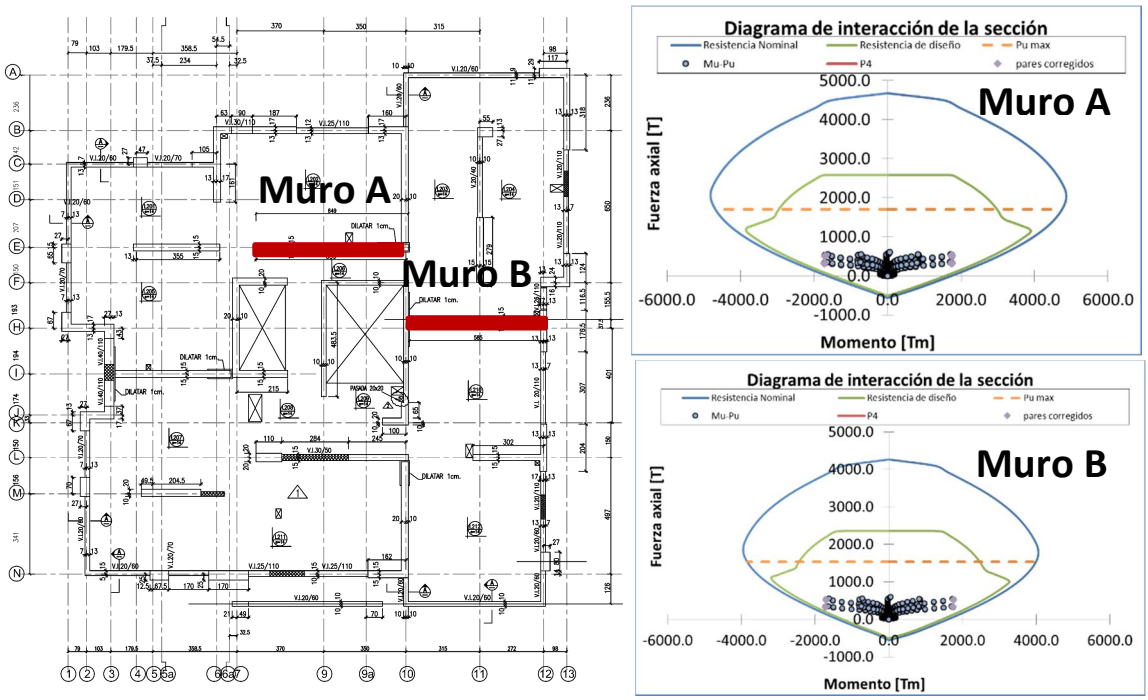


Figura 3-3: (izquierda) Planta del edificio, (derecha) diseño a flexión de los Muro A y el Muro B

En la Figura 3-3 (derecha) se muestra el diagrama de interacción de los muros seleccionados, se ve que ambos muros cumplen con la resistencia de diseño.

3.7. Diseño al corte por capacidad

El diseño al corte se debe hacer de acuerdo a las reglas del diseño por capacidad para asegurar que el muro en flexión falle de manera dúctil. La resistencia al corte necesaria se puede calcular como (T. Paulay, M. Priestley [26]):

$$V = \Phi_o \, V_e \, w$$

donde Φ_o es el factor de sobre resistencia a la flexión: $\Phi_o = \frac{M_n}{M_e}$,

M_n : Momento nominal en la base del muro

$\mathrm{M_e}$: Momento proveniente del análisis lineal. En esta memoria se ha considerado como valor de referencia el momento del análisis con el espectro reducido de diseño

$\mathrm{V_e}$: Corte calculado con el espectro de diseño, se ha considerado como valor de referencia el corte del análisis con el espectro reducido de diseño

w : Factor de magnificación dinámica

el factor w depende de la cantidad de pisos y se calculó con la expresión: $w = 1.3 + \frac{n}{30} < 1.8$, para el edificio en estudio, $w = 1.8$. De este modo se obtiene el corte por capacidad para cada muro y el refuerzo necesario.

Tabla 3-3: Resumen del corte por capacidad en los Muros A y B

Muro	w	V_e	M_e	M_n	$V_{capacidad}$	Refuerzo horizontal
Muro A	1.8	92	1570	3020	318	$2\phi 10@12$
Muro B	1.8	90	1670	2680	260	$2\phi 10@12$

3.8. Curvatura requerida y capacidad de rotación

3.8.1. Desplazamiento de diseño

De acuerdo al Decreto supremo N°61 [21] el desplazamiento en el techo que se debe considerar en el diseño de los muros se calcula como:

$$\delta_u = 1.3\, S_{de}\, (T_{agr})$$

donde S_{de} es la ordenada del espectro elástico de desplazamiento para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico y T_{agr} es el periodo de la estructura considerando el efecto del agrietamiento.

Tabla 3-4: Desplazamiento de diseño, Decreto N°61 [16]

Periodo elástico ($T_{elástico}$) [s]	Periodo agrietado ($1.5\, T_{elástico} = T_{agr}$) [s]	Desplazamiento de diseño ($1.3\, S_{de}(T_{agr})$ [cm]
T_x =**1.1**	1.65	60
T_y =**1.2**	1.80	65

3.8.2. Elementos especiales de borde

El diseño de los elementos especiales de borde se hizo según el Capítulo 21 del ACI 318-08 [25] y con el Decreto Supremo N°60 [20]

3.8.2.1. Extensión vertical y horizontal de los elementos especiales de borde

Tabla 3-5: Confinamiento mínimo requerido en los bordes de los muros A y B

		Borde izquierdo		Borde Derecho	
Muro	P_u	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical
Muro A	550	45 [cm]	650 [cm]	45 [cm]	650 [cm]
Muro B	600	55 [cm]	585 [cm]	55 [cm]	585 [cm]

3.8.2.2. Cuantía del refuerzo de confinamiento

Tabla 3-6: Resumen de elementos especiales de borde para el Muro A y el Muro B

		S_h $[cm]$	h_x $[cm]$	$Area_{long}$ $[cm^2]$	$Area_{Trans}$ $[cm^2]$	ρ_x	ρ_y	ρ_{total}
Muro A	5Trϕ10	12	15	2.35	4.7	0.0021	0.0262	0.0283
Muro B	5Trϕ10	12	15	2.35	4.7	0.0021	0.0262	0.0283

En la Figura 3-4 se muestra el diagrama de momento-curvatura de los Muros A y B, el Punto 1 (negro) indica la curvatura asociada a la primera fluencia. A medida que la demanda de curvatura aumenta se alcanza el momento nominal de la sección y la resistencia del hormigón y la profundidad del eje neutro disminuyen. Los Puntos 2 (azul) y 3 (verde) indican las curvaturas asociadas al desplazamiento de diseño del Decreto N°60 [20].

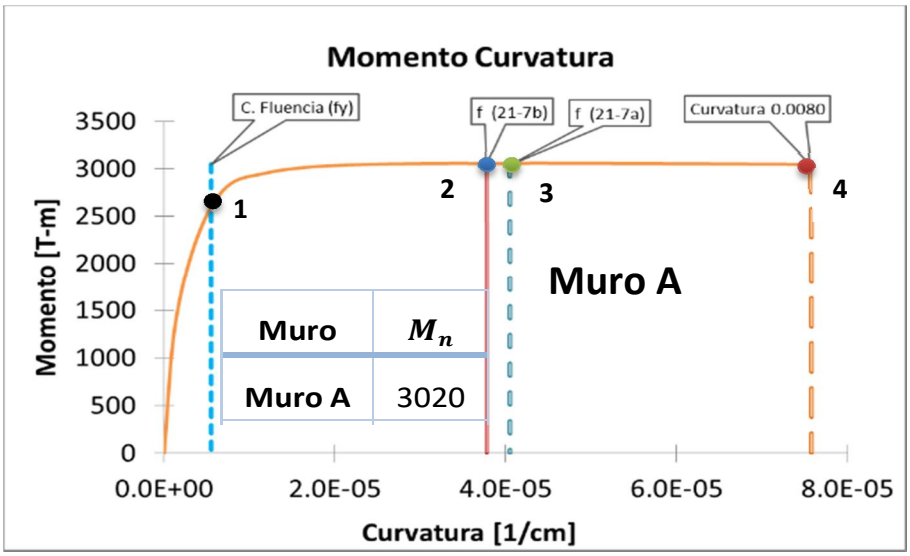
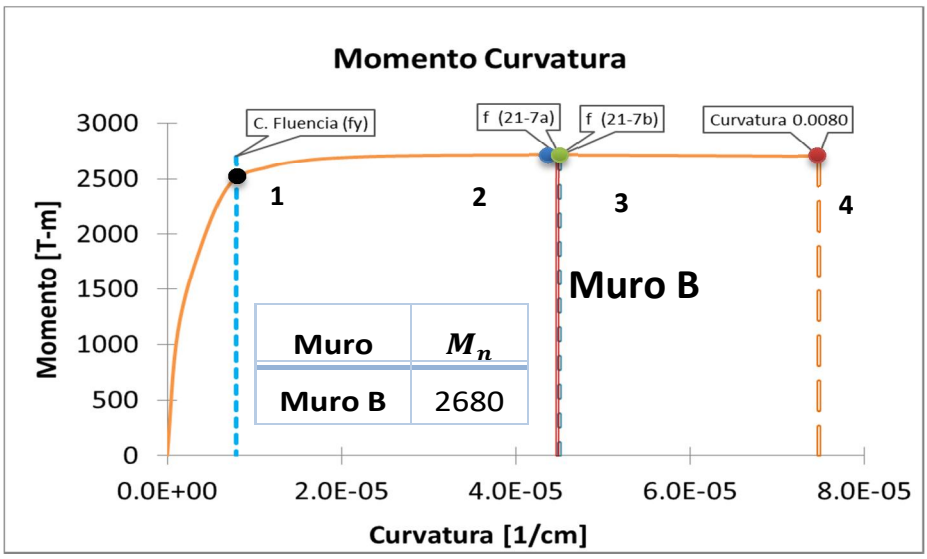


Figura 3-4: Diagrama de Momento-Curvatura de la sección crítica del Muro A (izquierda), Muro B (derecha)



La máxima capacidad de rotación del muro queda determinada por el Decreto 60 [20] para un acortamiento unitario último del hormigón igual a 0.008, Punto 4 (rojo).

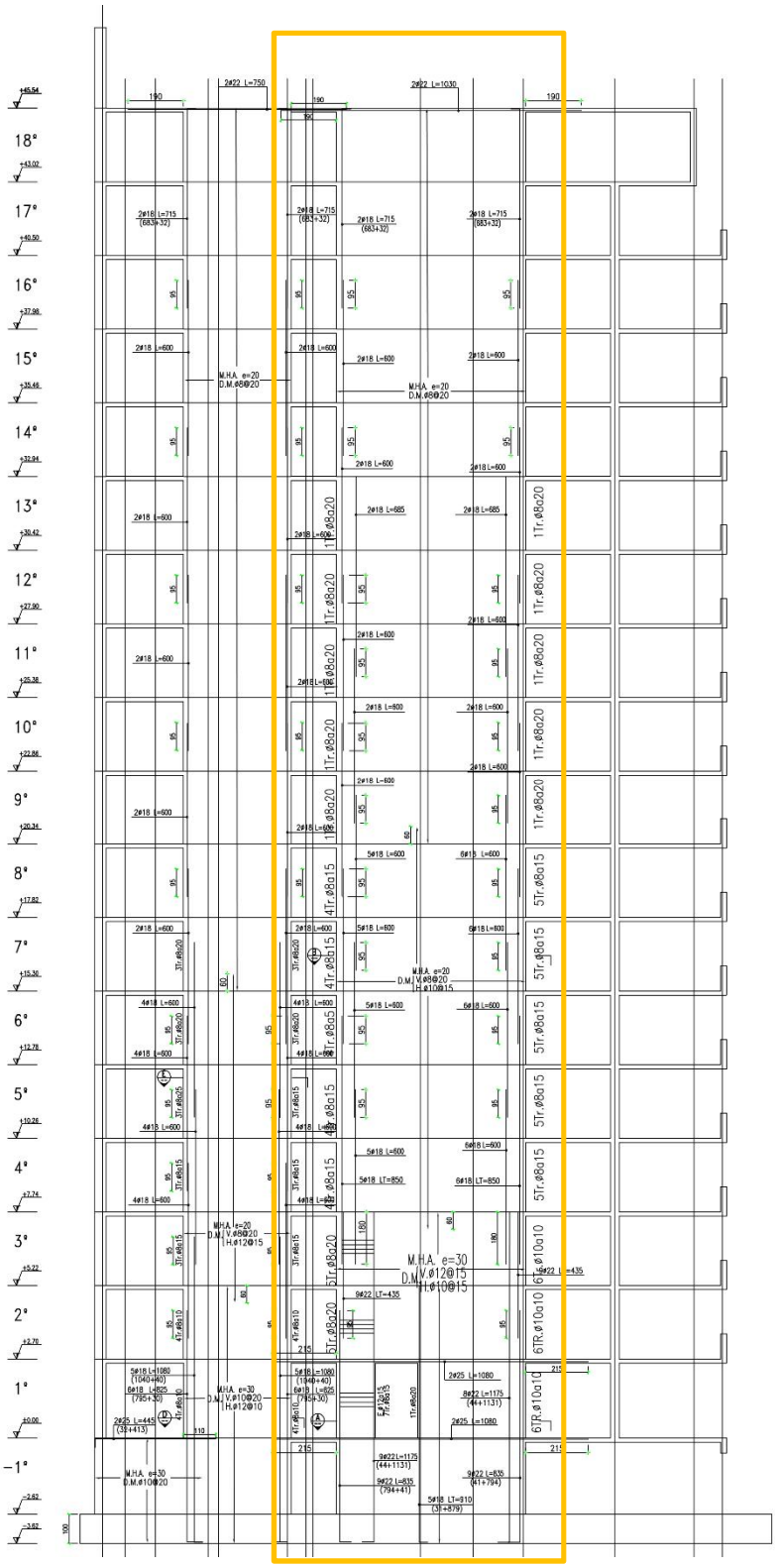
Aun cuando, según resultados experimentales el hormigón confinado puede alcanzar acortamientos unitarios superiores a 0.015 (Mander et. al. [22]), para efectos de cálculo se considera un acortamiento unitario máximo de 0.008 (Decreto N°60 [20]) para controlar el daño en el borde del muro.

En la Figura 3-4 se ve que los muros A (izquierda) y Muro B (derecha) cumplen los requerimientos de curvatura del Decreto N°60 [20].

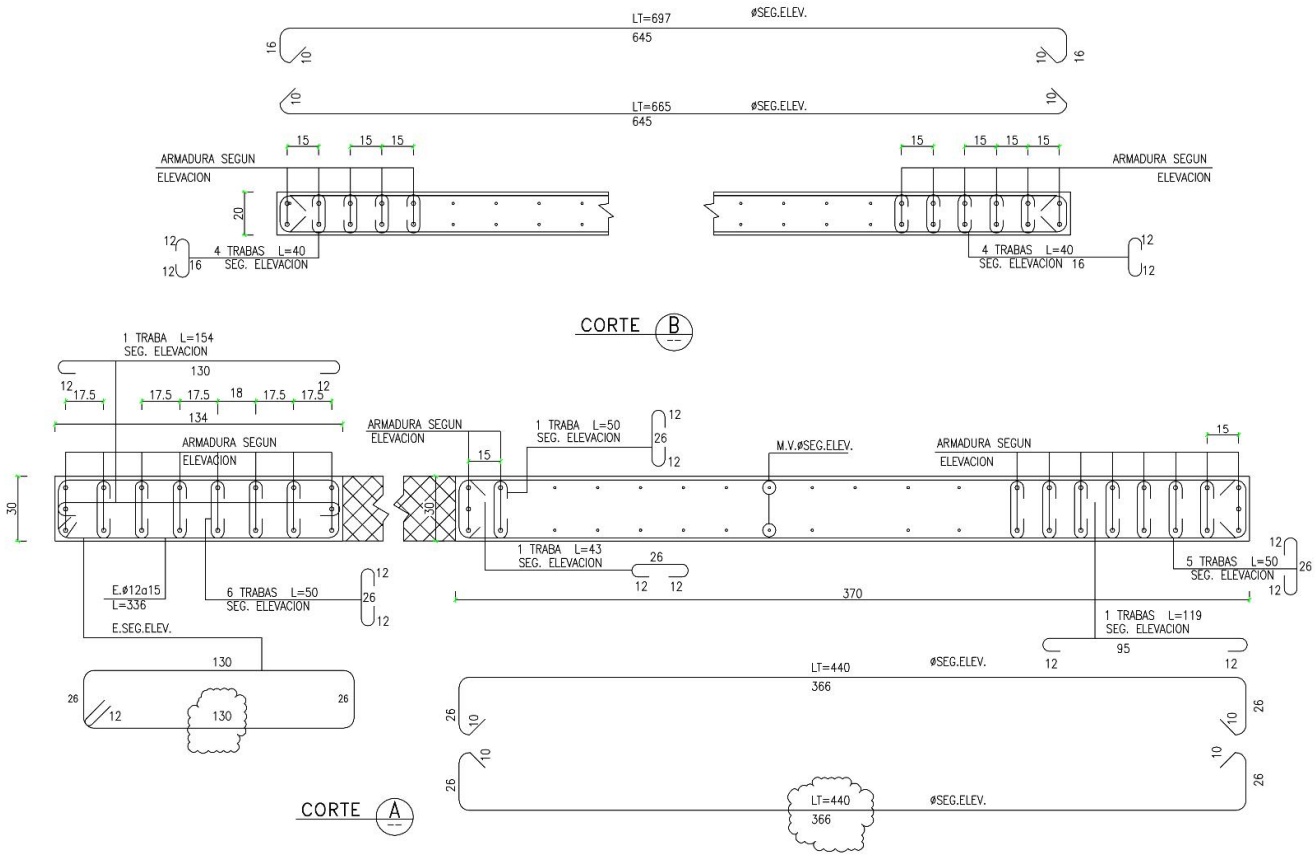
3.9. Planos

En las figuras se muestran la elevación del Ejes E (Muro A) y del Eje G (Muro B). Se muestra también la sección transversal de los muros.

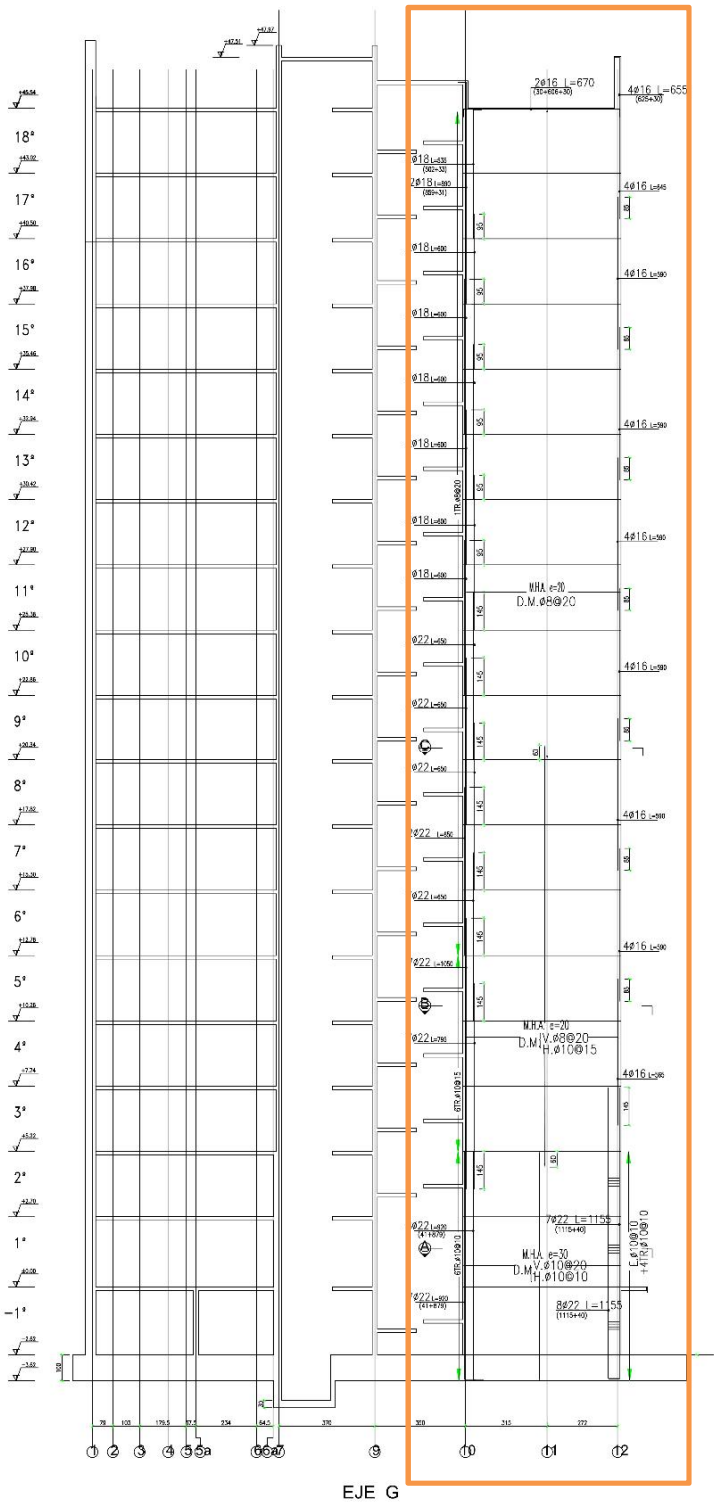
3.9.1. ELEVACIÓN DE ESTRUCTURA EJE E	**MURO A**



3.9.2. ELEVACIÓN DE ESTRUCTURA EJE G	**MURO B**

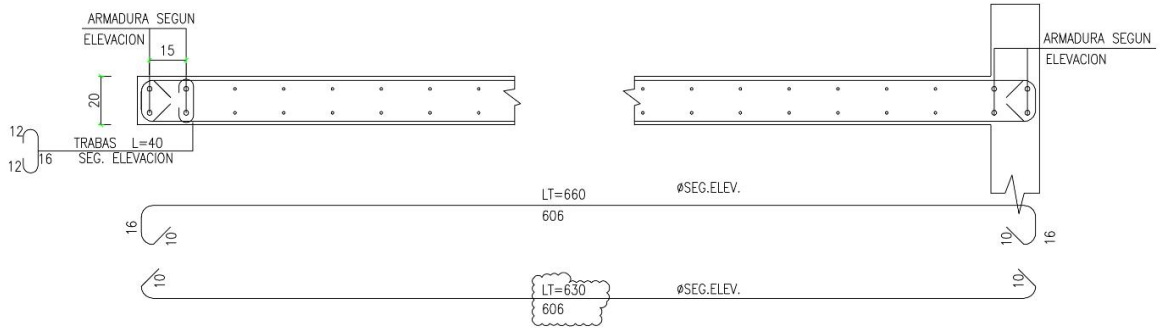


3.9.3. CORTES EJE E	**MURO A**

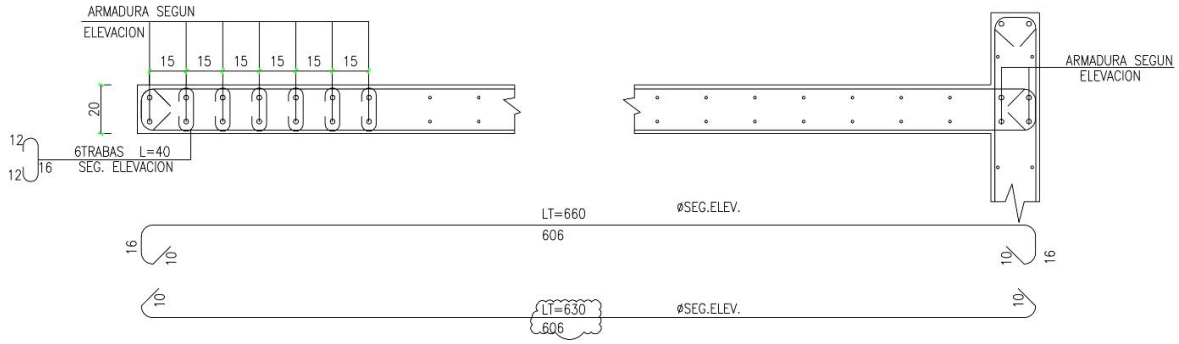


3.9.4. CORTES EJE G

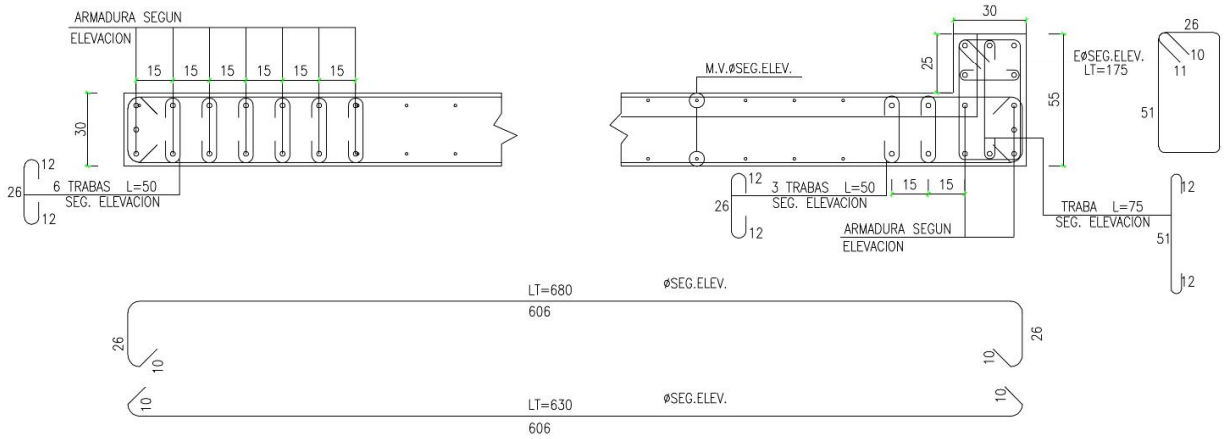
MURO B



CORTE C



CORTE B



CORTE A

Capítulo IV: METODOLOGÍA DE DISEÑO DE MUROS MECEDORES

Capítulo 4

Metodología de Diseño de Muros Mecedores

4.1. Estados Límites

La metodología de diseño utilizada en esta memoria se basa en las recomendaciones del manual de diseño "PRESSS Design Handbook" [3] y en la guía de diseño de Kurama et. al. [13].

La unión se debe diseñar para que sea capaz de incursionar en el rango no lineal de deformaciones, de manera que el muro pueda rotar hasta llegar al desplazamiento de diseño δ_u manteniendo la integridad del acero dulce y del hormigón.

Mediante las reglas del diseño por capacidad se debe determinar la resistencia a flexión y al corte del muro en la altura, con el fin de evitar que el muro falle al corte y fluya en flexión al abrirse la sección elegida en su base.

Se definen dos estados límites en función de los esfuerzos y deformaciones unitarias de los materiales de la unión, cada uno de ellos estará asociado a una rotación determinada, como criterio de diseño, la rotación de diseño debe ser menor que la rotación asociada al estado límite en que se pierde estabilidad estructural del muro, esto ocurrirá al pandearse las barras de acero dulce o al alcanzarse la resistencia máxima en el hormigón.

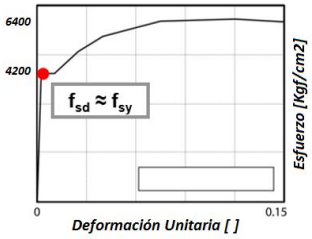
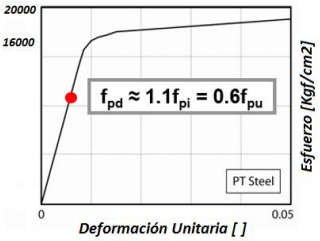
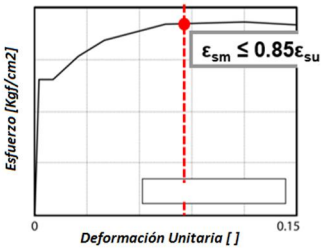
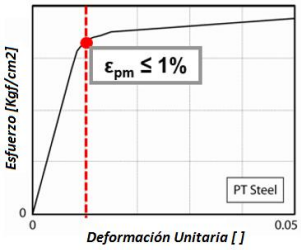
4.1.1. Estado límite: fluencia del acero dulce (EL1)

La fluencia del acero dulce se produce a rotaciones pequeñas, debiéndose asegurar que el acero postensado se mantenga elástico, alejado de su fluencia. Para el punto de fluencia del acero dulce, Kurama [13] propone limitar el esfuerzo del acero postensado a $0.6f_{Pu}$. Además se espera que el acortamiento unitario en el hormigón sea menor que 0.003

4.1.2. Estado límite último (EL2)

Kurama et al. [13] propone limitar la deformación unitaria del acero dulce a $0.85\varepsilon_{su}$, porque se ha observado que para deformaciones mayores las barras de acero dulce quedan propensas a pandearse provocando que el muro falle por deslizamiento fuera del plano. Por otro lado, la deformación unitaria en el postensado se limita al 1% para evitar su fractura. Además se debe asegurar que el aplastamiento del hormigón en los bordes del muro sea leve.

Tabla 4-1: Estados límites de diseño, Kurama [13].

		Material		
		Acero dulce	**Acero postensado**	**Hormigón**
Estado límite	**Fluencia del acero dulce**	 $\varepsilon_{sy} = 0.002$	 $f_p < 0.6f_{pu}$	$\varepsilon_c < 0.003$
	Último	 $\varepsilon_s < 0.85\varepsilon_{su}$	 $\varepsilon_p < 1\%$	$\varepsilon_c < 0.015$

4.2. Rotación de diseño

En esta memoria se adoptó como rotación de diseño a la rotación en la base del muro asociada al desplazamiento de diseño del Decreto supremo N°61 [21]

$$\theta_{Diseño} H_w = \delta_u$$

$$\theta_{Diseño} = \frac{\delta_u}{H_w}$$

4.3. Punto de diseño de la unión híbrida

A medida que el muro rota la unión se abre hasta llegar a su rotación de diseño, el acero postensado permanece en el rango lineal en todo momento, por lo tanto, sólo las barras de acero dulce al fluir pueden disipar energía.

En este trabajo se aseguró que la resistencia a flexión en la base del muro mecedor una vez que se ha alcanzado la rotación de diseño sea mayor que el momento nominal del muro tradicional (Figura 4-1).

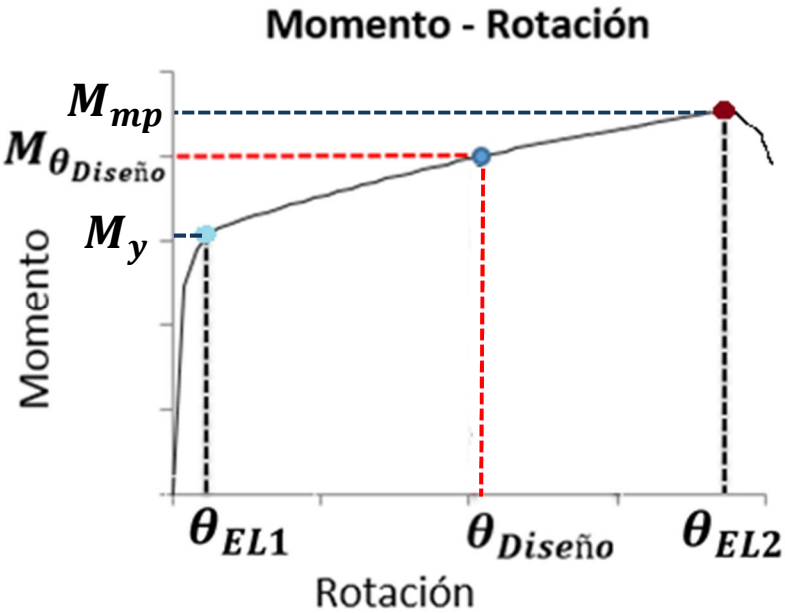


Figura 4-1: Punto de diseño de la Unión Híbrida

Se debe verificar que la rotación de diseño sea menor que la rotación asociada al estado límite que asegura la estabilidad de los materiales (θ_{EL2}).

4.4. Resistencia al corte.

4.4.1. Corte por capacidad

El muro debe tener una resistencia al corte suficiente que permita que se levante en su base hasta desarrollar su capacidad de deformación no lineal, para ello es indispensable aplicar las reglas del diseño por capacidad.

$$V_{cap} = \Omega \omega V_{red} \quad \Omega = \frac{M_{mp}}{M_{sxred}}$$

4.4.2. Corte por deslizamiento

Por otro lado, para prevenir un deslizamiento de la unión mientras el muro alcanza su desplazamiento de diseño, la resistencia al corte de la unión V_{ss} debe ser mayor que la demanda de corte en la interfaz V_{jm}:

$$\phi_s V_{ss} > V_{jm}$$

donde $\phi_s = 0.75$ se define como un factor de reducción de la resistencia al corte por deslizamiento. La demanda de corte en la interfaz (V_{jm}) corresponde al corte asociado al estado límite último de la sección o V_{cap}:

$$\phi_s V_{ss} = \phi_s \mu_{ss}\left(A_s f_y + A_{pt} f_{pt}\right) > V_{cap}$$

donde $\mu_{ss} = 0.5$ es el coeficiente de fricción de la unión recomendado por ACI ITG-5.2 [15]. De manera conservadora, no se considera el aporte de la fuerza normal proveniente del peso del muro.

4.5. Fuerza mínima de postensado.

El cable postensado debe cerrar la sección después del sismo, para ello debe ser capaz de llevar la armadura especial a la fluencia en comprensión.

$$A_{ps} f_{se} = A_s f_u - 0{,}9 N_C \quad (2.6)$$

El miembro derecho de la ecuación (2.6) representa la capacidad a rotura de las barras disipadoras. A_{ps} es el área de acero postensados y N_c es el peso propio del muro más las cargas permanentes.

Al agregar las barras disipadoras se obtiene la curva de histéresis tipo bandera mostrada en la Figura 2-2. Si el momento aportado por las fuerzas que se generan en las barras

disipadores es menor que el momento debido al peso propio más el pretensado, entonces en ese caso al cerrarse la unión las barras disipadoras fluyen en compresión. Para ello, la fuerza de pretensado debe asegurar que en conjunto con el peso propio sea capaz de cerrar la unión.

4.6. Diagrama de momento-rotación

Al abrirse la unión (Figura 4-2), el momento externo queda equilibrado por la fuerza inducida en el acero postensado, en las barras de acero dulce, por la resultante de compresión en el hormigón y por el peso propio del muro. El diagrama de momento-rotación se calcula siguiendo el procedimiento desarrollado en el proyecto PRESSS (Figura 4-3), descrito por Pampanin [3].

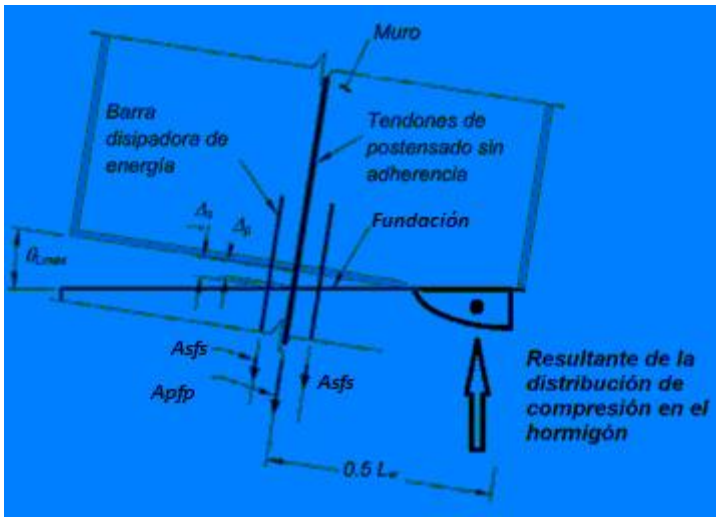


Figura 4-2: Diagrama de Fuerzas Involucradas en el equilibrio de la Unión Híbrida [3]

Al abrirse la unión se puede calcular el estiramiento de las barras de acero dulce y de los cables de acero postensado en función de una rotación dada θ_{imp}, los alargamientos unitarios ε de estos elementos se calculan en función de la longitud no adherida. Para calcular el acortamiento unitario en el hormigón se ocupa la ecuación de compatibilidad definida en 4.7.

Las tensiones en los materiales que componen la unión, se calculan a partir de las curvas de esfuerzo-deformación. Los modelos analíticos propuestos por Pampanin [3] se describen en los anexos: Anexo 3, Anexo 4 y Anexo 5 (acero dulce, acero postensado y hormigón respectivamente).

La fuerza resultante en el bloque comprimido de hormigón se calcula integrando la distribución de esfuerzos, la ubicación de la resultante se determina calculando el centro geométrico del área bajo la curva de tensiones.

El procedimiento general para calcular el diagrama de Momento-Rotación es iterativo. En la Figura 4-3 se muestra el diagrama de flujo del procedimiento propuesto por Pampanin [3].

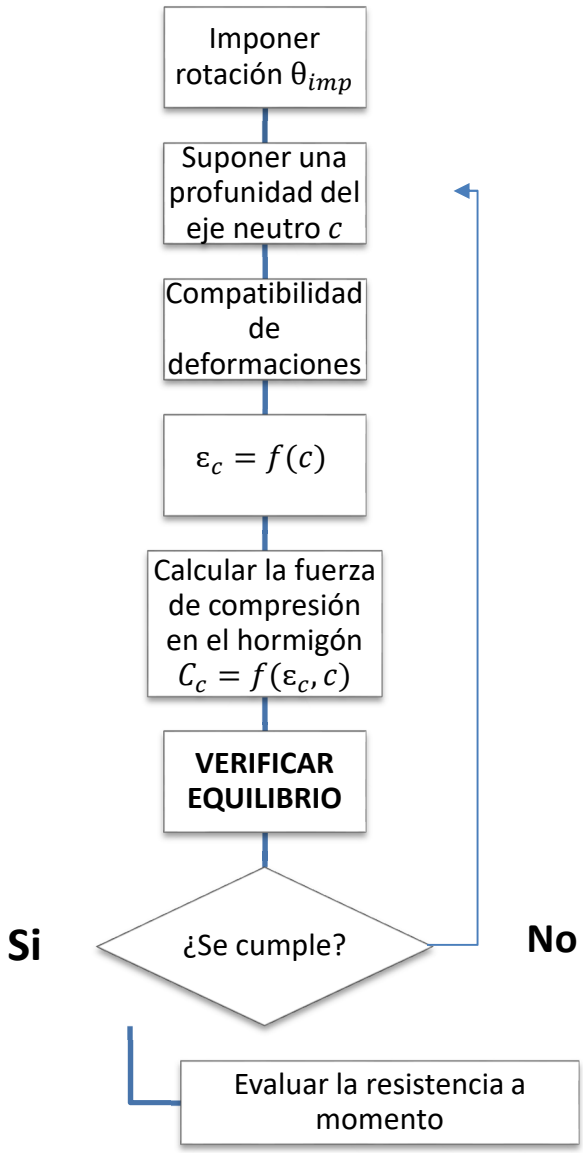


Figura 4-3: Procedimiento para Calcular el Diagrama de Momento Rotación de una Sección, Pampanin [3]

4.6.1. Equilibrio de la sección

Para mantener el equilibrio de las fuerzas verticales, la suma de la fuerza en el acero dulce más la suma de la fuerza desarrollada en el acero postensado más la carga gravitacional debe ser igual a la resultante del bloque de compresión en el hormigón.

$$\sum_{1}^{i} T_{si} + \sum_{1}^{j} T_{PTj} + N_w = C_c$$

Por equilibrio, la resistencia a momento total de la sección es la suma de los aportes de cada componente:

$$M_T = M_s + M_{PT} + M_{N_w}$$

En la Figura 4-4 se muestra el diagrama de momento-rotación tipo para una unión híbrida, dibujándose los aportes del acero postensado, de las barras disipadoras y del peso propio del muro.

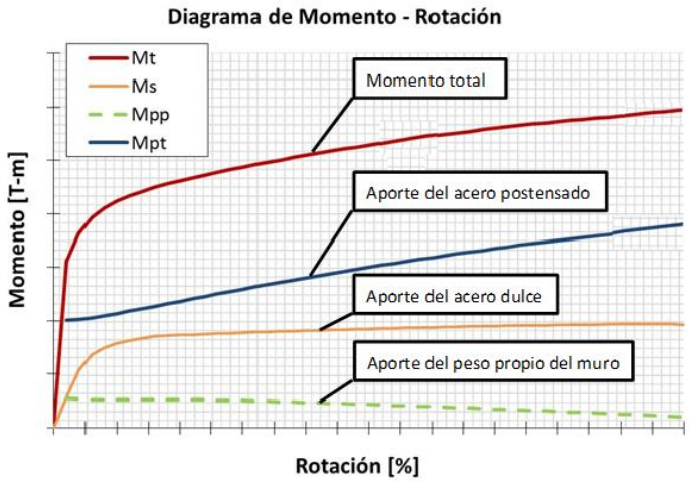


Figura 4-4: Diagrama de momento - rotación tipo

4.7. Compatibilidad de deformaciones

Para determinar la resistencia a flexión se supone que las secciones planas permanecen planas después de la deformación.

Una grieta en una sección monolítica implica que se ha producido un deslizamiento entre el hormigón y las barras de refuerzo, no siendo válida la hipótesis de Navier-Bernoulli en las zonas agrietadas, no obstante, como la zona plastificada de una unión monolítica está

compuesta por muchas grietas consecutivas, ensayos en elementos de hormigón armado permiten validar el uso de la hipótesis de Navier-Bernoulli, de esta forma es posible encontrar directamente los estiramientos unitarios del acero y del hormigón suponiendo que las secciones planas que eran planas antes de la deformación continúan siendo planas después de la deformación (Park y Paulay [27]). Esta hipótesis no se puede aplicar a las uniones híbridas pues éstas trabajan completamente abierta en la zona elegida.

Para aplicar una ecuación de compatibilidad que relacione el acortamiento unitario del hormigón con la profundidad de la línea neutra, se ha propuesto la "Analogía de la Viga Monolítica", descrita en Pampanin [3], que supone que el desplazamiento en el extremo de un muro mecedor que rota en torno a su base es igual al de un muro tradicional que se plastifica en su base (Figura 4-5):

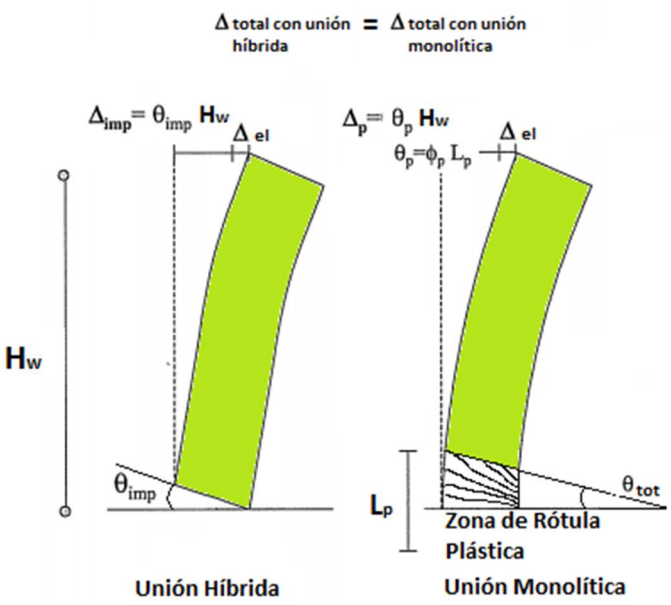


Figura 4-5: Adaptación del procedimiento propuesto por Pampanin [3] (Analogía de la viga monolítica).

$$\Delta_{total\ muro\ mecedor} = \Delta_{muro\ tradicional}$$

en ambos muros el desplazamiento total tiene una componente elástica y una componente plástica,

$$\Delta_{imp} + \Delta_{el} = \Delta_p + \Delta_{el}$$

$$\Delta_{imp} = \Delta_p$$

El desplazamiento plástico es aproximadamente igual a la altura del muro multiplicada por la rotación en un muro mecedor.

$$\theta_{imp} H_w = \Delta_p$$

el desplazamiento en el techo se calcula en función de la curvatura como: (Paulay y Priestley [26])

$$\Delta_p = \theta_p \left(H_w - \frac{L_p}{2} \right) = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(\mathrm{H_w} - \frac{L_p}{2} \right)$$

como $\theta_{imp} H_w = \Delta_p$ se obtiene:

$$\theta_{imp} H_w = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(\mathrm{H_w} - \frac{L_p}{2} \right)$$

luego,

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{(\theta_{imp} H_w)}{\left(\mathrm{H_w} - \frac{L_p}{2} \right) L_p} + \phi_y$$

$$\varepsilon_c = \left[\frac{(\theta_{imp} H_w)}{\left(H_w - \frac{L_p}{2} \right) L_p} + \phi_y \right] c$$

$$\varepsilon_c = f(c)$$

Finalmente, se obtiene una ecuación de compatibilidad que permite obtener una relación entre la deformación unitaria del hormigón y la profundidad del eje neutro que permite obtener un acortamiento unitario del hormigón

Capítulo V: DISEÑO DEL EDIFICIO CON MUROS MECEDORES

Capítulo 5

Diseño del Edificio con Muros Mecedores

5.1. Edificio con Muros Mecedores

En esta memoria se muestra el diseño de dos muros del edificio en estudio como muros mecedores, mostrados en la planta de la Figura 5-1.

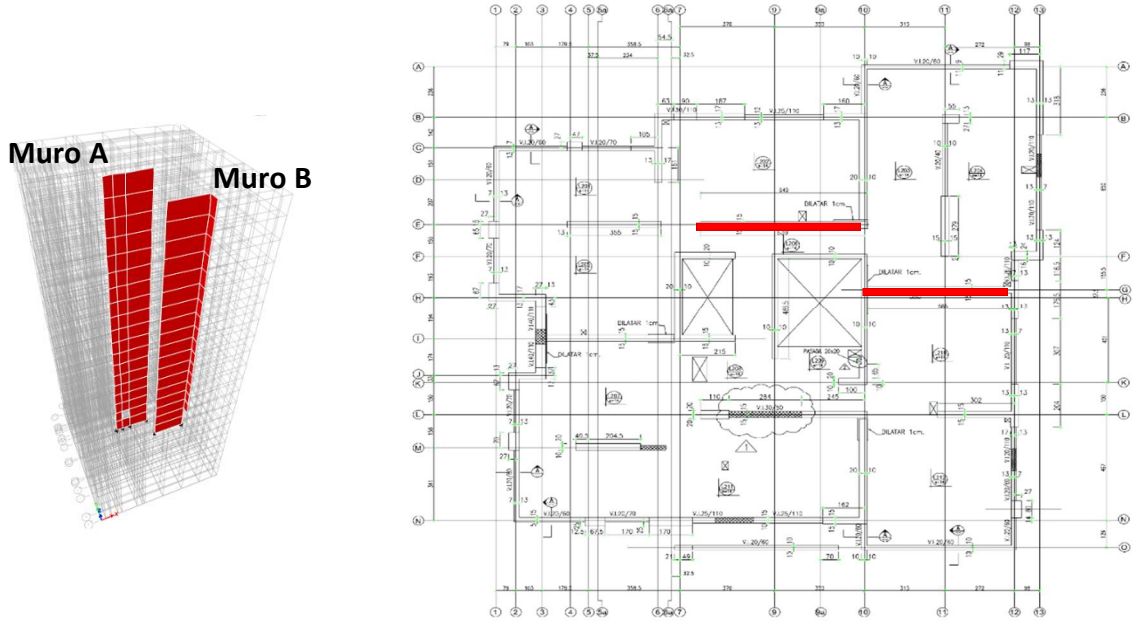


Figura 5-1: Planta tipo del edificio y muros mecedores mostrados en esta memoria.

Se supuso que la losa actúa como diafragma rígido compatibilizando los desplazamientos laterales de cada piso

5.2. Rotación de diseño

$$\theta_{Diseño} = \frac{\delta_u}{H_w}$$

Dirección X	δ_u	$\theta_{Diseño}$
Muro A	60	1.1%
Muro B	60	1.1%

Con $H_w = 45\ [m]$

Para la dirección X de análisis, el desplazamiento de diseño de 60 [cm] produce una rotación en los muros mecedores de $\theta_{Diseño} = 1.1\%$

5.3. Diseño del Muro A

5.3.1. Momento-rotación

En la Figura 5-2 se muestra el momento asociado a la rotación de diseño $\theta_{diseño}$ de la unión híbrida ($\theta_{Diseño}$, $M_{\theta diseño}$) del Muro Mecedor A, igual a 3000 [Tm], como criterio de diseño adoptado en este trabajo, se aseguró que la resistencia a momento en el muro mecedor para la rotación de diseño $\theta_{diseño}$ fuera igual o Mayor que el momento de fluencia del muro tradicional.

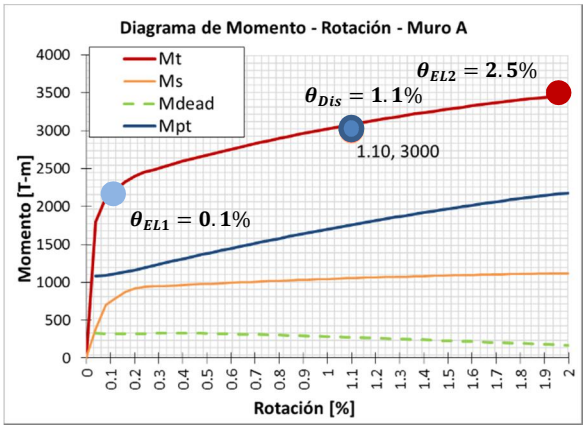


Figura 5-2: Diagrama de momento - rotación del muro mecedor MURO A.

θ_{EL1} y θ_{EL2} son las rotaciones asociadas a los estados límite de fluencia del acero dulce y último respectivamente. Se observa que el muro A es capaz de llegar a una rotación de 2.5%.

5.3.2. Estado límite: Fluencia de las barras de acero dulce

La Figura 5-3a muestra los alargamientos unitarios de la barra de acero dulce más aleja del borde comprimido a medida que la unión híbrida del Muro A se abre. La Figura 5-3b muestra el esfuerzo en el cable postensado más alejado del borde comprimido:

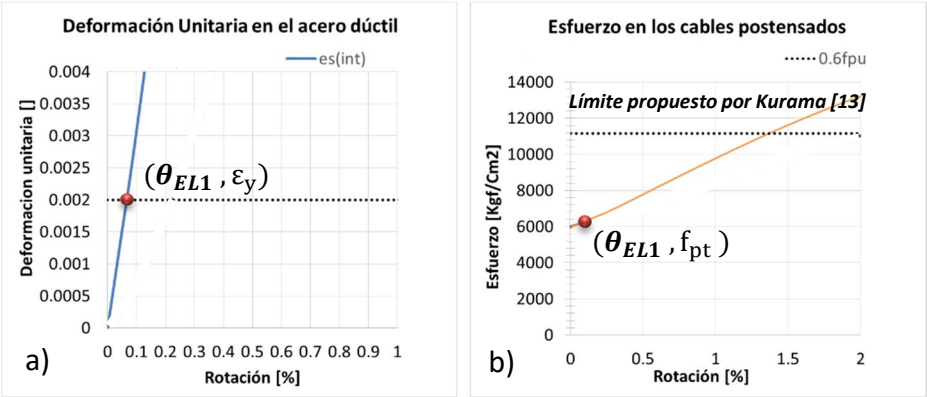


Figura 5-3: Muro A: Punto de fluencia de las barras de acero dulce y esfuerzos en los cables postensados. Para verificar criterios de diseño

Se observa que la barra de acero dulce más solicitada comienza a fluir cuando la unión ha alcanzado una rotación θ_{EL1} = 0.1%. Se verifica que para este nivel de rotación el esfuerzo en el tendón más solicitado es menor que $0.6f_{pu}$ (Figura 5-4):

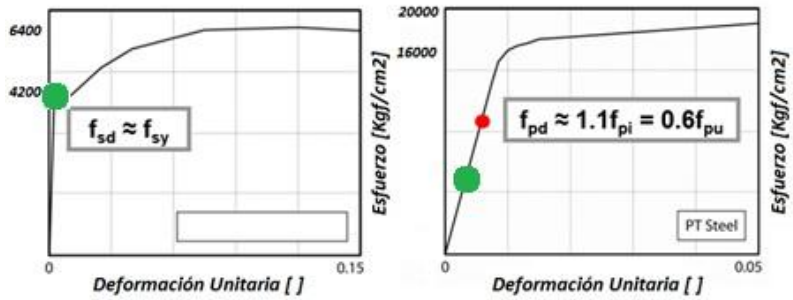


Figura 5-4: Verificación del estado límite de fluencia de las barras de acero dulce en el muro mecedor A

En la Figura 5-5 se puede ver que el acortamiento unitario del hormigón es menor que $\varepsilon_c = 0.002$, manteniéndose bajo el límite recomendado por Kurama et. al. [16] al fluir las barras de acero dulce.

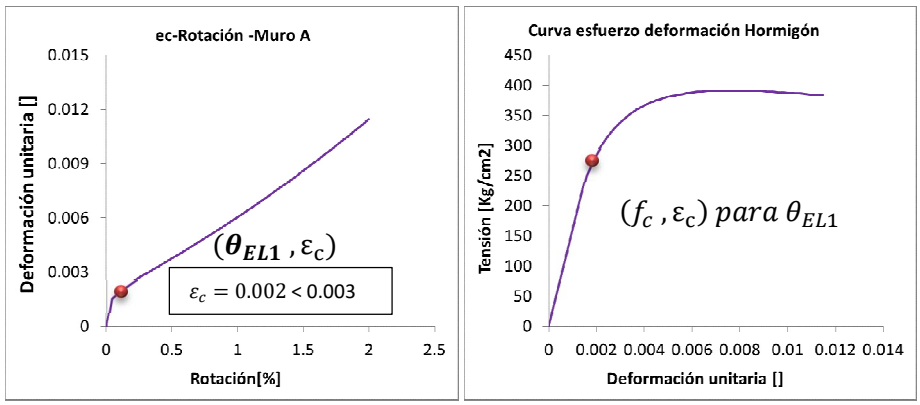


Figura 5-5: Estado límite de fluencia de las barras de acero dulce: comportamiento del hormigón confinado

5.3.3. Estado límite último

En la Figura 5-6a se muestra el alargamiento unitario de la barra de acero dulce más alejada del borde comprimido a medida que la unión híbrida rota, la Figura 5-6b muestra el alargamiento unitario del cable postensado más alejado del borde comprimido.

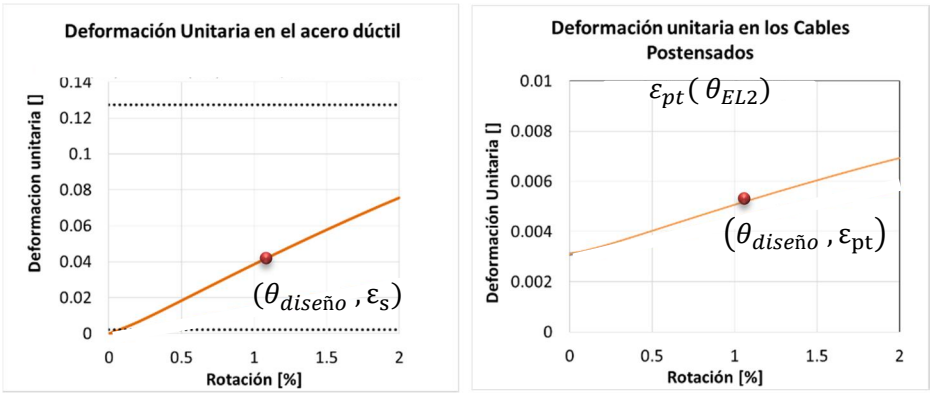


Figura 5-6: Muro A: Verificación de la deformación unitaria de las barras de acero dulce y esfuerzos en los cables postensados en El Estado límite último.

Se observa que la barra más extrema de acero dulce alcanza un alargamiento unitario de $\varepsilon_s = 0.042$ cuando la sección ha llegado a su rotación de diseño $\theta_{diseño} = 1.1\%$ muy alejado del estiramiento máximo definido para este estado límite ($0.85\varepsilon_{su}$). Se verifica que el estiramiento unitario del tendón postensado más traccionado es $\varepsilon_p = 0.0055$ siendo menor que 1% (Figura 5-7) cumpliéndose los requisitos de diseño.

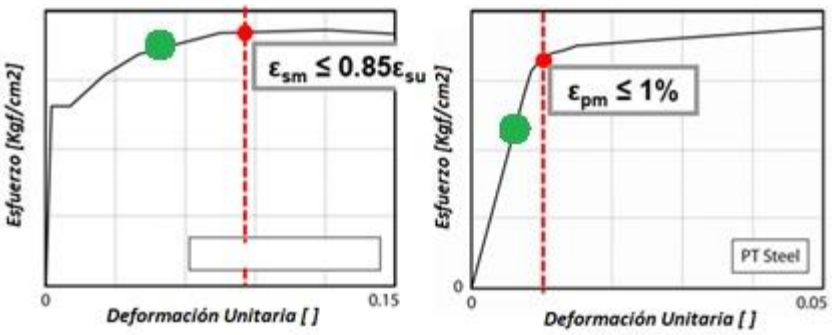


Figura 5-7: Verificación del estado limite último en el muro mecedor A

En la Figura 5-8 se muestra el punto más solicitado del bloque comprimido de hormigón, verificándose que el alargamiento unitario en este punto es $\varepsilon_c = 0.0065$, siendo menor que el límite propuesto por el Decreto N°61[21] y menor que el valor recomendado por Kurama et. al. [16] (θ_{EL2}).

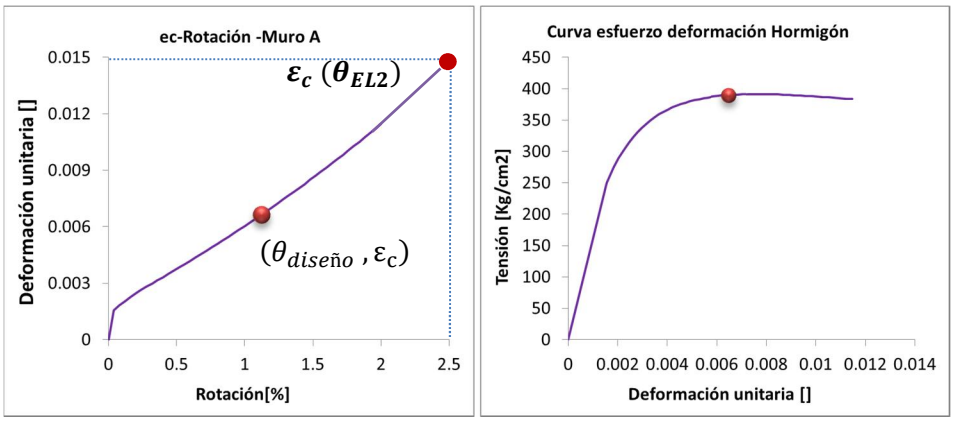


Figura 5-8: Estado limite último: comportamiento del hormigón confinado

Se desprende también que la rotación asociada al estado límite último queda determinada por el inicio de la ruptura del bloque comprimido de hormigón cuando se ha alcanzado un 2.5% de rotación, $\theta_{EL2} = 2.5\%$.

5.3.4. Diseño al corte por capacidad

El muro debe tener una resistencia al corte suficiente que permita que se levante en su base hasta desarrollar su capacidad de deformación no lineal, sin fallar al corte.

$$V_{cap} = \Omega \omega V_{red} \quad \Omega = \frac{M_{mp}}{M_{sxred}}$$

El refuerzo necesario para resistir el corte es igual al calculado para muros tradicionales.

Muro	w	V_e	M_e	M_{max}	$V_{capacidad}$	Refuerzo horizontal
Muro A	1.8	92	1570	3300	340	$2\phi 10@12$

5.3.5. Diseño al corte por deslizamiento

Por otro lado, para prevenir un deslizamiento de la unión mientras el muro alcanza su desplazamiento de diseño, la resistencia al corte de la unión V_{ss} debe ser mayor que la demanda de corte en la interfaz V_{jm}, esta demanda corresponde al corte asociado al estado límite último de la sección o V_{cap}:

$$\phi_s V_{ss} > V_{jm}$$

$$\phi_s V_{ss} = \phi_s \mu_{ss}\left(A_s f_y + A_{pt} f_{pt}\right) > V_{cap}$$

$$0.375\left(A_s f_y + A_{pt} f_{pt}\right) > V_{cap}$$

$$445\ [T] > (V_{cap} = 320\ [T]) > OK$$

5.3.6. Fuerza mínima de postensado.

El cable postensado debe cerrar la sección después del sismo, para ello debe ser capaz de llevar a la armadura especial a la fluencia en comprensión.

$$A_{ps} f_{se} = A_s f_u - 0{,}9 N_c$$

El miembro derecho de la ecuación (2.6) representa la capacidad resistente a rotura de las barras disipadoras. A_{ps} es el área de acero postensados y N_c es el peso propio del muro más las cargas permanentes.

5.4. Diseño del Muro B

5.4.1. Momento-rotación

En la Figura 5-9 se muestra el momento asociado a la rotación de diseño de la unión híbrida ($\theta_{Diseño}$, $M_{\theta diseño}$) del Muro Mecedor B, igual a 2680 [Tm]. Como se indicó en Figura 5-9 se deben verificar los estados límites para esta condición de diseño.

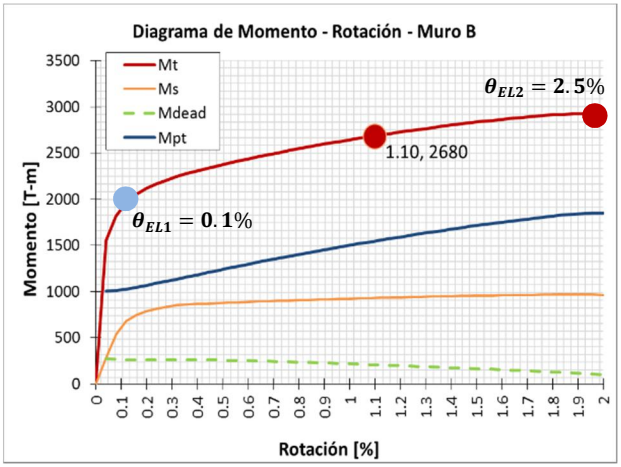


Figura 5-9: Diagrama de momento - rotación del muro mecedor MURO B.

Debido a la geometría y solicitaciones, como es de esperar, el diseño de ambos muros es similar:

5.4.2. Fluencia de las barras de acero dulce

La Figura 5-10a muestra los alargamientos unitarios de la barra de acero dulce más alejada al borde comprimido a medida que la unión híbrida del Muro B se abre. La Figura 5-10b muestra los esfuerzos en el tendón más alejado del borde comprimido, respectivamente.

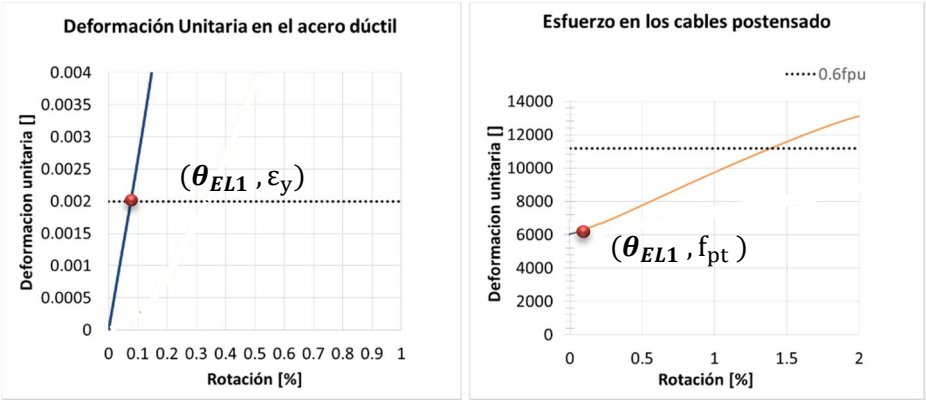


Figura 5-10: Muro B: Punto de fluencia de las barras de acero dulce y esfuerzos en los cables postensados. Para verificar criterios de diseño

Se observa que la barra de acero dulce más solicitada comienza a fluir cuando la sección ha alcanzado una rotación del θ=0.1%. Se verifica que para este nivel de rotación el esfuerzo en el tendón más solicitado es menor que $0.6f_{pu}$ (Figura 5-11).

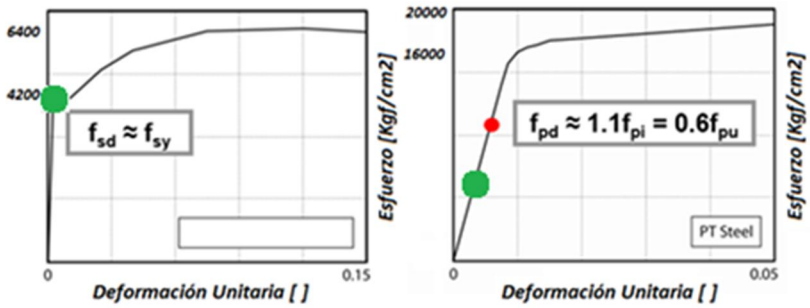


Figura 5-11: Verificación del estado límite de fluencia de las barras de acero dulce en el muro mecedor B.

En la Figura 5-12 se muestra el punto más solicitado del bloque comprimido de hormigón correspondiente al borde del Muro B. se verifica que el estiramiento unitario de este punto es $\varepsilon_c = 0.0065$, siendo menor que el límite propuesto por el Decreto N°61[21] y menor que el valor recomendado por Kurama et. al. [16].

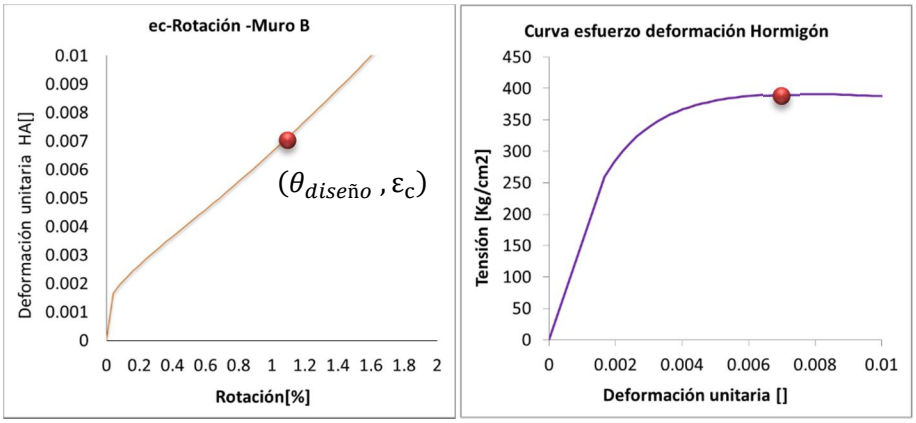


Figura 5-12: Estado límite de fluencia del acero dulce: comportamiento del hormigón confinado

En la Figura 5-8 se muestra el punto más solicitado del bloque comprimido de hormigón. Se verifica que el estiramiento unitario de este punto es $\varepsilon_c = 0.0065$, siendo menor que el límite propuesto por el Decreto N°61[21] y menor que el valor recomendado por Kurama et. al. [16].

5.4.3. Estado límite último

En la Figura 5-13a se muestra el alargamiento unitario de la barra de acero dulce más alejada del borde comprimido a medida que la unión híbrida rota, la Figura 5-13b muestra el alargamiento unitario del cable postensado más alejado del borde comprimido.

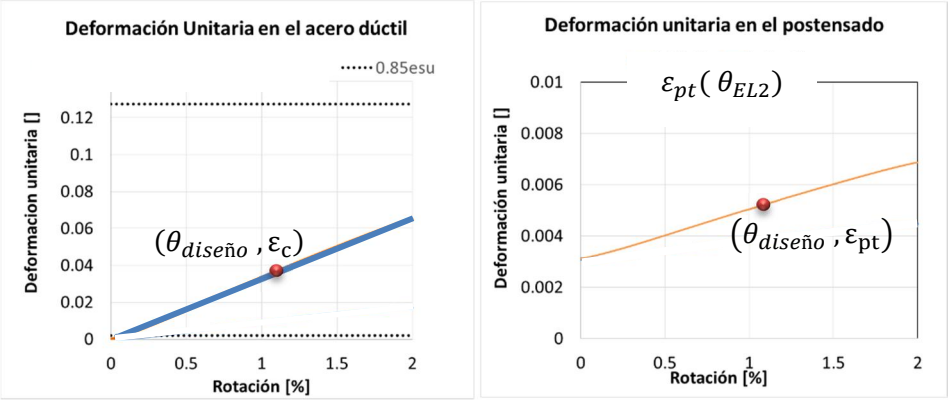


Figura 5-13: Muro B: Verificación de la deformación unitaria de las barras de acero dulce y esfuerzos en los cables postensados en El Estado límite último.

Se observa que la barra más extrema de acero dulce alcanza un alargamiento unitario de $\varepsilon_s = 0.04$ cuando la sección ha alcanzado una rotación de diseño $\theta_{diseño} = 1.1\%$. Se verifica que para este nivel de rotación el estiramiento unitario del tendón más traccionado es menor que 1% (Figura 5-14).

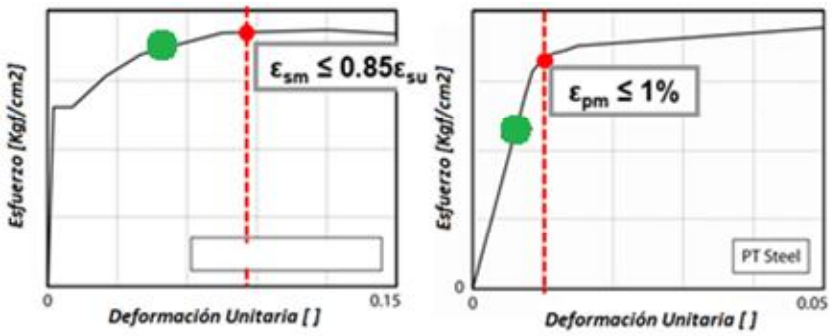


Figura 5-14: Verificación del estado limite último en el muro mecedor B

En la Figura 5-15 se muestra el punto más solicitado del bloque comprimido de hormigón. Se verifica que el acortamiento unitario de este punto es $\varepsilon_c = 0.007$ lo que está por debajo del límite propuesto por el Decreto N°61[21] y por debajo de lo recomendado en Kurama et. al. [16].

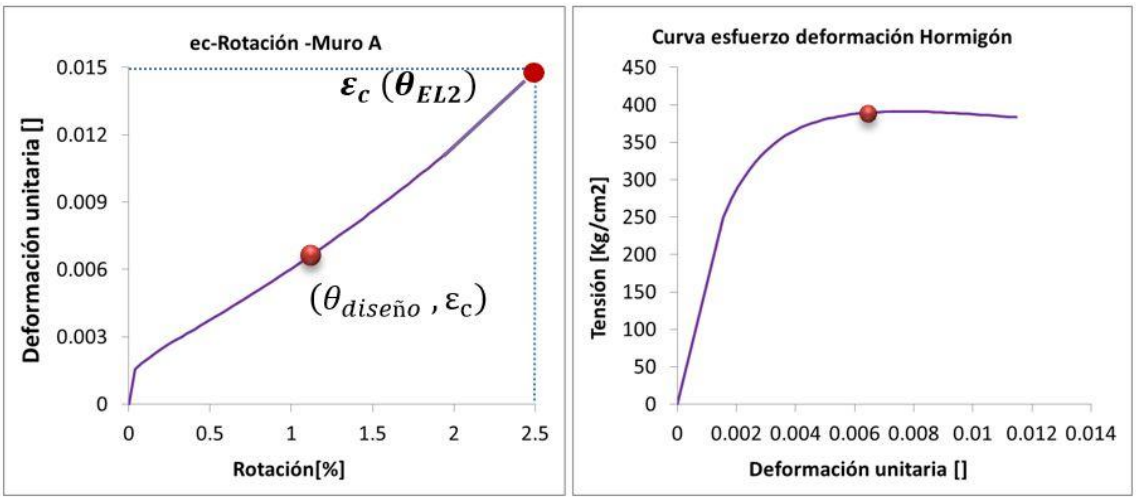


Figura 5-15: Comportamiento del bloque comprimido de hormigón

5.4.1. Diseño al corte por capacidad

El muro debe tener una resistencia al corte suficiente que permita que se levante en su base hasta desarrollar su capacidad de deformación no lineal, sin fallar al corte.

$$V_{cap} = \Omega \omega V_{red} \quad \Omega = \frac{M_{mp}}{M_{sxred}}$$

El refuerzo necesario para resistir el corte es igual al calculado para muros tradicionales.

Muro	w	V_e	M_e	M_n	$V_{capacidad}$	Refuerzo horizontal
Muro B	1.8	90	1670	2800	290	$2\phi 10@12$

5.4.1. Diseño al corte por deslizamiento

Por otro lado, para prevenir un deslizamiento de la unión mientras el muro alcanza su desplazamiento de diseño, la resistencia al corte de la unión V_{ss} debe ser mayor que la demanda de corte en la interfaz V_{jm}, esta demanda corresponde al corte asociado al estado límite último de la sección o V_{cap}:

$$\phi_s V_{ss} > V_{jm}$$

$$\phi_s V_{ss} = \phi_s \mu_{ss}\left(A_s f_y + A_{pt} f_{pt}\right) > V_{cap}$$

$$0.375\left(A_s f_y + A_{pt} f_{pt}\right) > V_{cap}$$

$$400\ [T] > (V_{cap} = 260\ [T]) > OK$$

5.4.2. Fuerza mínima de postensado.

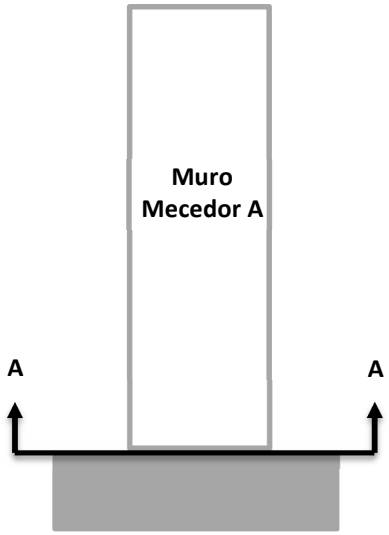
El cable postensado debe cerrar la sección después del sismo, para ello debe ser capaz de llevar a la armadura especial a la fluencia en comprensión.

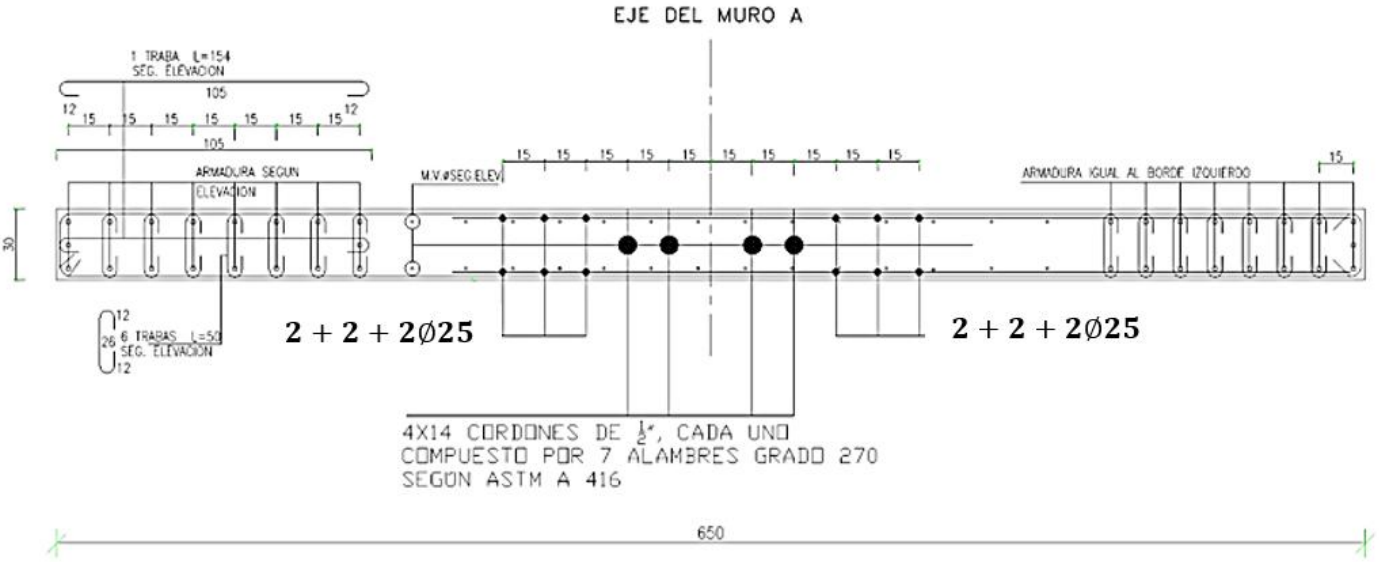
$$A_{ps} f_{se} = A_s f_u - 0{,}9N$$

5.5. Sección transversal en la base del Muro A y del Muro B

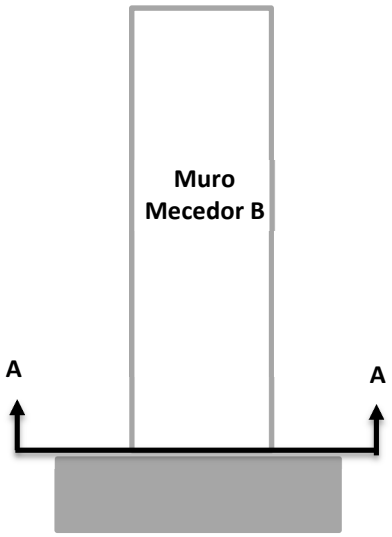
En la Figura 5.7.1 y en la Figura 5.7.2 se muestran las secciones transversales de los muros Mecedores A y B.

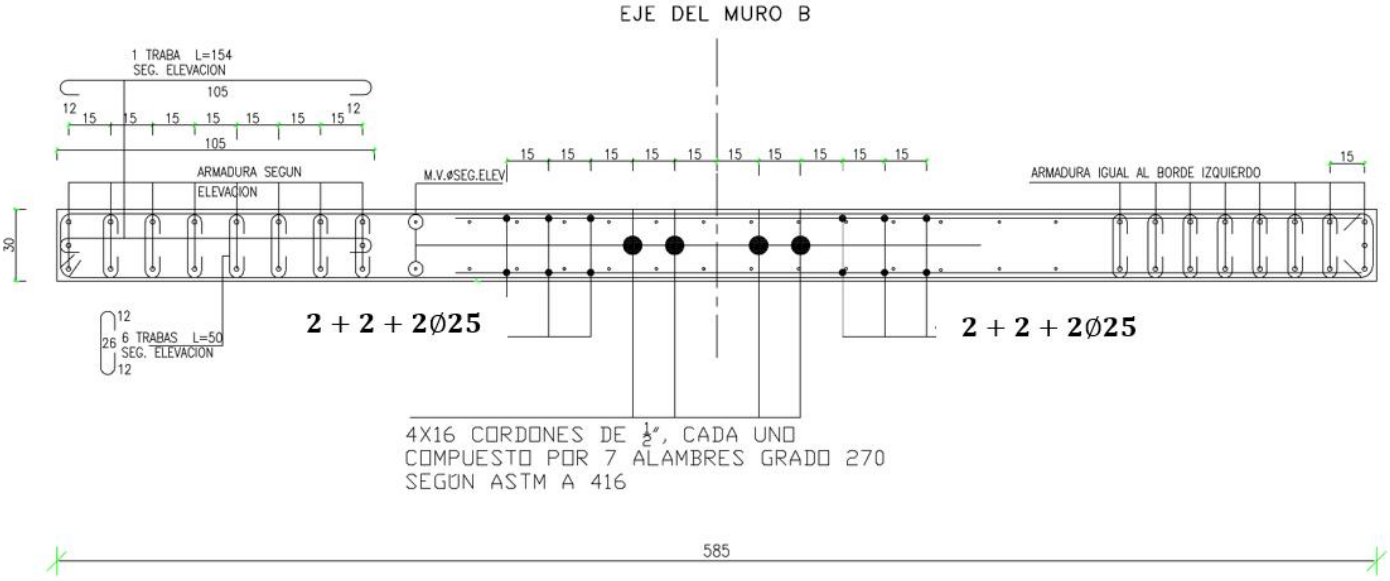
5.5.1. SECCIÓN TRANSVERSAL DEL MURO MECEDOR A, A-A	MURO A





5.5.2. SECCIÓN TRANSVERSAL DEL MURO MECEDOR B, A-A	MURO B





Capítulo VI: ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE LOS EDIFICIOS

Capítulo 6

Análisis Dinámico no Lineal de los Edificios

6.1. Análisis dinámico no lineal

Las posibles demandas de un terremoto severo se evaluaron mediante un análisis dinámico no lineal. El análisis se hizo con el programa RUAUMOKO 2D [29]. Los modelos de análisis de ambos casos se presentan en 6.2. Los registros de terremotos seleccionados se comentan en 6.3 y los resultados obtenidos se muestran de 6.4 a 6.9.

6.2. Modelo de análisis

Como modelo simplificado para el análisis se eligió un sistema estructural que está compuesto por los Muros A y B del edificio solamente. Como masa sísmica en cada piso se consideró una masa que de un periodo traslacional parecido al del edificio. La existencia de un diafragma rígido permite suponer que los desplazamientos laterales de todos los nudos en un mismo nivel son iguales.

La incursión no lineal del muro se supuso concentrada en la base, mediante un resorte rotacional que concentra la rotación plástica de la sección crítica del muro, que en realidad abarca un sector importante en la altura, del orden de una vez y media el largo del muro.

Para los muros tradicionales de hormigón armado se adoptó la ley de Takeda para la relación momento rotación en la base. En la Figura 6-1 se muestra un esquema que visualiza las hipótesis adoptadas para los muros tradicionales de hormigón armado.

Como en este modelo la rotación plástica del muro se considera concentrada en la base, los resultados no necesariamente corresponden a una respuesta real del muro, pero da un orden de magnitud de lo que podría esperarse. Los resultados deben ser utilizados con criterio considerando estas limitaciones.

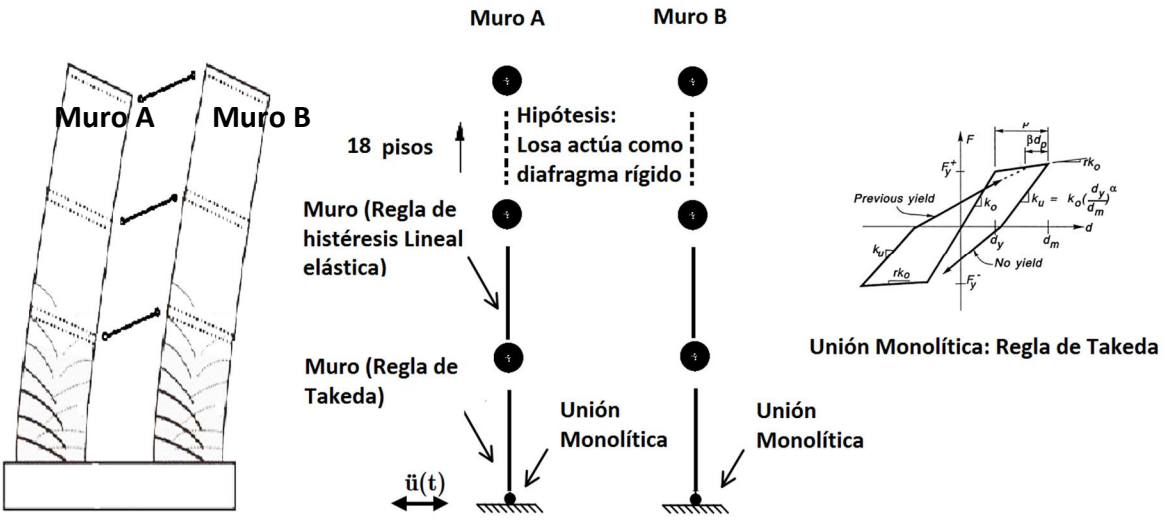


Figura 6-1 Modelo de análisis del edificio con muros tradicionales.

En cambio, en un muro mecedor la rotación plástica efectivamente se concentra en la base porque el muro se abre solamente en esa sección. En el modelo de análisis se usaron dos resortes rotacionales en paralelo, uno para considerar el efecto del cable de acero postensado y otro para las barras de disipación energía. En las Figuras 6-2 y 6.3 se incluyeron esquemas que ilustran las hipótesis adoptadas en el análisis.

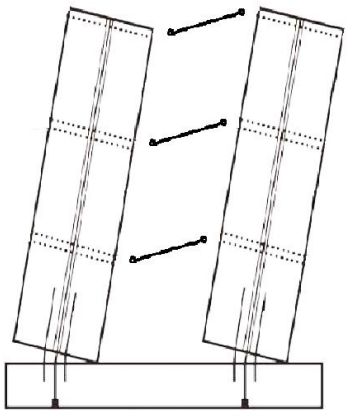


Figura 6-2: Esquema de la elevación de los muros mecedores.

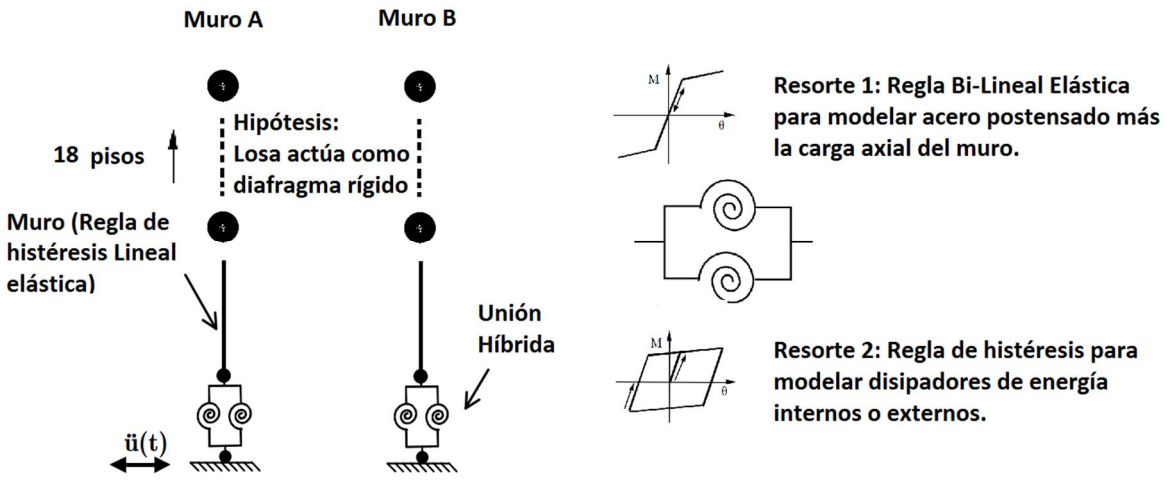


Figura 6-3: Modelo de análisis del edificio con muros mecedores.

Para los pisos superiores se supuso una respuesta lineal elástica con resistencia indefinida de manera de poder hacer una estimación de la resistencia que se necesitaría para que permanecieran elásticos, y de esta manera concentrar la incursión no lineal en la sección crítica.

6.3. Registros de Aceleración

El edificio está emplazado sobre un relleno de arenas densas en Viña del Mar, que se puede clasificar como tipo D. No hay registros de los terremotos en esa zona, el más cercano pero en distintas condiciones de suelo y profundidad de la roca basal está en el centro de Viña del Mar. Para el análisis dinámico se decidió escoger algunos registros conocidos que hubieran causado daños importantes en edificios similares al caso en estudio. El más severo disponible es el obtenido en el centro de Concepción. Otro registro de gran intensidad obtenido en 2010 es el de Constitución. Los registros de Northridge 1994 y Kobe 1995 han sido utilizados en varios estudios y sirven para visualizar una posible respuesta a sismos impulsivos, aun cuando no corresponden a la zona donde está el edificio, pero permite evaluar la eficiencia del tipo estructural estudiado en esas condiciones.

6.3.1. Registro de Concepción

El terremoto del Maule de 2010 ocurrió a las 03:34:08 hora local (UTC-3) del sábado 27 de febrero de 2010, con una magnitud de momento $M_w = 8{,}8$. El epicentro se ubicó en el mar, frente a las localidades de Curañipe y Cobquecura, cerca de 150 kilómetros al noroeste de Concepción, a 63 kilómetros al suroeste de Cauquenes, con una profundidad focal de 30 kilómetros. En la Figura 6-4 se muestra el registro obtenido en el centro de la ciudad de Concepción, donde hubo mucho daño en edificios de hormigón armado. El registro presenta una aceleración máxima de 0.4 g y una duración de 140 segundos aproximadamente.

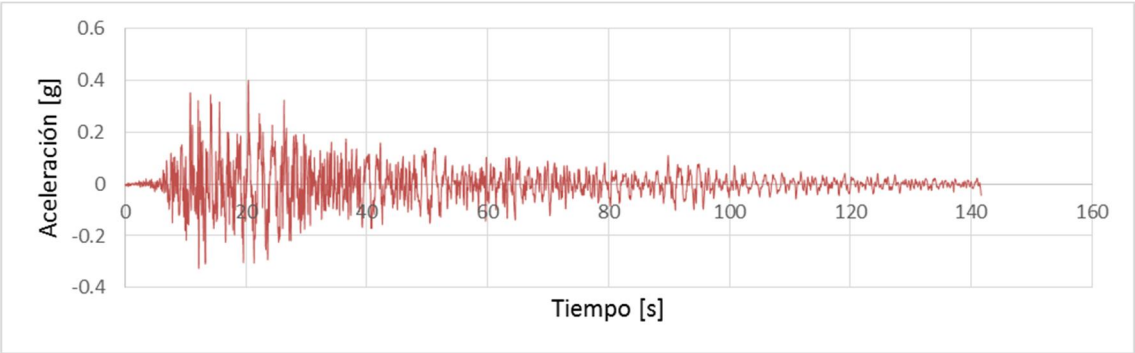


Figura 6-4: Terremoto del Maule 27 de febrero 2010. Registro de Aceleración Concepción, componente 1-L

6.3.2. Registro de Constitución

En la Figura 6-5 se muestra el registro de Constitución, Correspondiente al terremoto del Maule de 2010, tiene una duración de 140 segundos aproximadamente y una aceleración máxima de 0.54 g. La ciudad de constitución sufrió serios daños debido al terremoto, si bien en esta localidad no hay construcciones en altura, se ha escogido este registro por su gran intensidad.

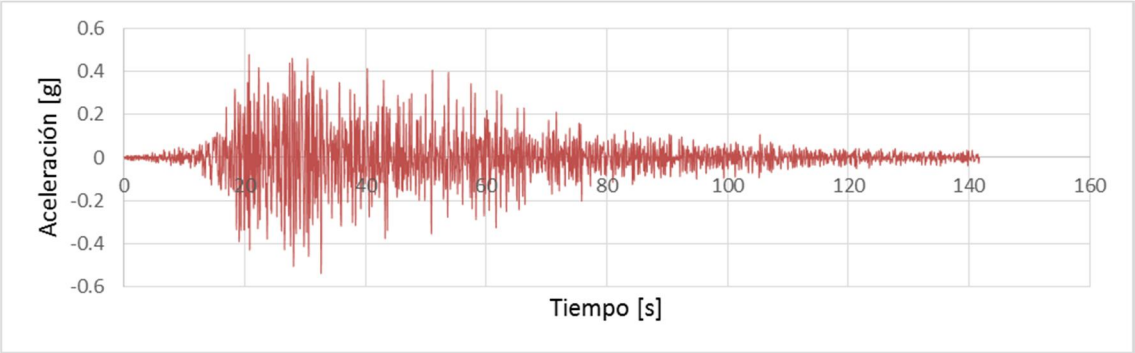


Figura 6-5: Terremoto del Maule 27 de feb 2010. Registro Aceleración Constitución, componente 1-L

6.3.3. Registro de Kobe

El terremoto de Kobe se produjo en Japón, M_w *6.9*. Ocurrió el 17 de Enero de 1995, tuvo una duración de 20 segundos aproximadamente, en la Figura 6-6 se muestra la componente N00E, con una aceleración máxima de 0.85 g aproximadamente.

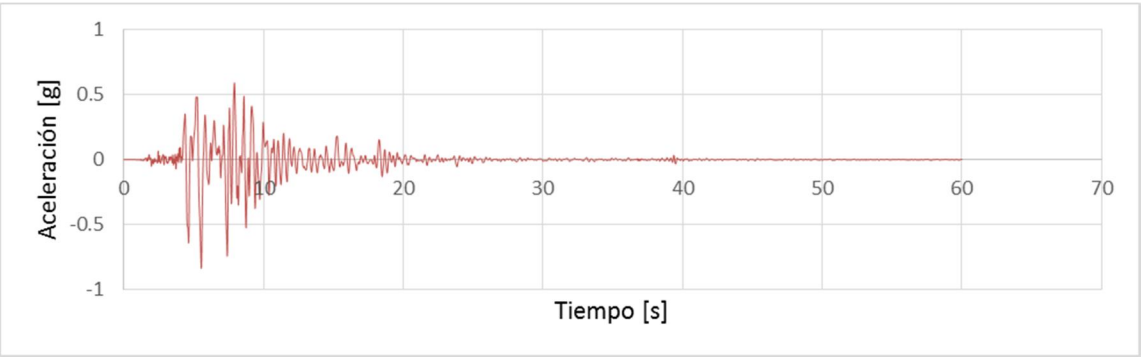


Figura 6-6: Terremoto de Kobe, Japón 1999. Registro de Aceleración Kobe, estación JMA, componente N00E

6.3.4. Registro de Northridge

El sismo de Northridge ocurrió el 17 de Enero de 1994 en el valle de San Fernando, Estados Unidos. El epicentro fue localizado a 1.6 kilómetros al suroeste de Northridge y a 32 kilómetros al noroeste de Los Ángeles, la magnitud Richter fue de 6.4, y $M_w = 6.7$. A pesar de su moderada magnitud y su corta duración provocó el derrumbe de varios estacionamientos, estructuras comerciales, un edificio habitacional, un hospital y nueve puentes.

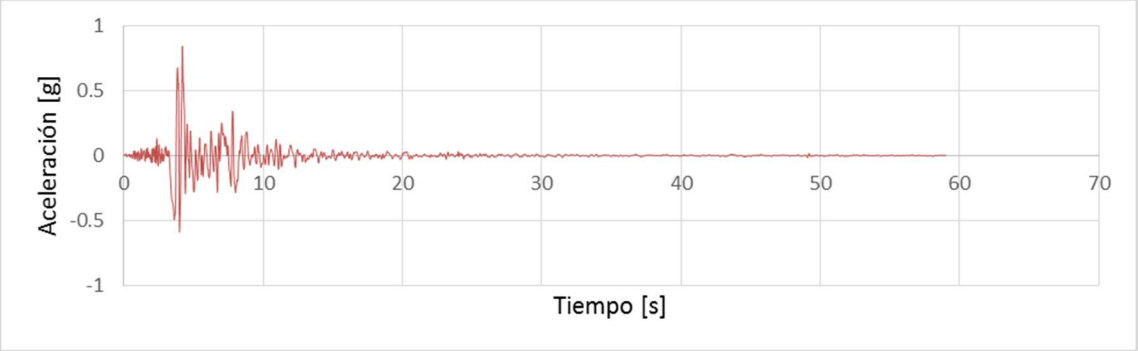


Figura 6-7: Terremoto del Northridge 1994. Registro de Aceleración Northridge, componente 1-L

En la Tabla 6-1 se muestran la aceleración máxima del suelo y la magnitud de momento de los registros elegidos para este caso.

Tabla 6-1: Características principales de los registros de aceleración utilizados en el Análisis Dinámico no Lineal

Estación	Concepción (SMA-1 5003)	Constitución (SMA-1 4598)	Kobe (JMA)	Northridge
Lugar	Chile VIII, Región	Chile VII, Región	Japón	Estados Unidos, California
Componente	1-L	1-L	N00E	1-L
Aceleración máxima [g]	0.40	0.54	0.84	0.84
Mw	8.8	8.8	6.9	6.7

6.4. Desplazamiento máximo de techo

La Figura 6-8 muestra los desplazamientos máximos del último piso de la estructura con muros tradicionales y con muros mecedores respectivamente

Los máximos desplazamientos laterales calculados para muros mecedores con los registros de Concepción, Constitución, Kobe y Northridge son 55, 33, 45 y 60 centímetros respectivamente. En los registros de Chile el máximo desplazamiento se alcanza a los 20 segundos de iniciado el temblor y el edificio continúa oscilando hasta los 140 segundos, con muchas incursiones dentro del rango no lineal, y queda oscilando en torno a un valor distinto de cero. En el caso de Northridge y Kobe, de corta duración, el desplazamiento lateral máximo se alcanza rápidamente, a los cinco y diez segundos respectivamente, con solo una gran incursión dentro del rango no lineal de respuesta. El desplazamiento lateral remanente fue muy pequeño, cuatro a nueve centímetros, valores aceptables que no justifican el uso de muros mecedores desde ese punto de vista. Los desplazamientos de la estructura con muros mecedores son nulos (Figura 6-9).

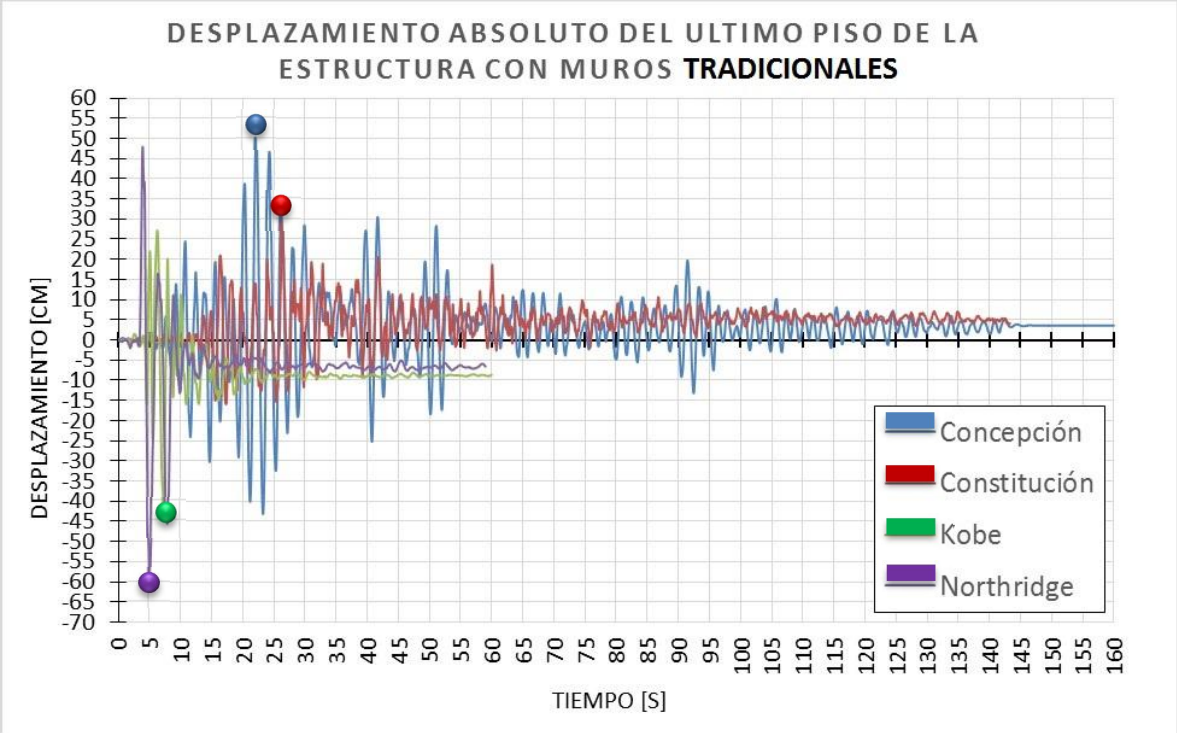
Como la única diferencia en el análisis de ambos sistemas está solo en el resorte en la base que concentra las rotaciones no lineales, con una ley diferente, no es extraño que los resultados del análisis sean similares, como se puede ver en la respuesta calculada para muros tradicionales en la Figura 6-9.

En la Tabla 6-2 se comparan los máximos desplazamientos laterales calculados para ambos sistemas.

Un 1% de desplazamiento lateral es un valor global que se puede relacionar con una respuesta operacional, solo con el registro de Northridge se supera ese valor. El diseño resulta adecuado para los registros del terremoto de Chile 2010 considerados en el análisis.

Tabla 6-2: Desplazamiento máximo en el techo para el registro de Concepción, de Constitución, de Kobe y de Northridge.

Registro	Desplazamiento máximo [cm]. muros tradicionales	%H	Desplazamiento máximo [cm]. muros mecedores	%H
Concepción	50	1.1%	53	1.2%
Constitución	30	0.7%	30	0.7%
Kobe	42	0.9%	57	1.3%
Northridge	62	1.4%	76	1.7%



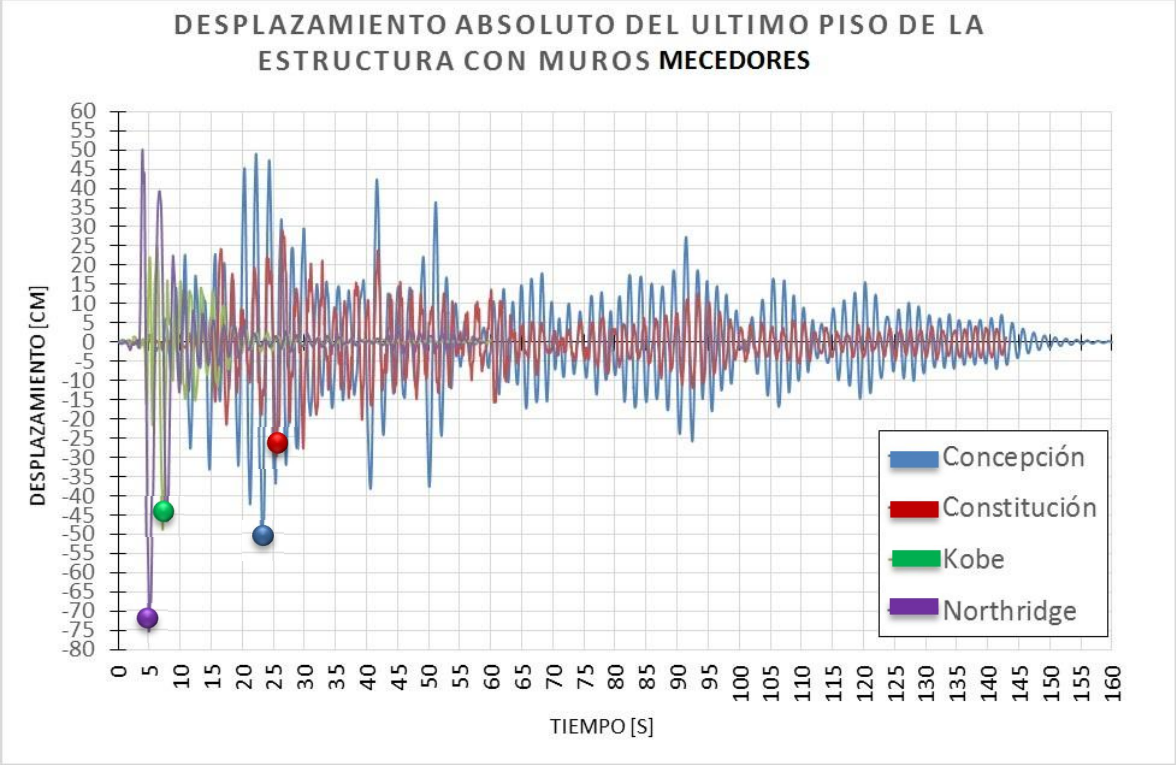


Figura 6-8: Desplazamiento Máximo de Techo para todos los registros para la estructura con muros tradicionales y con muros mecedores.

6.5. Envolvente de desplazamientos

En la Figura 6-9 se dibujaron las envolventes de desplazamientos laterales del edificio con muros tradicionales y con muros mecedores para todos los registros, indicándose con un punto el desplazamiento de diseño δ_u del Decreto D60 para el edificio diseñado en zona 3 y suelo clase D, que sería la condición de diseño para un edificio donde se registró el terremoto de 2010 en Concepción Centro. Se puede considerar que el valor es adecuado para fines de diseño. Para una situación similar a la zona donde se registró Northridge el diseño debiera ser diferente.

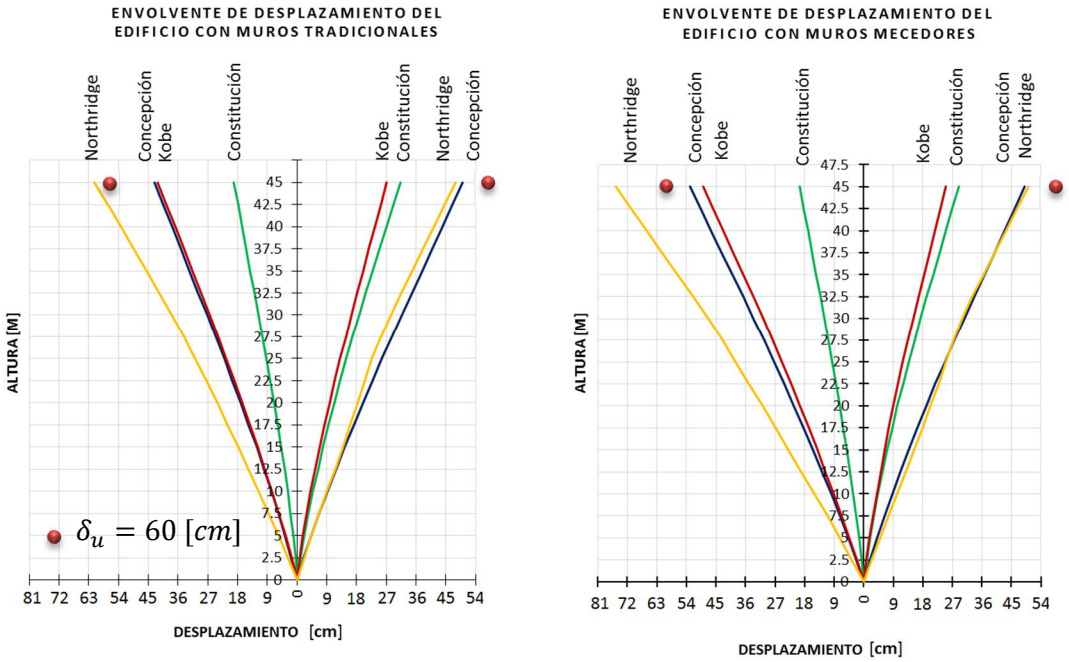


Figura 6-9: Envolvente de desplazamiento máximo del edificio. Todos los registros

6.6. Desplazamientos relativos de entrepiso

El daño en los elementos no estructurales se puede relacionar con los desplazamientos relativos de entrepiso. En la Figura 6-10 se dibujaron los valores calculados con los diferentes registros usados en el análisis.

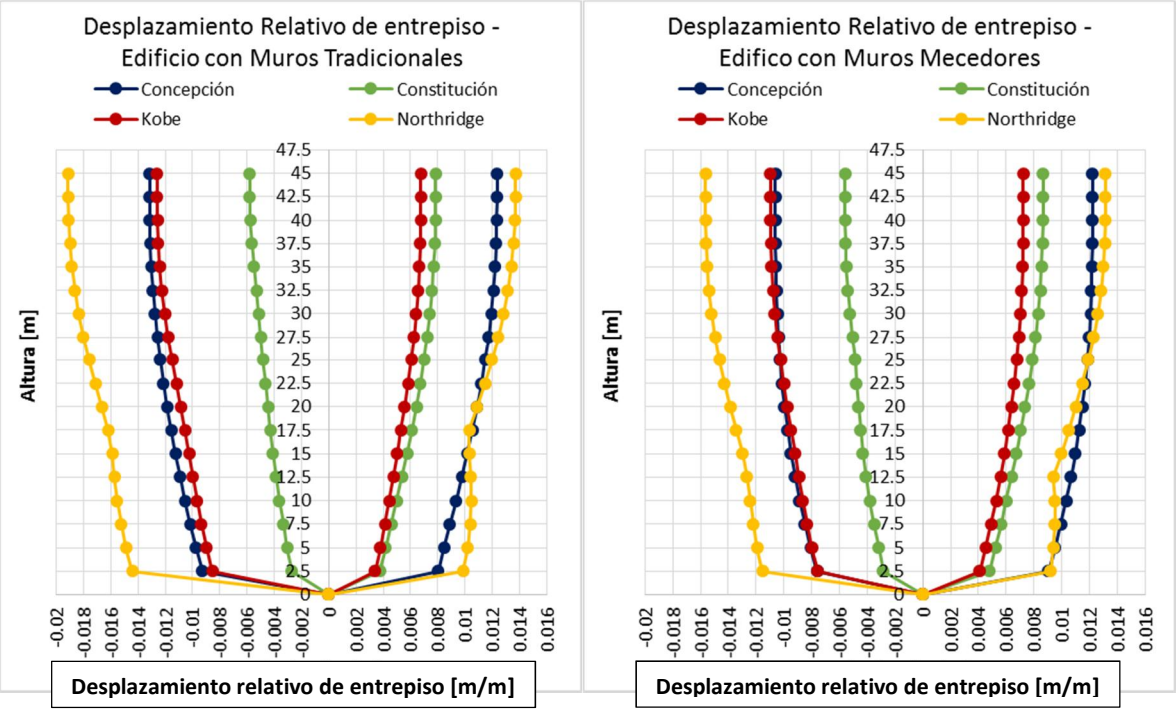


Figura 6-10: Desplazamientos relativos de entre piso

Los valores de la Figura 6-10 muestran que la rotación se concentra en la base permaneciendo los desplazamientos laterales en la altura más o menos constantes, eso indica que el edificio tiende a rotar como cuerpo rígido. Para los registros de Concepción y Northridge superan el uno por ciento, Constitución y Kobe llegan a un siete por mil. Esos valores se pueden relacionar con daños en las vigas de acoplamiento y en tabiques frágiles adheridos a la estructura. Usando muros mecedores solo se evita el daño estructural de un muro tradicional en su zona crítica.

6.7. Evaluación de los daños en los muros tradicionales

El daño estructural en la zona crítica de un muro tradicional se puede estimar a partir de los alargamientos unitarios calculados para el acero y el acortamiento unitario en el hormigón en los bordes comprimidos. En las Tablas 6-4 y 6-5 se resumen los criterios propuestos por Restrepo (25).

En la Figura 6-11 se agregaron los estados límites definidos en las Tablas 6-3 y 6-4 de manera de evaluar el posible daño que ocurriría en un muro tradicional y resaltar las ventajas de diseñar los muros de un edificio de hormigón armado como mecedores.

En ambos muros, para el registro de **Northridge**, el acortamiento unitario del hormigón es aproximadamente 0.004 (ciii), sin descascaramiento o delaminación del recubrimiento. La deformación del acero supera el 1% (sii) dejando como resultado grietas residuales que no requerirían reparación posterior, obteniéndose una respuesta de ocupación inmediata.

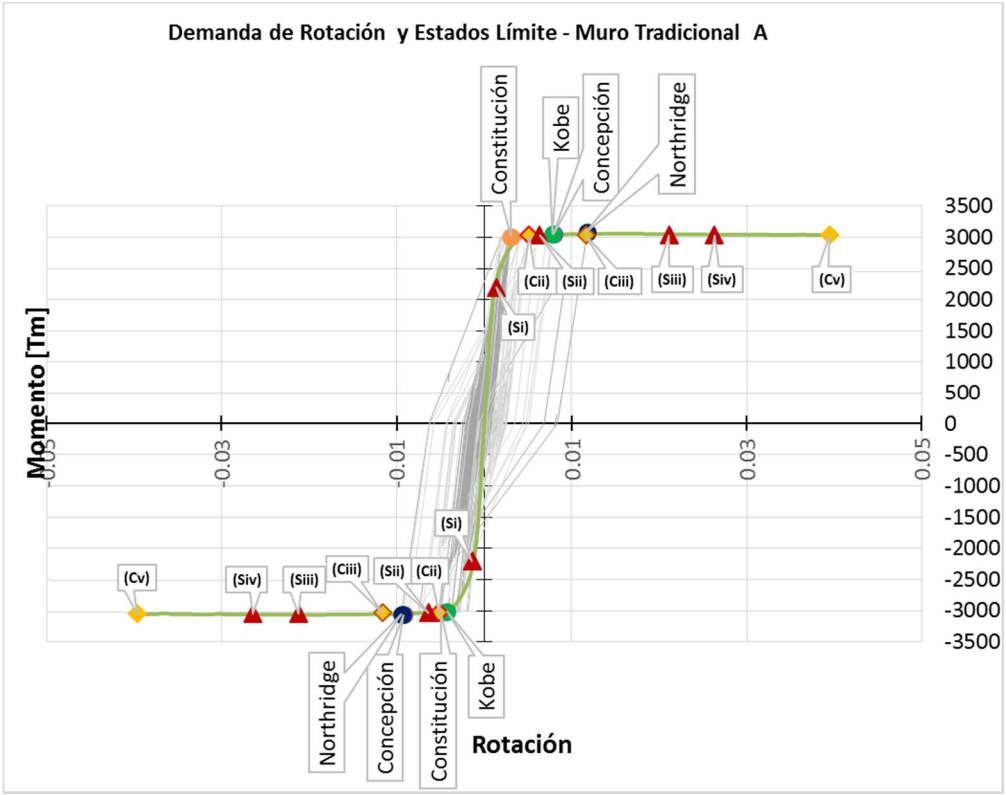
Para el registro de **Concepción y Kobe**, el Muro A presenta un acortamiento unitario del hormigón menor que 0.002 (cii), sin daños en el hormigón. La deformación del acero supera el 1% (sii) dejando como resultado grietas residuales que requerirían reparación posterior.

Para el registro de **Concepción y Kobe**, el acortamiento unitario del hormigón del Muro B es levemente menor que 0.004 (ciii), sin pérdida del recubrimiento. La deformación del acero supera el 1% (sii) dejando como resultado grietas residuales que requerirían reparación posterior.

Para el registro de **Constitución**, la deformación unitaria del hormigón en el Muro A y en el Muro B alcanza un valor de 0.002 (cii), sin daños en el hormigón. La deformación del acero es menor que el 1% (sii), dejando como resultado grietas residuales que no requerirían reparación

La deformación $\varepsilon_c = 0.008$ no fue superada por ningún registro.

Se puede concluir que este edificio tendría una respuesta operacional ante un sismo como el de Concepción, y respondería sin daños en Constitución.



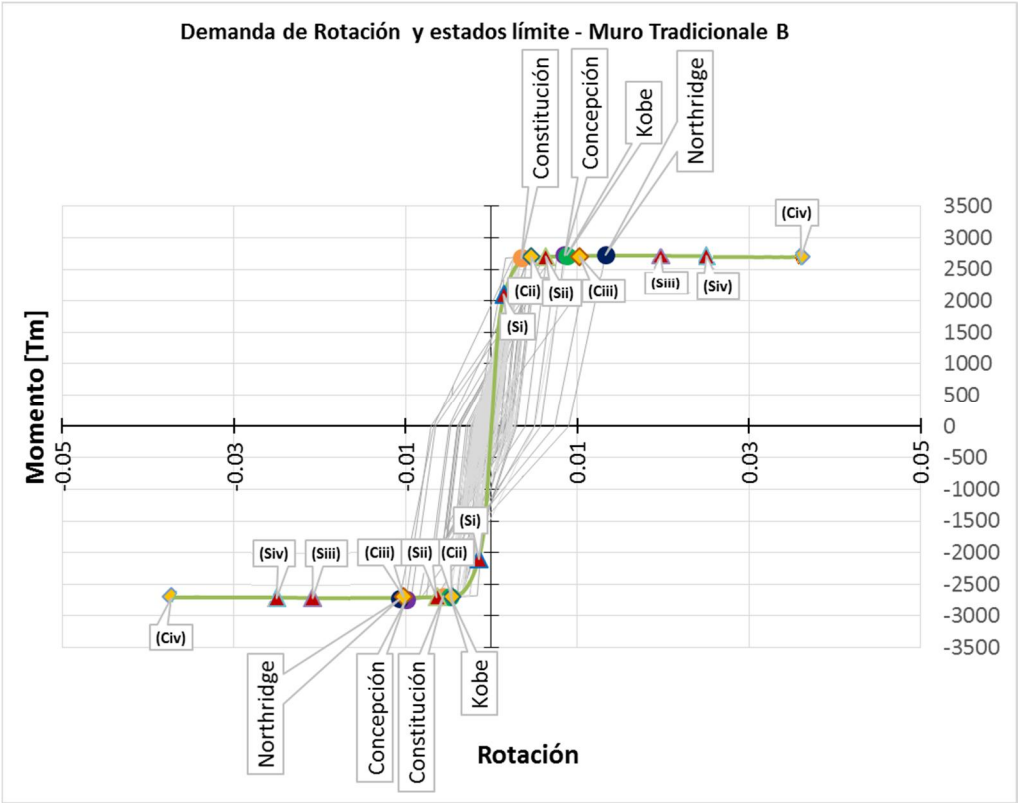


Figura 6-11: estados límite de los materiales – Muros A y B, Restrepo (rotación en [rad])

Tabla 6-3: Estados Límite en el Hormigón, propuestos por Restrepo [25]

Estado limite	**Consecuencia**	**Acción requerida**	**Rango de deformación del hormigón** (ε_c)
$(\mathbf{Ci})$ **Agrietamiento del hormigón**	Aparición de grietas	Ninguna	
$(\mathbf{Cii})$ **Esfuerzo máximo a compresión en el hormigón no confinado**	Ninguna	Quizá Ninguna	0.002
$(\mathbf{Ciii})$ **Descascaramiento inicial del recubrimiento**	Descascaramiento, se obtiene la capacidad nominal a flexión	Quizá ninguna	-0.004
$(\mathbf{Civ})$ **Delaminación del recubrimiento**	Delaminación del recubrimiento, exposición del refuerzo	Reparar y restaurar la protección del refuerzo contra la corrosión y fuego	>-0.004
$(\mathbf{Cv})$ **Aplastamiento del núcleo de concreto**	Pandeo del refuerzo longitudinal, posible deformación de los ganchos del refuerzo trasversal, pérdida rápida de la resistencia a la flexión. Fin de la capacidad de rotación.	Reparación exhaustiva o demolición	0.015

Tabla 6-4: Estados límite en el Acero de Refuerzo, propuestos por Restrepo [25]

Estado limite	**Consecuencia**	**Acción requerida**	**Rango de deformación del Acero** (ε_s)
$(\mathbf{Si})$ **Fluencia a tracción del refuerzo longitudinal en el extremo de la sección**	Aparecen algunas grietas residuales. Estas serán de un ancho menor a 0.2 [mm]	No se requiere ninguna acción	ε_y=0.002
$(\mathbf{Sii})$ **Deformación unitaria del 1% en la barra extrema en tracción**	Grietas residuales pueden alcanzar 0.8 [mm] de ancho.	Considere inyectar las grietas, especialmente si el medio ambiente es agresivo	ε_s=0.01
$(\mathbf{Siii})$ **Comienzo del pandeo**	Ninguna, imperceptible, lo único que se nota es la pérdida del recubrimiento	Se necesita restaurar el recubrimiento	ε_s=*0.03* $\varepsilon_s - \varepsilon_c \geq \frac{10 - \frac{S_h}{d_b}}{100}$
$(\mathbf{Siv})$ **Fractura del refuerzo longitudinal**	Pérdida rápida de la resistencia a la flexión. Fin de la capacidad de rotación	Reparaciones costosas, considere incluso la demolición del elemento.	ε_s=*0.05* $\varepsilon_s - \varepsilon_c = \frac{14 - \frac{4S_h}{3d_b}}{100} \leq \frac{\varepsilon_{su}}{2}$ $\lvert\varepsilon_c\rvert \geq 0.004$

Donde:

S_h : Separación longitudinal del confinamiento
d_b : Diámetro del refuerzo longitudinal
ε_{su} : Deformación última del acero (0.15)

6.8. Demandas de rotación

La rotación en la base de un muro mecedor se obtiene directamente del análisis. En un muro de hormigón armado es necesario relacionar la rotación del resorte con la curvatura en la sección crítica, para ello se ocupa el largo plástico, en este trabajo se tomó igual a la mitad del largo del muro $\frac{l_w}{2} = L_p$. En las Figura 6-12 a 6-16 se muestran las relaciones momento rotación en la base para un muro mecedor y momento rotación de la sección crítica en una altura igual al largo plástico para un muro tradicional. En las figuras se indicó con un punto rojo la rotación que corresponde al desplazamiento lateral de diseño en el techo, igual a $\theta_{diseño} = 1.1\%$.

Las rotaciones se presentan en radianes.

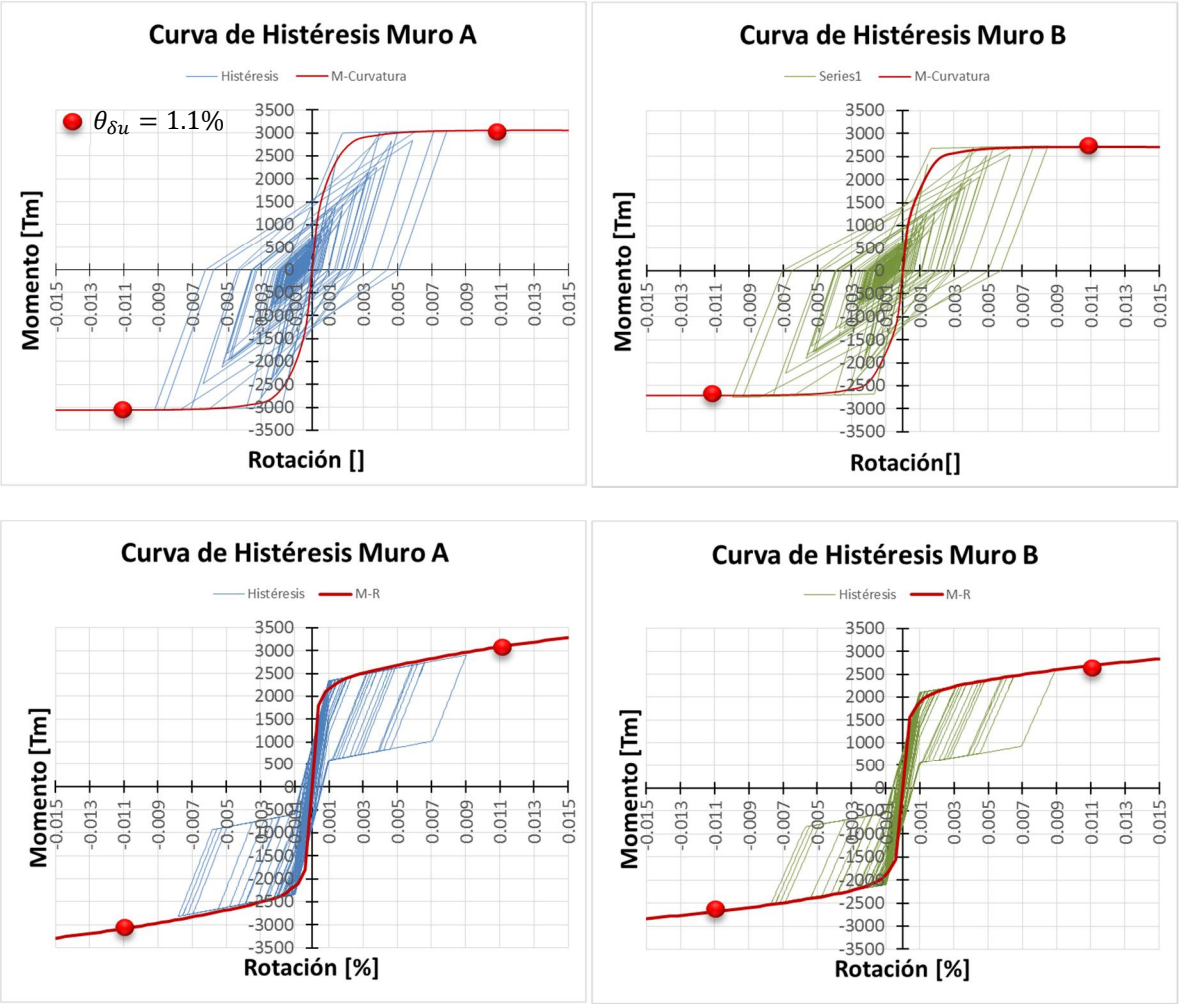


Figura 6-12: Demandas de rotación [rad] en los Muros A y B tradicionales y mecedores. Registro de Concepción

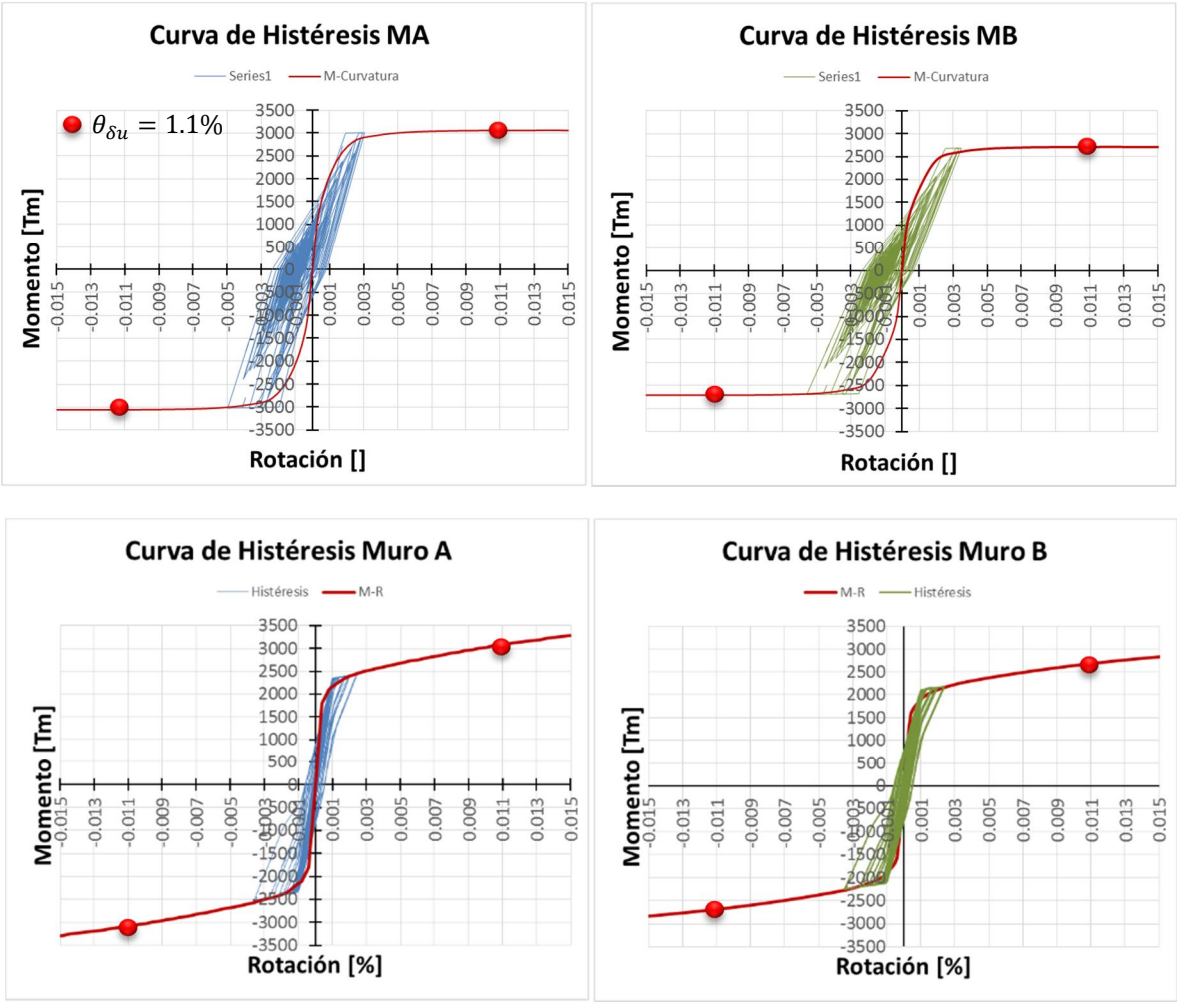


Figura 6-13: Demandas de rotación [rad] en los Muros A y B tradicionales y mecedores. Registro de Constitución

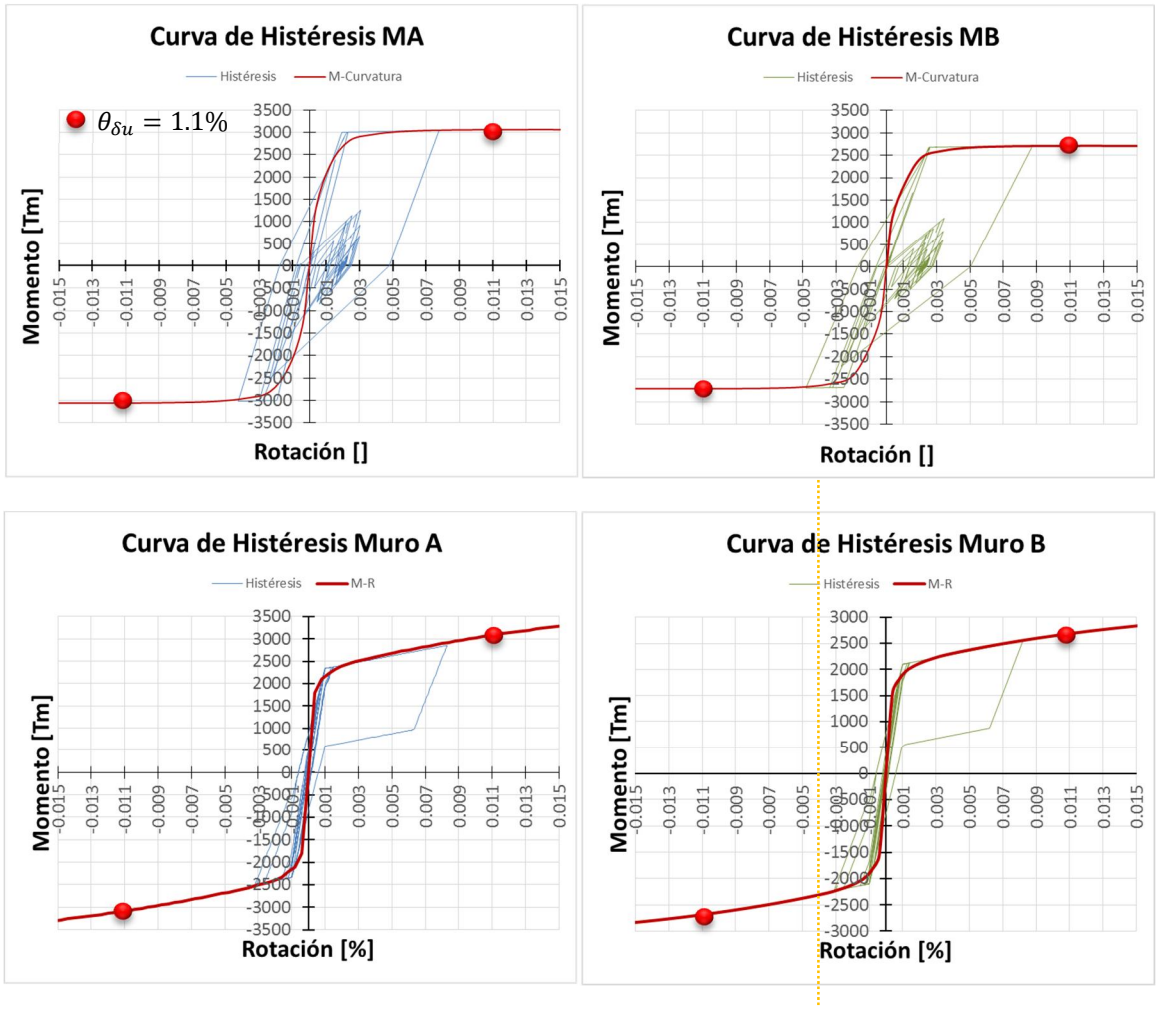


Figura 6-14: Demandas de rotación [rad] en los Muros A y B tradicionales y mecedores. Registro de KOBE

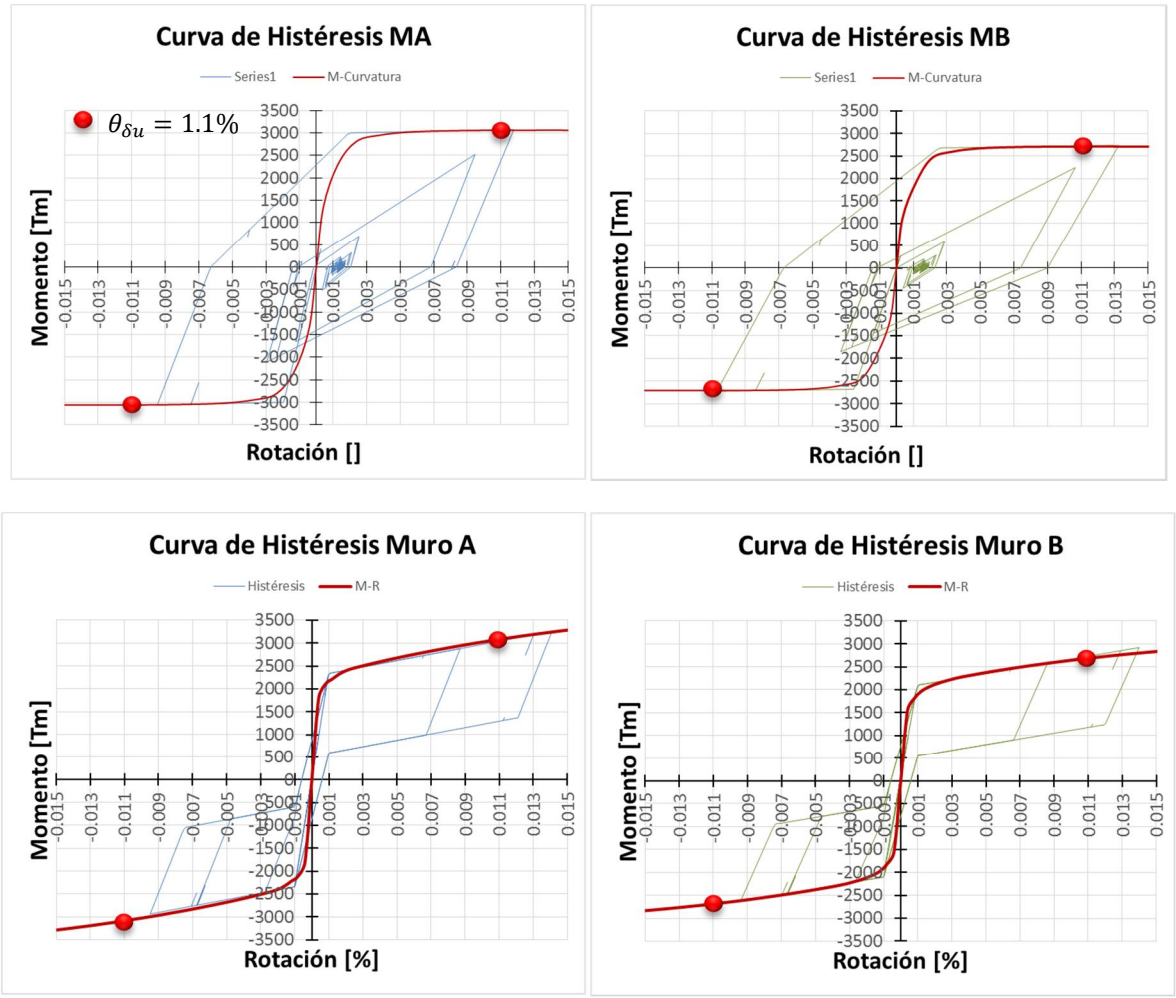


Figura 6-15: Demandas de rotación [rad] en los Muros A y B tradicionales y mecedores. Registro de Northridge

En la Tabla 6-5 se muestran las máximas rotaciones alcanzadas para cada registro y el momento a flexión correspondiente para los muros tradicionales, y en la Tabla 6-6 para los muros mecedores.

Tabla 6-5: Resumen de la demanda de rotación en los muros tradicionales

	Muro A				Muro B			
	Rot (%)	**Rot (%)**	**M (Tm)**	**M (Tm)**	**Rot (%)**	**Rot (%)**	**M (Tm)**	**M (Tm)**
Concepción	0.79	-0.92	3052	-3063	0.85	-0.10	2735	-2747
Constitución	0.30	-0.50	3009	-3023	0.35	-0.56	2685	-2696
Kobe	0.78	-0.43	3045	-3018	0.88	-0.48	2713	-2692
Northridge	1.18	-0.95	3076	-3058	1.32	-1.07	2737	-2723

Tabla 6-6: Resumen de la demanda de rotación en los muros mecedores

	Muro A				Muro B			
	Rot (%)	**Rot (%)**	**M (Tm)**	**M (Tm)**	**Rot (%)**	**Rot (%)**	**M (Tm)**	**M (Tm)**
Concepción	0.90	-0.78	2905	-2818	0.90	-0.77	2600	-2522
Constitución	0.25	-0.36	2440	-2521	0.24	-0.35	2184	-2256
Kobe	0.83	-0.32	2853	-2494	0.82	-0.31	2554	-2233
Northridge	1.41	-0.95	3259	-2936	1.40	-0.95	2918	-2630

La máxima rotación en la base en un muro tradicional no llega al uno por ciento, esperándose para esos registros una respuesta operacional de acuerdo a ese índice, salvo con el registro de Northridge que llega a un 1.4%, esperándose un mayor daño estructural en la zona plastificada del muro. Para un muro mecedor las rotaciones son similares, dado que la única diferencia en el modelo está básicamente en la disipación de energía que solo ocurriría en las barras especiales de acero dulce.

La rotación de diseño relacionada con el desplazamiento lateral de diseño $\theta_{diseño}$, parece ser un buen valor para los registros considerados.

En las **Error! Reference source not found.** y Figura 6-17 se dibujó en la envolvente de la relación momento rotación en la base los máximos valores de rotación alcanzados con los registros considerados. El registro de Constitución es el menos destructivo con una respuesta levemente mayor que lineal, prácticamente sin daño, el registro de Concepción es tan destructivo como Kobe y Northridge. Sólo con Northridge se supera la rotación relacionada con el desplazamiento de diseño del decreto D60.

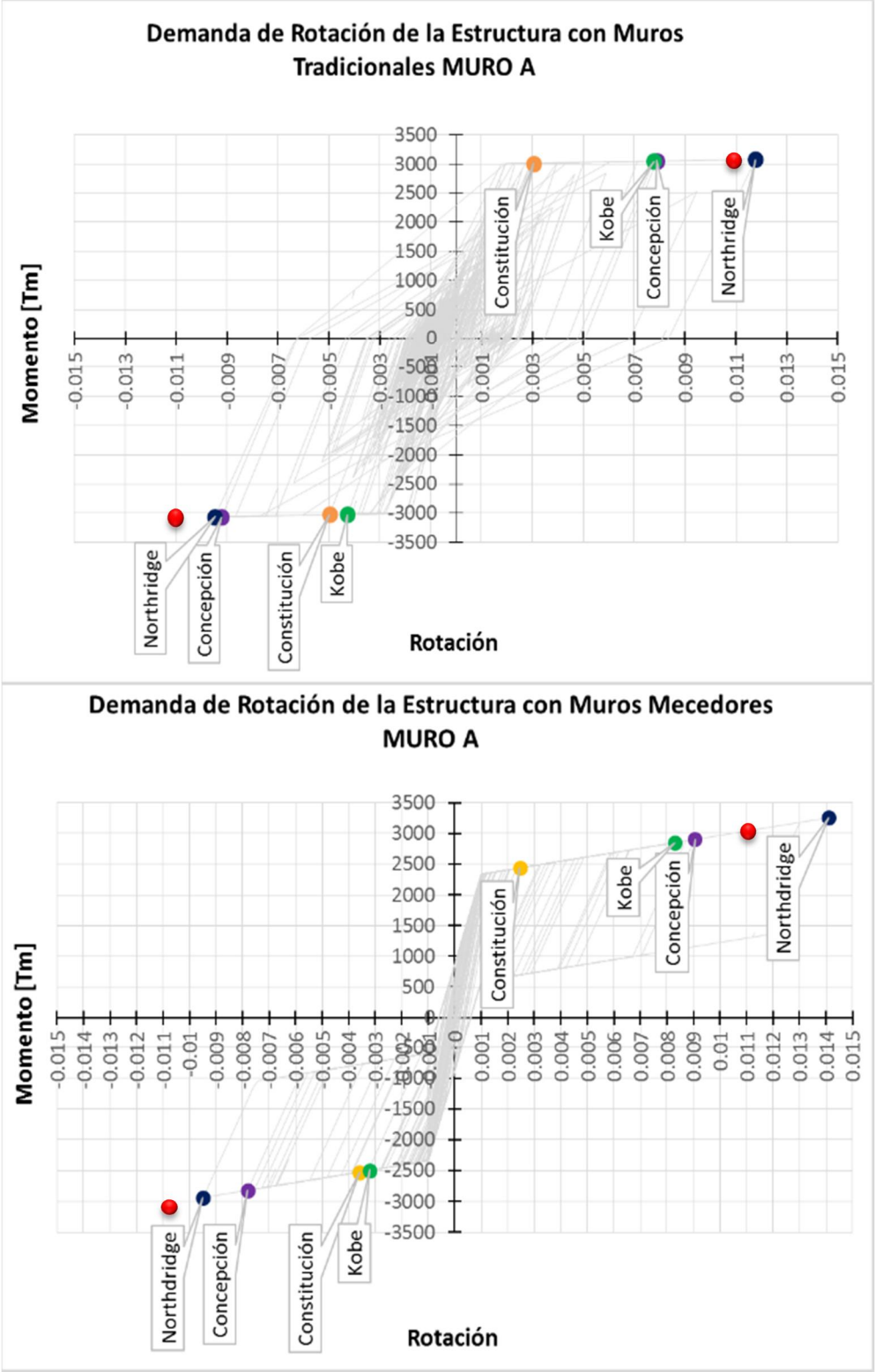


Figura 6-16: Demanda de rotación [rad] en el Muro A, diseñado de manera tradicional (arriba) y como muro mecedor (abajo), para todos los Registros.

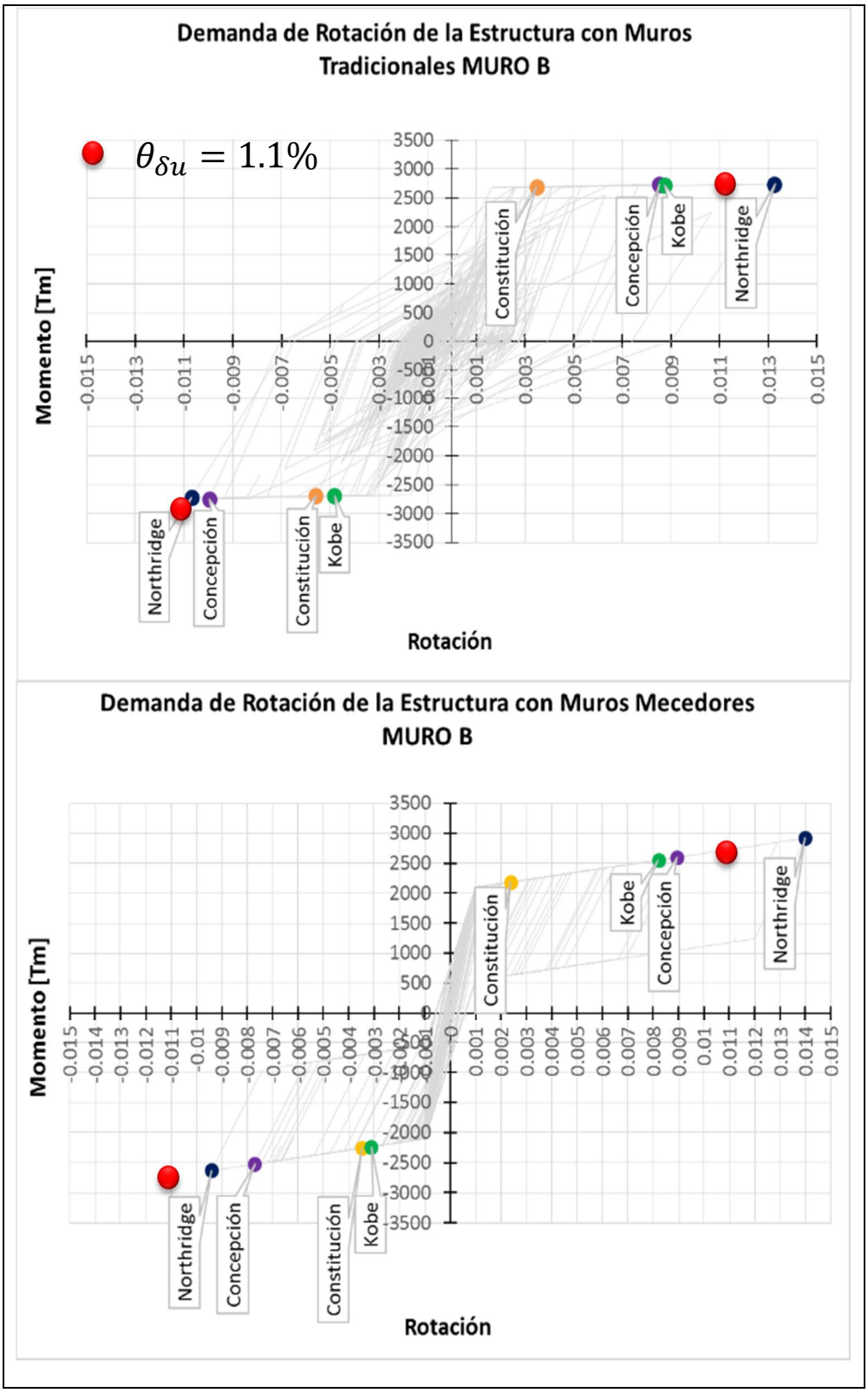


Figura 6-17: Demanda de rotación [rad] en el Muro B, diseñado de manera tradicional (arriba) y como muro mecedor (abajo), para todos los registros.

6.9. Demandas de resistencia

En la Figura 6-18 y en la Figura 6-19 se muestran las demandas de momento en los Muros A y B diseñados con la metodología tradicional y con la metodología para muros mecedores. Las demandas fueron calculadas con los registros de Northridge, Concepción, Constitución y Kobe (en azul, negro, amarillo y verde respectivamente). También se muestran las demandas de momento provenientes del análisis de la NCh433of.96Mod2009 [16] (líneas en rojo) y el momento nominal.

6.9.1. Demanda de momento

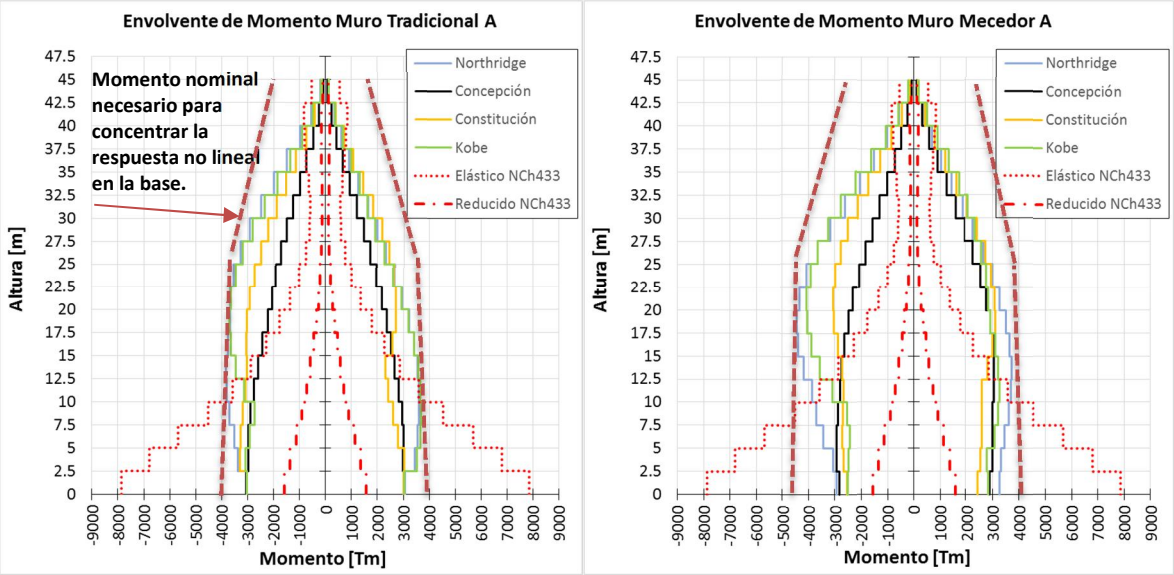


Figura 6-18: Demanda de momento en el Muro A, diseñado con la metodología tradicional (izquierda) y con la metodología para muros mecedores (derecha)

Las demandas de momento en los Muros A y B diseñados con la metodología tradicional y con la metodología para muros mecedores son similares para todos los registros, se observa que las demandas permanecen constantes hasta la mitad del edificio debido a la influencia de los modos superiores. Para mantener una resistencia a flexión que asegure que no habrá incursión en el rango no lineal en los pisos superiores, se recomienda reducir la resistencia en la altura de manera de llegar en la mitad de la altura sólo hasta un 80% de la resistencia a momento provista en la base de muro (Figura 6-18).

Se observa que al amplificar linealmente los valores del análisis dinámico lineal de la NCh433 hasta llegar al momento nominal en la base subestima la resistencia a la flexión en los pisos superiores necesaria para que el muro fluya solo en la sección crítica en la base.

Los resultados son similares para los muros mecedores.

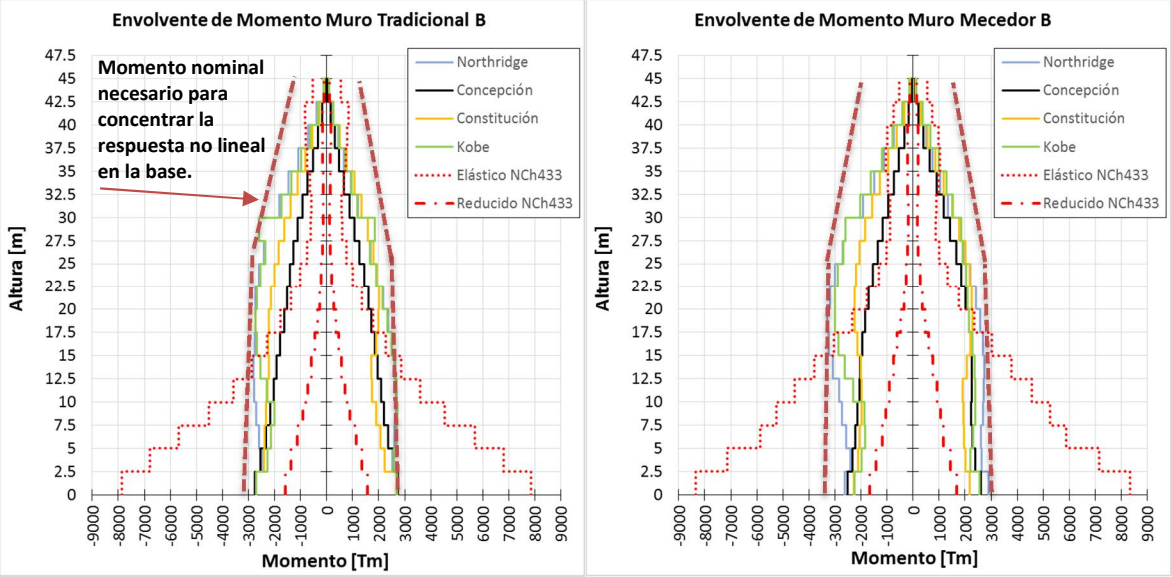


Figura 6-19: Demanda de momento en el Muro B, diseñado con la metodología tradicional (izquierda) y con la metodología para muros mecedores (derecha)

6.9.2. Demanda de corte

En la Figura 6-20 y en la Figura 6-21 se muestran las demandas de corte en los Muros A y B diseñados con la metodología tradicional y con la metodología para muros mecedores, calculadas con los registros de Northridge, Concepción, Constitución y Kobe (en azul, negro, amarillo y verde respectivamente). En las figuras se agregó la resistencia al corte de acuerdo a ACI318 [28], calculada como el corte último de diseño, proveniente de las combinaciones de cargas con valores mayorados, dividido por el factor de seguridad de los materiales, tomándose $\Phi = 0.6$ (líneas en rojo).

También se muestra la resistencia al corte, calculada con las disposiciones del corte por capacidad, se asegura una resistencia adecuada hasta la mitad de la altura del edificio para permitir que se desarrolle el momento nominal de la sección considerando la amplificación del momento debido a los modos superiores.

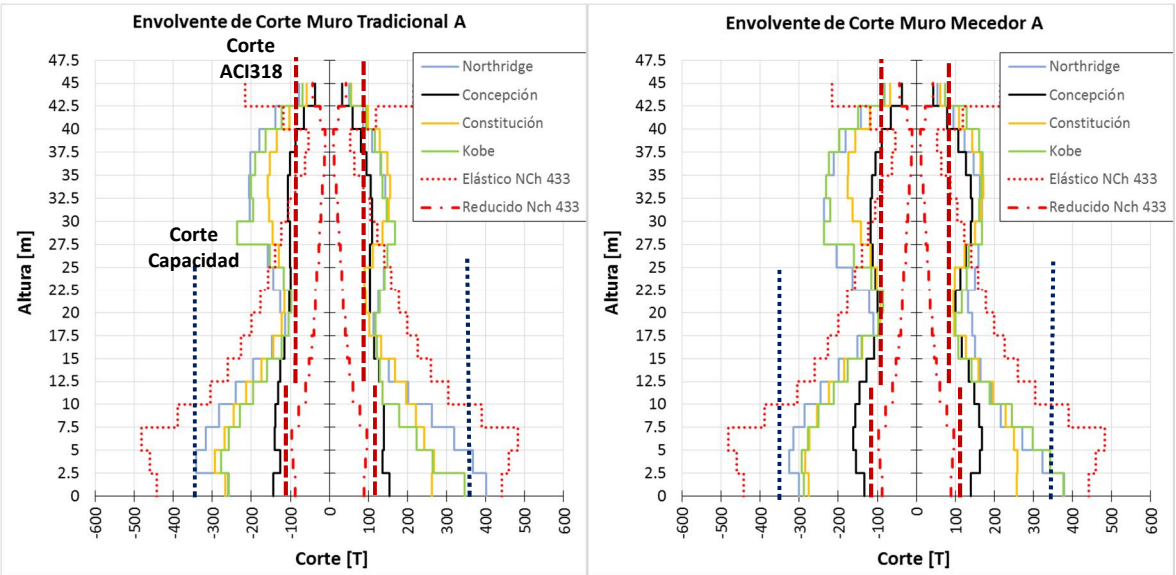


Figura 6-20: Demanda de corte en el Muro A, diseñado con la metodología tradicional (izquierda) y con la metodología para muros mecedores (derecha)

Las demandas de corte en el muro tradicional y en el muro mecedor son similares para todos los registros. Se observa que la resistencia al corte de acuerdo a ACI318 [28] subestima la demanda de corte en todos los pisos.

Por otro lado, el diseño por capacidad asegura una resistencia adecuada al corte producido por todos los registros. Los muros tradicionales y mecedores deben ser diseñados por capacidad para permitir la falla dúctil del muro.

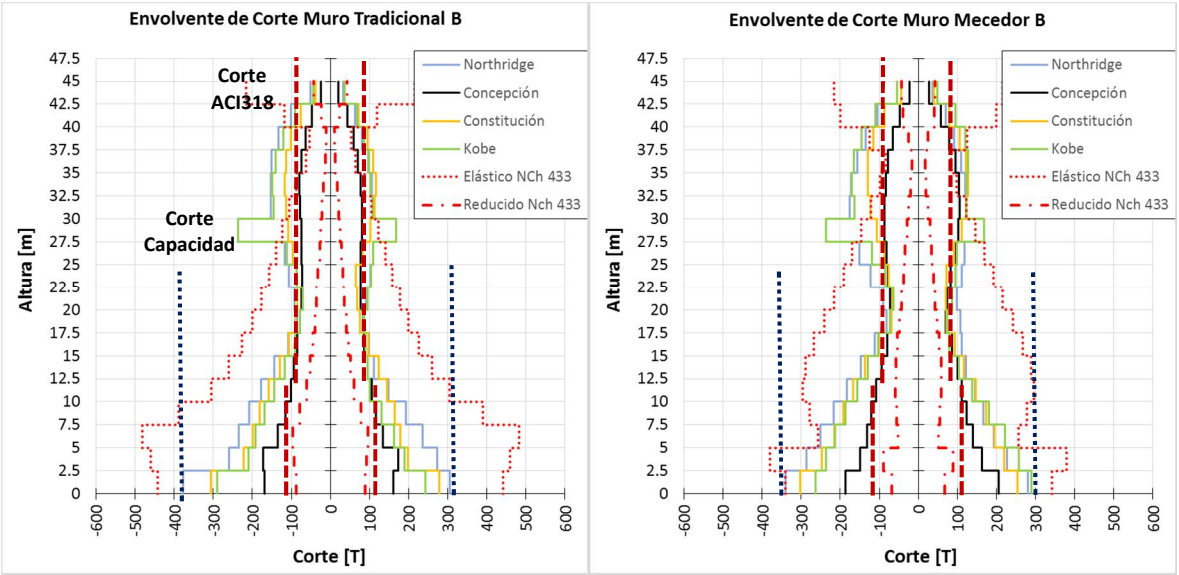


Figura 6-21: Demanda de corte en el Muro B, diseñado con la metodología tradicional (izquierda) y con la metodología para muros mecedores (derecha)

Capítulo VII: ANALISIS DE LOS RESULTADOS

Capítulo 7

Análisis de los Resultados

Se comparan los desplazamientos, las deformaciones residuales, la demanda de rotación y las fuerzas internas calculadas para el edificio tradicional y el edificio con muros mecedores a partir de un análisis dinámico no lineal ocupando registros de distintas intensidades.

Desplazamiento lateral en el último piso

El mayor desplazamiento lateral lo produce el registro de Northridge alcanzando 56 centímetros, equivalente al 1.35% de la altura del edificio, en la estructura con muros tradicionales y 76 centímetros, equivalente al 1.65% de la altura, en la estructura con muros mecedores.

Para registro de concepción el máximo desplazamiento lateral fue de 50 centímetros, equivalente al 0.98% de la altura en el edificio con muros tradicionales, y de 53 centímetros, equivalente al 1.18% de la altura, en el edificio con muros mecedores.

El máximo desplazamiento lateral en el último piso de la estructura calculado para los registros de Concepción, Constitución y Northridge, en la estructura con muros mecedores fue un 6%, 36% y 23% mayor que el desplazamiento de la estructura con muros tradicionales

Con el registro de Kobe no se observó una diferencia significativa en el desplazamiento máximo del último piso en ambos edificios.

Desplazamientos Relativos de entrepiso

En términos generales, los desplazamientos laterales relativos de entrepiso son similares en ambas estructuras, los valores máximos calculados con el registro de Northridge fueron 1.9% en el edificio con muros tradicionales y 1.6% en el edificio con muros mecedores.

El máximo desplazamiento lateral relativo calculado con el registro de Concepción, fue de 1.3% en el edificio con muros tradicionales y 1.2% en el edificio con muros mecedores.

Para estos valores de derivas se generarían daños controlados, de acuerdo a los límites de desempeño propuestos por Priestley et. al. [26].

Deformaciones residuales

Los resultados muestran que los muros mecedores reducen las deformaciones residuales prácticamente a cero, Incluso frente a sismos de gran capacidad destructiva, como el terremoto de Northridge, debido a la acción de auto-centrado que proveen los cables postensados. En la estructura con muros tradicionales se calcularon deformaciones residuales de 3 centímetros con el registro de Constitución y de 9 centímetros con el registro de Northridge.

Demanda de rotación

La máxima rotación en la sección crítica calculada con el registro de Kobe fue de 1.12% en el edificio con muros tradicionales y 1.4% en el edificio con muros mecedores. La máxima rotación en la sección crítica calculada con el registro de Concepción fue de 0.9% para el edificio con muros tradicionales y 0.8% para el edificio con muros mecedores.

Capítulo VIII: CONCLUSIONES

Capítulo 8

Conclusiones

Los desplazamientos laterales relativos de entrepiso de un muro mecedor son similares a los de uno tradicional, por lo tanto, los elementos no estructurales adheridos al edificio y las vigas de acoplamiento tendrían un daño similar.

En cuanto al daño estructural en la zona crítica de un muro, los cálculos muestran que frente a sismos de gran intensidad los muros tradicionales considerados en este estudio sufrirían daños reparables, mientras que los muros mecedores responderían sin daño dado que en lugar de agrietarse sólo se levantan en la sección crítica.

Los desplazamientos residuales calculados en los muros tradicionales son prácticamente despreciables.

Uno coma uno por ciento (1.1%) de desplazamiento lateral respecto a la altura del edificio es un valor global que se puede relacionar con daños leves en la sección crítica, este valor sólo fue superado con el registro de Northridge. El diseño del edificio resultó adecuado para los registros del terremoto de Chile 2010 considerados en el análisis.

Se observa que al amplificar linealmente los valores del análisis dinámico lineal de la NCh433 hasta llegar al momento nominal en la base de los muros se subestima la resistencia a la flexión en los pisos superiores necesaria para que el muro fluya solo en la sección crítica en la base. Para mantener una resistencia a flexión que asegure que no habrá incursión en el rango no lineal en los pisos superiores y proveer una adecuada resistencia al corte que permita desarrollar la resistencia a momento es necesario aplicar las disposiciones del método de diseño por capacidad.

REFERENCIAS

[1] Restrepo J. I., Rahman A. "Seismic Performance of Self-Centering Structural Walls Incorporating Energy Dissipators". Journal of Structural Engineering. November 2007.

[2] D. Marriott, S. Pampanin, D. Bull, A. Palermo. "Dynamic Testing of Precast, Post-Tensioned Rocking Wall Systems whit Alternative Dissipating Solutions". NZSEE Conference, 2008, Paper n°39.

[3] S. Pampanin. "PRESSS Design handbook". New Zealand Concrete Society, 2010.

[4] A. Palermo, S. Pampanin, A. Carr. "Efficiency of Simplified Alternative Modelling Approaches to Predict the Seismic Response of Precast Concrete Hybrid Systems". ***Fib*** Symposium, Budapest, 2005.

[5] Priestley et. al. 1999 "Preliminary Results and Conclusions from the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building". PCI Journal, November-December 1999.

[6] T. Holden et. al. 2003 "Seismic Performance of Precast Reinforced and Prestressed Concrete Walls". Journal of Structural Engineering, March 2003.

[7] T. Nagae et. al. 2012 "Test Results of Four-Story Reinforced Concrete and Post-Tensioned Concrete Buildings: The 2010 E-Defense Shaking Table Test. 15 WCEE, Lisboa 2012.

[8] L. Panian, M. Steyer, S. Tipping, "Post-Tensioned Concrete Walls for Seismic Resistance", PTI Journal, July 2007.

[9] L. Panian, P. Williams, M. Donovan, "Redefining High-Performance Concrete Structures", Concrete International Magazine, November 2012.

[10] A. Cattanach, S. Pampanin, 21 Century Precast: "The Detailing and Manufacture of NZ's First Multy-Storey PRESSS Building", NZ Concrete Industry Conference, 2008.

[11] S. Pampanin, Weng Yuen Kam, G. Harverland S. Gardiner, "Expectation Meets Reality: Seismic Performance of Post-Tensioned Precast Concrete Southern Cross Endoscopy Building During the 22 Feb 2011 Christchurch Earthquake", NZ Concrete Industry Conference, 2011.

[12] B. J. Smith, Y. C. Kurama, M. J. McGinnis, 2012 "Hybrid Precast Wall Systems for Seismic Regions", June 2012, Report #NDSE-2012-01.

[13] B. Smith, Y. Kurama "Seismic Design Guidelines for Special Hybrid Precast Concrete Shear Walls", June 2012, Report #NDSE-2012-01.

[14] ACI 2007, "ACI ITG-5.1-07 Acceptance Criteria for Special Unbonded Post-Tensioned Precast Structural Walls Based on Validation Testing and Commentary." ACI innovation Task Group 5.

[15] ACI 2009, "ACI ITG-5.2-09 Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Shear Wall Satisfying ACI ITG-5.1 Requirements." ACI innovation Task Group 5.

[16] Instituto Nacional de Normalización (INN), "NCh433. Of96 Modifica el 2009, "Diseño Sísmico de Edificios", Santiago Chile.

[17] Instituto Nacional de Normalización (INN), "Diseño Estructural de edificios – Cargas Permanentes y sobrecarga de uso, NCh1537Of.86", Santiago, Chile 1896.

[18] Instituto Nacional de Normalización (INN), "Diseño Estructural – Disposiciones de Diseño y Combinaciones de Cargas, NCh3171Of.2010", Santiago, Chile 2010.

[19] Instituto Nacional de Normalización (INN), "Hormigón Armado – Requisitos de Diseño y Cálculo, NCh430Of.2008", Santiago, Chile 2008.

[20] Decreto Supremo N° 60, "Reglamento que fija los Requisitos de Diseño y Cálculo para Hormigón Armado y Deroga Decreto N°118", 2010, MINVU, Diario oficial 13 de Diciembre del 2011.

[21] Decreto Supremo N° 61, "Reglamento que fija los Requisitos de Diseño y Cálculo para Hormigón Armado y Deroga Decreto N°118", 2010, MINVU, Diario oficial 13 de Diciembre del 2011.

[22] S. Pampanin, N. Priestley, S. Sritharan, "Analytical Modeling of the seismic Behavior of Precast Concrete Frames Designed Whit Ductile Connections", Journal of Earthquake Engineering, July 2001.

[23] Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R. (1988). "Theoretical Stress-strain Model for Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826

[24] A. Mattock "Flexural strength of Prestressed Concrete Sections by Programmable Calculator" PCI Journal, 1978.

[25] D. Marriot "the Development of High-Performance Post-tensioned Rocking systems for the Seismic Design of Structures" University of Canterbury, 2009.

[26] T. Paulay, M. J. N. Priestley “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings” University of Canterbury, 1992.

[27] Park, T. Paulay “Reinforced Concrete Structures”, 1975.

[28] ACI-318 “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural”, American Concrete Institute, 2008.

[29] A. Carr “Ruaumoko 2D”, University of Canterbury, 2002

ANEXOS

10.1. ANEXO 1: Modelo RUAUMOKO Estructura con Muros tradicionales

```
Muro Tradicional                                  ! 1 Description of the Analysis
2 0 1 1 2 0 0 0 0 0 0                             ! 2 Control Parameters
38 36 4 3 1 2 9.81 5 5 0.001 160 1                ! 3 Frame and Time-history
0 5 10 0 1 10 0.7 0.1 18 2 1 0                    ! 4 Output and Plotting Options
5  5 0.01 0 0 0                                   ! 5 Iteration Control

NODES
1     0     0     1     1     1     0 0 0 0
2     0     2.5   0     0     0     0 0 0 0
3     0     5     0     0     0     0 0 0 0
4     0     7.5   0     0     0     0 0 0 0
5     0     10    0     0     0     0 0 0 0
6     0     12.5  0     0     0     0 0 0 0
7     0     15    0     0     0     0 0 0 0
8     0     17.5  0     0     0     0 0 0 0
9     0     20    0     0     0     0 0 0 0
10    0     22.5  0     0     0     0 0 0 0
11    0     25    0     0     0     0 0 0 0
12    0     27.5  0     0     0     0 0 0 0
13    0     30    0     0     0     0 0 0 0
14    0     32.5  0     0     0     0 0 0 0
15    0     35    0     0     0     0 0 0 0
16    0     37.5  0     0     0     0 0 0 0
17    0     40    0     0     0     0 0 0 0
18    0     42.5  0     0     0     0 0 0 0
19    0     45    0     0     0     0 0 0 0
20    5     0     1     1     1     0 0 0 0
21    5     2.5   0     0     0     2 0 0 0
22    5     5     0     0     0     3 0 0 0
23    5     7.5   0     0     0     4 0 0 0
24    5     10    0     0     0     5 0 0 0
25    5     12.5  0     0     0     6 0 0 0
26    5     15    0     0     0     7 0 0 0
27    5     17.5  0     0     0     8 0 0 0
28    5     20    0     0     0     9 0 0 0
29    5     22.5  0     0     0     10 0 0 0
30    5     25    0     0     0     11 0 0 0
31    5     27.5  0     0     0     12 0 0 0
```

32	5	30	0	0	0	13 0 0 0
33	5	32.5	0	0	0	14 0 0 0
34	5	35	0	0	0	15 0 0 0
35	5	37.5	0	0	0	16 0 0 0
36	5	40	0	0	0	17 0 0 0
37	5	42.5	0	0	0	18 0 0 0
38	5	45	0	0	0	19 0 0 0

DRIFT A
2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19

ELEMENTS 0

1	1	1	2	0 0 0
2	3	2	3	0 0 0
3	3	3	4	0 0 0
4	3	4	5	0 0 0
5	3	5	6	0 0 0
6	3	6	7	0 0 0
7	3	7	8	0 0 0
8	3	8	9	0 0 0
9	3	9	10	0 0 0
10	3	10	11	0 0 0
11	3	11	12	0 0 0
12	3	12	13	0 0 0
13	3	13	14	0 0 0
14	3	14	15	0 0 0
15	3	15	16	0 0 0
16	3	16	17	0 0 0
17	3	17	18	0 0 0
18	3	18	19	0 0 0
19	2	20	21	0 0 0
20	4	21	22	0 0 0
21	4	22	23	0 0 0
22	4	23	24	0 0 0
23	4	24	25	0 0 0
24	4	25	26	0 0 0
25	4	26	27	0 0 0
26	4	27	28	0 0 0
27	4	28	29	0 0 0
28	4	29	30	0 0 0

29	4	30	31	0 0 0
30	4	31	32	0 0 0
31	4	32	33	0 0 0
32	4	33	34	0 0 0
33	4	34	35	0 0 0
34	4	35	36	0 0 0
35	4	36	37	0 0 0
36	4	37	38	0 0 0

PROPS

1 FRAME Muro A
1 0 0 4 0 0 0 0 0
2387520 994800 1.95 1.95 2.3 4.88 0 0 0 0
0 0.005 3.25 0
0 0 3000 -3000 0 0
0.3 0.2 1 2

2 FRAME Muro B
1 0 0 4 0 0 0 0 0
2387520 994800 1.75 1.75 2.2 3.75 0 0 0 0
0 0.005 2.92 0
0 0 2680 -2680 0 0
0.3 0.2 1 2

3 FRAME Muro Comportamiento Lineal Elástico MURO A
1 0 0 0 0 0 0 0 0
2387520 994800 1.95 1.95 6.85 4.88 0 0 0 0

4 FRAME Muro Comportamiento Lineal Elástico MURO B
1 0 0 0 0 0 0 0 0
2387520 994800 1.75 1.75 5.00 3.75 0 0 0 0

WEIGHTS 0

2	70	0	0
3	70	0	0
4	70	0	0
5	70	0	0
6	70	0	0

7	70	0	0
8	70	0	0
9	70	0	0
10	70	0	0
11	70	0	0
12	70	0	0
13	70	0	0
14	70	0	0
15	70	0	0
16	70	0	0
17	70	0	0
18	70	0	0
19	70	0	0

LOADS

2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0
7	0	0	0
8	0	0	0
9	0	0	0
10	0	0	0
11	0	0	0
12	0	0	0
13	0	0	0
14	0	0	0
15	0	0	0
16	0	0	0
17	0	0	0
18	0	0	0
19	0	0	0
20	0	0	0
21	0	0	0
23	0	0	0
24	0	0	0
25	0	0	0
26	0	0	0
27	0	0	0

28	0	0	0
29	0	0	0
30	0	0	0
31	0	0	0
32	0	0	0
33	0	0	0
34	0	0	0
35	0	0	0
36	0	0	0
37	0	0	0
38	0	0	0

EQUAKE
3 1 0.005 1
START
REGISTRO DE ACELERACIÓN

10.2. ANEXO 2: Modelo RUAUMOKO estructura con muros mecedores

```
Muro Mecedor                                    ! 1 Description of the Analysis
2 0 1 1 2 0 0 0 0 0 0                           ! 2 Control Parameters
40 40 6 3 1 2 9.81 5 5 0.001 160 1              ! 3 Frame and Time-history
0 5 10 0 1 10 0.7 0.1 18 2 1 0                  ! 4 Output and Plotting Options
5  5 0.01 0 0 0                                 ! 5 Iteration Control

NODES
1     0     0     1     1     1     0 0 0 0
2     0     0.01  0     0     0     0 0 0 0
3     0     2.5   0     0     0     0 0 0 0
4     0     5     0     0     0     0 0 0 0
5     0     7.5   0     0     0     0 0 0 0
6     0     10    0     0     0     0 0 0 0
7     0     12.5  0     0     0     0 0 0 0
8     0     15    0     0     0     0 0 0 0
9     0     17.5  0     0     0     0 0 0 0
10    0     20    0     0     0     0 0 0 0
11    0     22.5  0     0     0     0 0 0 0
12    0     25    0     0     0     0 0 0 0
13    0     27.5  0     0     0     0 0 0 0
14    0     30    0     0     0     0 0 0 0
15    0     32.5  0     0     0     0 0 0 0
16    0     35    0     0     0     0 0 0 0
17    0     37.5  0     0     0     0 0 0 0
18    0     40    0     0     0     0 0 0 0
19    0     42.5  0     0     0     0 0 0 0
20    0     45    0     0     0     0 0 0 0
21    5     0     1     1     1     0 0 0 0
22    5     0.01  0     0     0     2 0 0 0
23    5     2.5   0     0     0     3 0 0 0
24    5     5     0     0     0     4 0 0 0
25    5     7.5   0     0     0     5 0 0 0
26    5     10    0     0     0     6 0 0 0
27    5     12.5  0     0     0     7 0 0 0
28    5     15    0     0     0     8 0 0 0
29    5     17.5  0     0     0     9 0 0 0
30    5     20    0     0     0     10 0 0 0
31    5     22.5  0     0     0     11 0 0 0
```

32	5	25	0	0	0	12 0 0 0
33	5	27.5	0	0	0	13 0 0 0
34	5	30	0	0	0	14 0 0 0
35	5	32.5	0	0	0	15 0 0 0
36	5	35	0	0	0	16 0 0 0
37	5	37.5	0	0	0	17 0 0 0
38	5	40	0	0	0	18 0 0 0
39	5	42.5	0	0	0	19 0 0 0
40	5	45	0	0	0	20 0 0 0

DRIFT A

2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20

ELEMENTS 0

1	1	1	2	0 0 0
2	2	1	2	0 0 0
3	3	2	3	0 0 0
4	3	3	4	0 0 0
5	3	4	5	0 0 0
6	3	5	6	0 0 0
7	3	6	7	0 0 0
8	3	7	8	0 0 0
9	3	8	9	0 0 0
10	3	9	10	0 0 0
11	3	10	11	0 0 0
12	3	11	12	0 0 0
13	3	12	13	0 0 0
14	3	13	14	0 0 0
15	3	14	15	0 0 0
16	3	15	16	0 0 0
17	3	16	17	0 0 0
18	3	17	18	0 0 0
19	3	18	19	0 0 0
20	3	19	20	0 0 0
21	4	21	22	0 0 0
22	5	21	22	0 0 0
23	6	22	23	0 0 0
24	6	23	24	0 0 0
25	6	24	25	0 0 0

26	6	25	26	0 0 0
27	6	26	27	0 0 0
28	6	27	28	0 0 0
29	6	28	29	0 0 0
30	6	29	30	0 0 0
31	6	30	31	0 0 0
32	6	31	32	0 0 0
33	6	32	33	0 0 0
34	6	33	34	0 0 0
35	6	34	35	0 0 0
36	6	35	36	0 0 0
37	6	36	37	0 0 0
38	6	37	38	0 0 0
39	6	38	39	0 0 0
40	6	39	40	0 0 0

PROPS
1 SPRING Postentado MURO A
1 15 0 0 99999999 99999999 1440000 0 0 0.03 0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 1440 -1440

2 SPRING Acero de disipación de energía MURO A
1 2 0 0 9999999 99999999 900000 0 0 0.03 0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 900 -900

3 FRAME Muro Comportamiento Lineal Elástico MURO A
1 0 0 0 0 0 0 0 0
2387520 994800 1.95 1.95 6.85 4.88 0 0 0 0

4 SPRING Postentado MURO B
1 15 0 0 99999999 99999999 1300000 0 0 0.03 0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 1300 -1300

5 SPRING Acero de disipación de energía MURO B
1 2 0 0 9999999 99999999 800000 0 0 0.03 0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 800 -800

6 FRAME Muro Comportamiento Lineal Elástico MURO A
1 0 0 0 0 0 0 0 0
2387520 994800 1.75 1.75 5.0 3.75 0 0 0 0

WEIGHTS 0

3	70	0	0
4	70	0	0
5	70	0	0
6	70	0	0
7	70	0	0
8	70	0	0
9	70	0	0
10	70	0	0
11	70	0	0
12	70	0	0
13	70	0	0
14	70	0	0
15	70	0	0
16	70	0	0
17	70	0	0
18	70	0	0
19	70	0	0
20	70	0	0

LOADS

2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0
7	0	0	0
8	0	0	0
9	0	0	0
10	0	0	0
11	0	0	0
12	0	0	0
13	0	0	0
14	0	0	0
15	0	0	0
16	0	0	0
17	0	0	0
18	0	0	0
19	0	0	0
20	0	0	0

21	0	0	0
23	0	0	0
24	0	0	0
25	0	0	0
26	0	0	0
27	0	0	0
28	0	0	0
29	0	0	0
30	0	0	0
31	0	0	0
32	0	0	0
33	0	0	0
34	0	0	0
35	0	0	0
36	0	0	0
37	0	0	0
38	0	0	0
39	0	0	0
40	0	0	0
41	0	0	0
42	0	0	0

EQUAKE
3 1 0.005 1
START
REGISTRO DE ACELERACIÓN

10.3. ANEXO 4: Modelo analítico del acero dulce

La guía de diseño PRESSS Design Handbook (Pampanin [3]) adopta el modelo de Mander et. al. [25] para la curva esfuerzo-deformación del acero dulce.

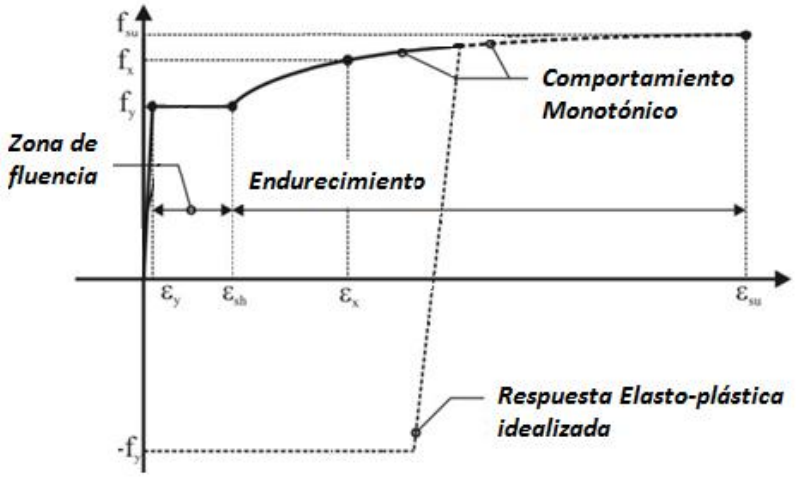


Figura 10-1: Modelo del comportamiento elasto-plástico del acero, Pampanin [3]

Si $\varepsilon_s < \varepsilon_y$ $\qquad f_s = E_s \varepsilon_s$

Si $\varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh}$ $\qquad f_s = f_y$

$\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s < \varepsilon_{su}$ $\qquad f_s = f_{su} + (f_y - f_u)\left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}\right)^p$

El valor de p es un factor que describe el endurecimiento post fluencia del acero.

$$p = \frac{\left(\frac{f_{su} - f_x}{f_{su} - f_y}\right)}{\left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_x}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}\right)}$$

Donde:

(ε_s, f_s) : Es el esfuerzo producido por una deformación unitaria ε_s
(ε_y, f_y) : Punto de fluencia
(ε_{sh}, f_y) : Define el Comienzo del endurecimiento
(ε_x, f_x) : Un punto conocido en la curva de endurecimiento. Para efectos de diseño se puede .ocupar (esu,fsu)

10.3.1. Comportamiento del acero dulce

La fuerza del postensado debe cerrar la unión, para ello las barras de acero dulce deben fluir en compresión.

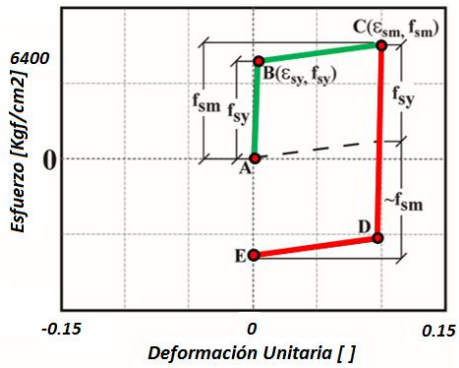


Figura 10-2: Comportamiento Ideal del Acero Dulce Kurama et. al. [13]

La resistencia nominal a flexión y carga axial del muro se calculan según las disposiciones del ACI 318. La capacidad a flexión no debe ser menor que el momento flector calculado para una rotación igual a la rotación de diseño θ_{Ldis}. La resistencia nominal en la interfase muro-fundación para θ_{Ldis}, se calcula aplicando las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

10.4. ANEXO 5: Modelo analítico del hormigón confinado

Para el hormigón se aplica la curva Esfuerzo-Deformación propuesta por Mander et. al. [23]. Este modelo permite cuantificar el efecto del confinamiento.

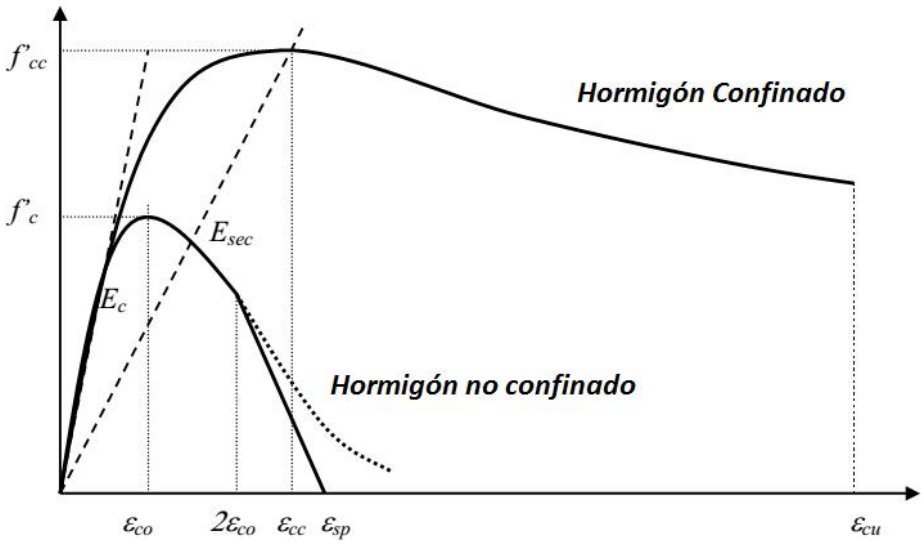


Figura 10-3: Ley constitutiva para el hormigón confinado de Mander et. al. [22].

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r}$$

La máxima resistencia a compresión en el hormigón confinado (f'_{cc}) se calcula a partir del esfuerzo efectivo de confinamiento (f'_l)

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - \frac{2 f'_l}{f'_c} - 1.254 \right)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

donde ε_c y ε_{cc} son las deformaciones unitarias asociadas a f'_c y f'_{cc} respectivamente y ε_{co} es la deformación unitaria correspondiente a la máxima resistencia a la compresión.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{secante}}$$

$$E_{secante} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

10.5. ANEXO 6: Ley constitutiva del Acero postensado

La guía de diseño PRESSS Design Handbook [3] adopta el modelo de Mattock [25] para la curva esfuerzo-deformación del acero postensado. Las propiedades del material se resumen en la Tabla 10-1.

Tabla 10-1: Propiedades del Acero Postensado

Propiedad		
Esfuerzo de fluencia ($\boldsymbol{f_{PT}}$)	**16700**	**[Kg/cm2]**
Resistencia última ($\boldsymbol{f_{uPT}}$)	**18700**	**[Kg/cm2]**
Módulo de Elasticidad ($\boldsymbol{E_c}$)	**1930600**	**[Kg/cm2]**

$$f_{PT} = \varepsilon_{PT} E_{PT} \left[0.02 + \frac{0.98}{\left[1 + \left(\frac{\varepsilon_{PT} E_{PT}}{1.04 f_{PTy}} \right)^{8.36} \right]^{\frac{1}{8.36}}} \right]$$

Figura 10-4: Curva esfuerzo deformación del acero postensado. Mattock [25]