



**UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA**

**DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES**

**MUROS MECEDORES COMO UNA  
ALTERNATIVA DE REFUERZO SÍSMICO PARA  
EDIFICIOS DE MARCOS CON BAJA DUCTILIDAD**

Tesis de Grado y Memoria de Título presentada por

**Manuel Emilio Fuenzalida Alamos**

como requisito parcial para optar al título de

**Ingeniero Civil**

y el grado de

**Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil**

Profesor Guía

Ramiro Bazáez

Diciembre de 2021

TITULO DE LA TESIS:

**MUROS MECEDORES COMO UNA ALTERNATIVA DE REFUERZO  
SÍSMICO PARA EDIFICIOS DE MARCOS CON BAJA DUCTILIDAD**

AUTOR:

**MANUEL EMILIO FUENZALIDA ALAMOS**

TRABAJO DE TESIS, presentado en cumplimiento parcial de los requisitos para el **Grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil** de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Ramiro Bazáez .....

Gilberto Leiva .....

Alejandro Morales .....

Valparaíso, Chile, Diciembre 2021

## **AGRADECIMIENTOS**

Gracias a mi papa Manuel Fuenzalida Alburquerque Q.E.P.D. por todo su apoyo en mis estudios.

Quisiera agradecer especialmente a los profesores Dr. Ramiro Bazález y Dr. Héctor Jensen por su permanente apoyo y disposición para la realización de esta tesis.

Gracias al profesor Dr. Gilberto Leiva por su gran aporte a mi proceso formativo tanto en Pregrado como en Postgrado.

Gracias al profesor Dr. Alejandro Morales por su tremendo apoyo en el desarrollo de esta tesis.

Gracias al profesor Patricio Bonelli por la proposición y motivación del tema tratado en esta tesis.

Gracias a mis amigos Gladys Figueroa y Miguel Olivares por su permanente apoyo.

## RESUMEN

Existen numerosas estructuras de marcos de hormigón armado que se diseñaron en la década del 60 para la construcción de hospitales a lo largo del país, debido a que permiten gran libertad en el uso de los espacios. Estas estructuras, durante terremotos severos ocurridos en el país, no tuvieron un desempeño adecuado tanto en el sistema estructural, elementos no estructurales y de servicio.

En general, las fallas en este tipo de estructura se deben principalmente a la falta de ductilidad en columnas. Para disminuir las demandas de deformación en las columnas de estos marcos con poca ductilidad, en esta tesis se propone incorporar muros mecedores (rocking walls en inglés) dentro de los vanos, o bien, hormigonados in situ en las fachadas en un edificio típico de marco. La incorporación de muros mecedores es un sistema ventajoso que tiene como efecto principal, además de disminuir las demandas de desplazamientos al aumentar la rigidez del sistema, la modificación del perfil de deformaciones laterales en la vertical, disminuyendo notablemente las demandas de corte en las columnas de los pisos superiores y de ductilidad en las del primer piso. Adicionalmente, los muros mecedores poseen la ventaja de reducir las deformaciones residuales después de un evento sísmico, contribuyendo a la continua operación de la estructura. Esta propuesta resulta ser no invasiva con la estructura existente, ya que su implementación es fundamentalmente en las fachadas y no requiere mayor intervención en la estructura.

Mediante un análisis dinámico no lineal con el programa Ruaumoko se evalúa la respuesta de la estructura con y sin refuerzo ante un sismo. Se utilizan los registros del terremoto del 3 de marzo de 1985, del Maule del 2010 y el de Northridge, Sylmar 1994 por ser un terremoto de característica impulsivo. De los resultados numéricos mostrados en esta tesis se puede concluir que es factible usar muros mecedores para reforzar estructuras de marcos vulnerables a fallas en sus columnas debido a una baja capacidad de deformación, originada por una falla prematura al corte a una baja ductilidad. Es importante destacar que, para ciertos registros la sola presencia de los muros resulta suficiente para prevenir la falla en las columnas. Para los registros de Lolleo y Northridge es necesario adicionalmente reforzar las columnas (encamisar) solo del primer piso porque el muro no disminuye lo suficiente las demandas de corte en la base. Respecto de las demandas de flexión, la inclusión de muros mecedores provoca que las columnas tengan respuesta elástica sobre la sección crítica con incursión no lineal, en caso de existir, solo en la base de las mismas.

## ABSTRACT

There are a significant number of reinforced concrete frame system structures were designed around 1960 in order to be used as hospitals, due to architectural (large open spaces) and programmatic requirements of the projects. However, the performance of these types of structures under the action of severe earthquakes has been poor, with extended damages in structural and non-structural elements.

Usually, the failures in this type of structure are a consequence mainly of low inelastic displacement capacity of columns (or ductility capacity) due to insufficient transverse reinforcement. In order to reduce the displacement demand in non-ductile frame systems, the use of RC rocking walls is proposed in this thesis; these walls can be located in the beam spans or in front of the buildings. The incorporation of RC rocking walls to the structure has many advantages, first of all, the displacement demands are lesser than the structure without walls because the lateral stiffness is larger; moreover, the change in the lateral displacement profile in the building results in a reduction of the shear force demands and ductility demands in the columns, at the upper stories and the first story, respectively. On the other hand, another important advantage of the rocking walls is their capacity to reduce residual deformation after a seismic event, contributing to the continuous operation of the structure. Regarding the implementation of the proposal, the incorporation of RC rocking walls in existing structures is a non-invasive procedure, where major intervention is not required due to the location of the walls within the building.

The seismic demands of the studied RC buildings (with and without rocking walls) are estimated by carrying out Nonlinear Response History Analysis (NRHA) using the RUAUMOKO 2D program. To develop the NRHA, a set of natural records from The Algarrobo (Chile, 1985), The Maule (Chile, 2010), and Northridge earthquakes (EEUU, 1994) are considered. A great level of damage is attributed to impulsive ground motion type; this is the reason for considering the Northridge Earthquake. According to the results obtained in this thesis, it is observed that the rocking walls are a feasible alternative to retrofit non-ductile RC frame buildings, where the columns have a poor displacement capacity and inadequate transversal reinforcement. Despite this, the structural response of the buildings under the action of some seismic records (e.g. Lolleo and Northridge) shows that the rocking walls are not enough to prevent shear failures in columns; therefore, increasing the shear capacity of the columns (jacketing) at the first story is necessary. Regarding the flexural demands, the incorporation of rocking walls causes an elastic response of the columns above their critical section (base of columns), while the inelastic behavior takes place only at the base of columns.

# CONTENIDO

<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	<b>I</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>II</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>III</b>
<b>CONTENIDO</b> .....	<b>IV</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	<b>V</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	<b>VI</b>
<b>CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
1.1 OBJETIVOS.....	2
1.2 HIPÓTESIS.....	2
1.3 ALCANCES DEL TRABAJO .....	2
<b>CAPÍTULO 2 MARCO TEÓRICO</b> .....	<b>3</b>
2.1 MUROS MECEDORES .....	3
2.2 MURO MECEDOR CON POSTENSADO .....	6
2.3 MURO MECEDOR CON POSTENSADO Y DISIPADORES DE ENERGÍA .....	8
2.3.1 <i>Sistemas Híbridos</i> .....	8
2.3.2 <i>Respuesta de Sistemas Híbridos</i> .....	9
2.3.3 <i>Tipos y Fuentes de Disipación de Energía</i> .....	10
2.3.4 <i>Aspectos de Modelación</i> .....	11
2.4 ANTECEDENTES EXPERIMENTALES.....	13
2.5 USO DE MUROS MECEDORES.....	14
<b>CAPÍTULO 3 DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL</b> .....	<b>18</b>
3.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	19
3.2 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE .....	19
<b>CAPÍTULO 4 REFUERZO DE LA ESTRUCTURA CON MUROS MECEDORES</b> .....	<b>36</b>
4.1 MODELO DEL MURO MECEDOR USADO EN RAUMOKO .....	37
4.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	38
4.3 ANÁLISIS COMPLEMENTARIO .....	41
4.3.1 <i>Resultados Globales</i> .....	44
4.3.2 <i>Resultados Locales</i> .....	46
<b>CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES</b> .....	<b>68</b>
<b>RECONOCIMIENTOS</b> .....	<b>69</b>
<b>REFERENCIAS</b> .....	<b>70</b>

# ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1: Características del registro utilizado en el análisis dinámico no lineal. ....	19
Tabla 3.2: Razón de amortiguamiento para los modos de vibrar de la estructura. ....	22
Tabla 3.3: Características del registro utilizado en el análisis dinámico no lineal. ....	28
Tabla 4.1: Razón de amortiguamiento para los modos de vibrar de la estructura con refuerzo. .....	38
Tabla 4.2: Demandas globales y locales, registro sísmico de Lolloe .....	67

# ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Comportamiento de un muro mecedor. Adaptado de la referencia [8].	3
Figura 2.2: Comportamiento de un muro mecedor. Adaptado de la referencia [8].	4
Figura 2.3: Comportamiento muro mecedor como cuerpo rígido [10].	5
Figura 2.4: Muro mecedor I) Frente a cargas gravitacionales y acción del postensado, II) Frente a cargas gravitacionales, acción del postensado y desplazamiento lateral con toda la base comprimida y III) Frente a cargas gravitacionales, acción del postensado y desplazamiento lateral con la base levantada. Adaptado de referencia [8].	6
Figura 2.5: Comparación del comportamiento de un muro mecedor con otro mecedor con postensado frente a acciones laterales. Adaptado de referencia [8].	7
Figura 2.6: Comparación del Comportamiento de un muro mecedor con otro mecedor con postensado con disipadores de energía, frente a acciones laterales Adaptado de referencia [8].	8
Figura 2.7: Esquema de un sistema tradicional monolítico y un sistema híbrido. [13]	9
Figura 2.8: Caracterización de la respuesta de un sistema híbrido mediante la curva de histéresis de sus componentes [13]	10
Figura 2.9: Elementos de disipación de energía. A la izquierda dispositivos internos, a la derecha dispositivos externos [13].	10
Figura 2.10: Esquema de muros con disipadores externos y el detalle mostrando la armadura [13].	11
Figura 2.11: Modelo de plasticidad concentrada [15].	11
Figura 2.12: Modelo multi-resortes en paralelo [15].	12
Figura 2.13: Comparación entre predicción y resultados experimentales. A la izquierda el modelo de plasticidad concentrada. A la derecha el modelo Multi-resortes. [15].	12
Figura 2.14: Resultados experimentales. A) Muro monolítico. B) Muro mecedor [17].	13
Figura 2.15: Resultados experimentales. A la izquierda muro mecedor. A la derecha muro mecedor con postensado y disipadores de energía [17].	13
Figura 2.16: Elevación de los edificios ensayados. A la izquierda muro diseñado de manera tradicional. A la derecha muro mecedor con postensado y disipadores de energía [18]	14
Figura 2.17: El edificio 2850 Telegraph [19].	15
Figura 2.18: Tendones de cables en El edificio 2850 Telegraph [19].	15
Figura 2.19: Edificio San Francisco Public Utilities Commission [20].	16
Figura 2.20: A la izquierda el Edificio Southern Cross Hospital. A la derecha muros mecedores en los estacionamientos.	16
Figura 2.21: Edificio Alan MacDiarmid se ocuparon muros mecedores, disipadores externos de energía en columnas y uniones híbridas de marcos [21].	17
Figura 3.1: Planta y elevación de la estructura analizada.	18
Figura 3.2: Registro de Llolelo componente N10E.	20
Figura 3.3: Curva de histéresis de Takeda.	21
Figura 3.4: Modelo marco analizado en Ruamoko.	22
Figura 3.5: Historia de desplazamientos del techo suponiendo columnas con una resistencia al corte suficiente.	23
Figura 3.6: Envoltorio de desplazamientos y envoltorio de desplazamientos relativos de entrepiso.	23
Figura 3.7: Demanda y capacidad al corte de las columnas 1 a 4.	24
Figura 3.8: Demanda y capacidad al corte de las columnas 5 a 7.	25

Figura 3.9: Resistencia a flexión disponible y demanda de momento de las columnas 1 a 4.	26
Figura 3.10: Resistencia a flexión disponible y demanda de momento de las columnas 5 a 7.	27
Figura 3.11: Historia del desplazamiento de techo hasta el instante en que las columnas alcancen sus resistencia al corte.	28
Figura 3.12: Registro de Northridge.	29
Figura 3.13: Historia de desplazamientos del techo suponiendo resistencia al corte adecuada.	30
Figura 3.14: Envolverte de desplazamientos y envolverte de desplazamientos relativos de entrepiso.	30
Figura 3.15: Demanda y capacidad al corte de las columnas 1 a 4.	31
Figura 3.16: Demanda y capacidad al corte de las columnas 5 a 7.	32
Figura 3.17: Demanda y capacidad de momento de las columnas 1 a 4.	33
Figura 3.18: Demanda y capacidad de momento de las columnas 5 a 7.	34
Figura 3.19: Historia del desplazamiento de techo hasta el instante de la primera falla al corte.	35
Figura 4.1: Planta y Elevación (dimensiones en cms).	36
Figura 4.2: Modelo del muro mecedor usado en Ruauumoko [9].	37
Figura 4.3: Ciclo de histéresis usado para los resortes basales y modelo de resorte en Ruauumoko [9].	37
Figura 4.4: Modelo del marco con muros utilizado en Ruauumoko [9].	38
Figura 4.5: Desplazamientos laterales con registro Llolelo.	39
Figura 4.6: Desplazamientos laterales con registro Northridge.	40
Figura 4.7: Desplazamientos laterales con registro Northridge.	40
Figura 4.8: Espectro de desplazamiento y aceleración registro Concepción componente Este Oeste	41
Figura 4.9: Espectro de desplazamiento y aceleración registro Concepción componente Norte Sur.	42
Figura 4.10: Espectro de desplazamiento y aceleración registro Margamarga componente Este Oeste.	43
Figura 4.11: Desplazamientos laterales con registro Concepción componente Este Oeste.	44
Figura 4.12: Desplazamientos laterales con registro Concepción componente Norte Sur.	44
Figura 4.13: Desplazamientos laterales con registro Margamarga componente Este Oeste.	45
Figura 4.14: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Llolelo, columnas 1 a 4.	46
Figura 4.15: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Llolelo, columnas 5 a 7.	47
Figura 4.16: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Northridge, columnas 1 a 4.	48
Figura 4.17: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Northridge, columnas 5 a 7.	49
Figura 4.18: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Concepción componente Este Oeste	50
Figura 4.19: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Concepción componente Este Oeste	51

Figura 4.20: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Concepción componente Norte Sur .....	52
Figura 4.21: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Concepción componente Norte Sur .....	53
Figura 4.22: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Marga marga componente Este Oeste, columnas 1 a 4.....	54
Figura 4.23: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Marga marga componente Este Oeste, columnas 5 a 7.....	55
Figura 4.24: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Lolleo, columnas 1 a 4. ....	56
Figura 4.25: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Lolleo, columnas 5 a 7. ....	57
Figura 4.26: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Northridge, columnas 1 a 4.....	58
Figura 4.27: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Northridge, columnas 1 a 4.....	59
Figura 4.28: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Concepción componente Este Oeste, columnas 1 a 4.....	60
Figura 4.29: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Concepción componente Este Oeste, columnas 5 a 7.....	61
Figura 4.30: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Concepción componente Norte Sur, columnas 1 a 4. ....	62
Figura 4.31: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Concepción componente Norte Sur, columnas 5 a 7. ....	63
Figura 4.32: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Marga marga componente Este Oeste, columnas 1 a 4.....	64
Figura 4.33: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Marga marga componente Este Oeste, columnas 5 a 7.....	65

# Capítulo 1

## INTRODUCCIÓN

Existen numerosas estructuras de marcos de hormigón armado que se diseñaron en la década del 60 para la construcción de hospitales a lo largo del país, debido a que permiten gran libertad en el uso de los espacios. Estas estructuras, durante terremotos severos ocurridos en el país, no han tenido un desempeño adecuado, tanto en el sistema estructural como en elementos no estructurales y de servicio. De hecho, en algunos casos presentaron daños que afectaron su continuidad operativa, con las nefastas consecuencias que tiene la ausencia de esta infraestructura crítica en tales situaciones [1].

En general, las fallas en este tipo de estructura se deben principalmente a la falta de ductilidad en columnas. Para aumentar la capacidad de deformación en las columnas de estos marcos con poca ductilidad, han existido propuestas de reforzamiento sísmico tales como: encamisar columnas y reforzar externamente las uniones viga-columna. A pesar de las propuestas anteriores, todavía se esperan elevadas demandas de deformación. Por otro lado, existen otras propuestas de refuerzo que intentan disminuir las demandas de deformación entre las que se encuentran la adición de muros convencionales [3], agregar diagonales de acero [4] y aislación basal [5], entre otras [2].

En esta tesis se propone evaluar el efecto de incorporar muros mecedores (rocking walls en inglés) dentro de los vanos, o bien, hormigonados in situ en las fachadas en un edificio típico de marco. Como caso de estudio se eligió la torre principal del Hospital San Pablo de Coquimbo, severamente dañado durante el sismo de 1997 [6]. La incorporación de muros mecedores es un sistema ventajoso que tiene como efecto principal, además de disminuir las demandas de desplazamientos al aumentar la rigidez del sistema, la modificación del perfil de deformaciones laterales en la vertical, disminuyendo notablemente las demandas de corte en las columnas de los pisos superiores y de ductilidad en las del primer piso [7]. Adicionalmente, los muros mecedores poseen la ventaja de reducir las deformaciones residuales después de un evento sísmico, contribuyendo a la continua operación de la estructura [8]. Esta propuesta resulta ser no invasiva con la estructura existente, ya que su implementación es fundamentalmente en las fachadas y no requiere mayor intervención en la estructura.

Mediante un análisis dinámico no lineal con el programa Ruaumoko [9] se evalúa la respuesta de la estructura con y sin refuerzo ante un sismo. Se utilizan los terremotos de Algarrobo del 3 de marzo de 1985, que puede considerarse propio de la sismicidad de Chile, otro del terremoto del Maule del 27 de febrero del 2010 con los registros de Concepción y de Marga marga, y el terremoto de Northridge en Estados Unidos, con el registro de Sylmar 1994 por ser un terremoto de característica impulsivo.

## 1.1 Objetivos

El objetivo general de esta tesis es comparar la respuesta sísmica de un edificio de marcos reforzado con muros mecedores con la respuesta sísmica del mismo edificio sin el refuerzo de los muros.

Los objetivos específicos de esta tesis son:

- Realizar un modelo no lineal de la estructura original y reforzada con muros mecedores.
- Evaluar el comportamiento de la estructura reforzada mediante el análisis de desplazamientos de techo, desplazamientos de entrepiso, demanda y capacidad al corte de columnas, resistencia a flexión y demanda de momento en columna, utilizando análisis dinámico no lineal.

Se espera concluir que el uso de muros mecedores es una alternativa factible para reforzar edificios de marcos de hormigón armado con baja ductilidad.

## 1.2 Hipótesis

En base al uso de muros mecedores se prevé disminuir los desplazamientos de la estructura y con ello una disminución de los daños esperados.

## 1.3 Alcances del Trabajo

El presente trabajo es un aporte al reforzamiento sísmico de estructuras y disminuir la vulnerabilidad sísmica de edificios de marcos utilizados en numerosos hospitales del país.

El capítulo I se presenta el problema a resolver y la alternativa de solución.

El capítulo II se presenta la descripción de un muro mecedor: Revisión bibliográfica sobre muros mecedores. Comportamiento del muro mecedor con y sin pretensado. Modelo no lineal del muro mecedor en el programa Ruaumoko 2D.

El capítulo III se presenta la descripción de la estructura estudiada: Realización de un análisis dinámico no lineal de la estructura existente considerando: los desplazamientos de techo, desplazamientos de entrepiso, demanda y capacidad al corte de las columnas, resistencia a flexión disponible y demanda de momento de las columnas.

El capítulo IV se presenta el refuerzo de la estructura con muros mecedores: Análisis dinámico no lineal de la estructura reforzada considerando: los desplazamientos de techo, desplazamientos de entrepiso, demanda y capacidad al corte de las columnas, resistencia a flexión disponible y demanda de momento de las columnas. Se muestra una comparación de resultados obtenidos con y sin refuerzo de muros mecedores. Para los análisis se consideraran los terremotos de Algarrobo del 3 de marzo de 1985, que puede considerarse propio de la sismicidad de Chile, otro del terremoto del Maule del 27 de febrero del 2010 con los registros de Concepción y de Marga marga, y el terremoto de Northridge en Estados Unidos, con el registro de Sylmar 1994 por ser un terremoto de característica impulsivo.

# Capítulo 2

## MARCO TEÓRICO

### 2.1 Muros Mecedores

La búsqueda de sistemas capaces de responder con poco o sin daño durante sismos severos ha fomentado el estudio de sistemas mecedores, en particular aquellos compuestos por muros mecedores. El comportamiento de un muro mecedor, o rocking wall en inglés, es esencialmente elástico no lineal, es decir, una vez deformado puede volver a su posición inicial. En este contexto, un muro mecedor se comporta como un muro monolítico hasta que se levanta, quedando entonces apoyado en uno de sus bordes. Está sometido a una fuerza axial, proveniente del peso de la estructura que está levantando y de la acción del pretensado, si existiera. Esta fuerza axial lo hace volver a su posición original una vez que cesa la acción sobre él. Las figuras 2.1 y 2.2, muestran un esquema que explica el proceso [8].

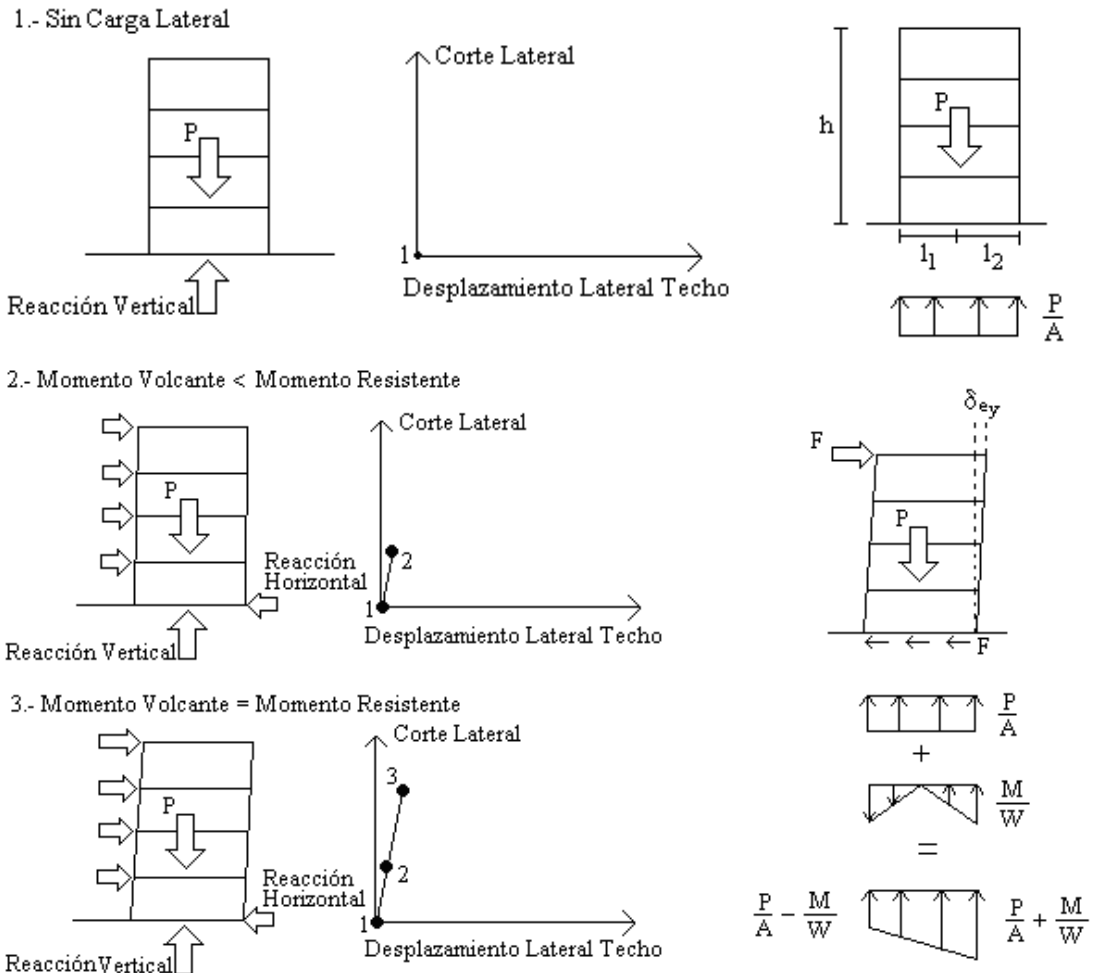


Figura 2.1: Comportamiento de un muro mecedor. Adaptado de la referencia [8].

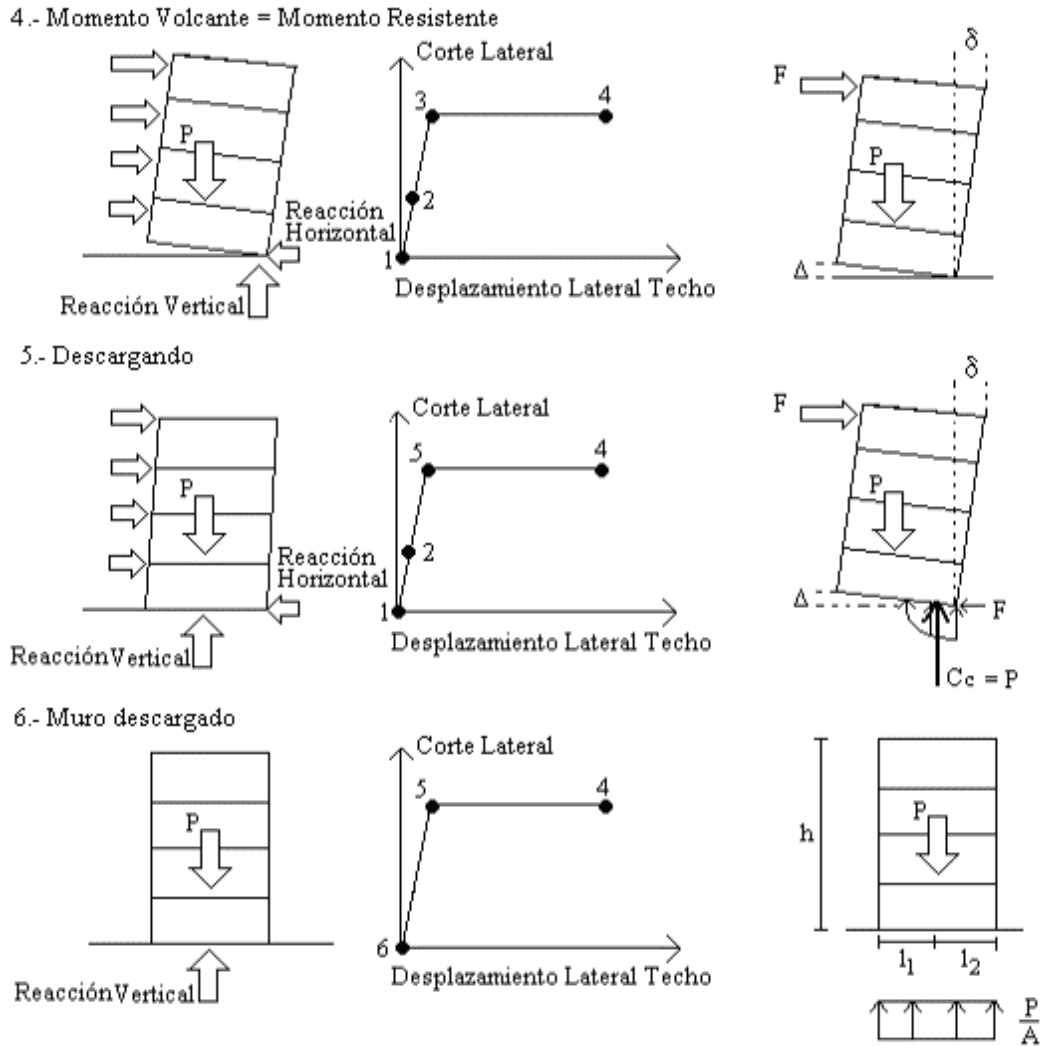


Figura 2.2: Comportamiento de un muro mecedor. Adaptado de la referencia [8].

En la figura,  $P$  corresponde al peso propio del muro,  $A$  sección transversal del muro,  $M$  momento volcante y  $W$  módulo resistente.

En el punto 1, sin carga lateral, el muro se encuentra sometido sólo a cargas gravitacionales, además se muestra la distribución de esfuerzos en la base. El muro mecedor en este estado es idéntico a un muro monolítico.

En el punto 2 y 3, al desplazarse lateralmente el extremo superior del muro, el comportamiento aun es el de un muro monolítico, pero cambia la distribución de esfuerzos en la base. En este punto la resultante de las fuerzas gravitacionales comienza a desplazarse al extremo derecho del muro.

En el punto 4 al igualarse el momento volcante al momento resistente, el muro se levanta y queda apoyado en uno de sus extremos llegando hasta el punto 4 del gráfico. Una vez levantado, el muro empieza a desplazarse lateralmente ante leves aumentos de la fuerza lateral aplicada.

En el punto 5 comienza a descargarse, en este tramo el momento volcante es igual al momento resistente. Al descargar el muro se devuelve por la misma curva y llega a su posición inicial.

La estabilidad del muro está condicionada a aspectos geométricos (ver figura 2.3) donde el máximo ángulo de rotación en la base ( $\alpha$ ) está dado por  $\tan^{-1}(b/a)$  [10]; en el caso de los muros considerados este estudio la rotación máxima se alcanza para deformaciones de entrepiso cercanas al 20%, por lo tanto, la estabilidad del muro mecedor no es un tema relevante.

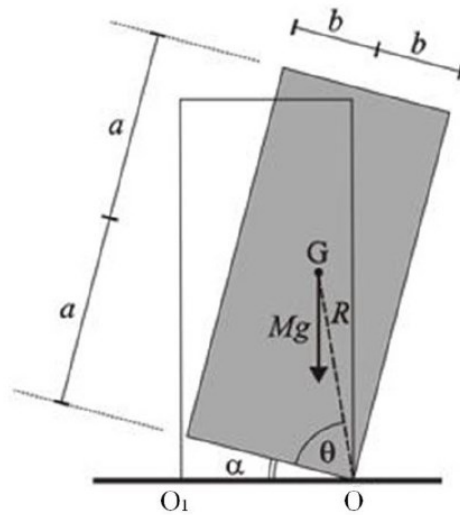


Figura 2.3: Comportamiento muro mecedor como cuerpo rígido [10].

## 2.2 Muro Mecedor con Postensado

Al agregar un cable postensado equivale a un aumento de la carga vertical para el caso de un muro mecedor puro. La fuerza de postensado actúa concentrada en la zona de anclaje en el extremo superior del muro, o donde está anclado. Al levantarse la base, aumenta el largo del cable postensado lo que provoca un aumento en la tensión. La figura 2.4 ilustra este comportamiento.

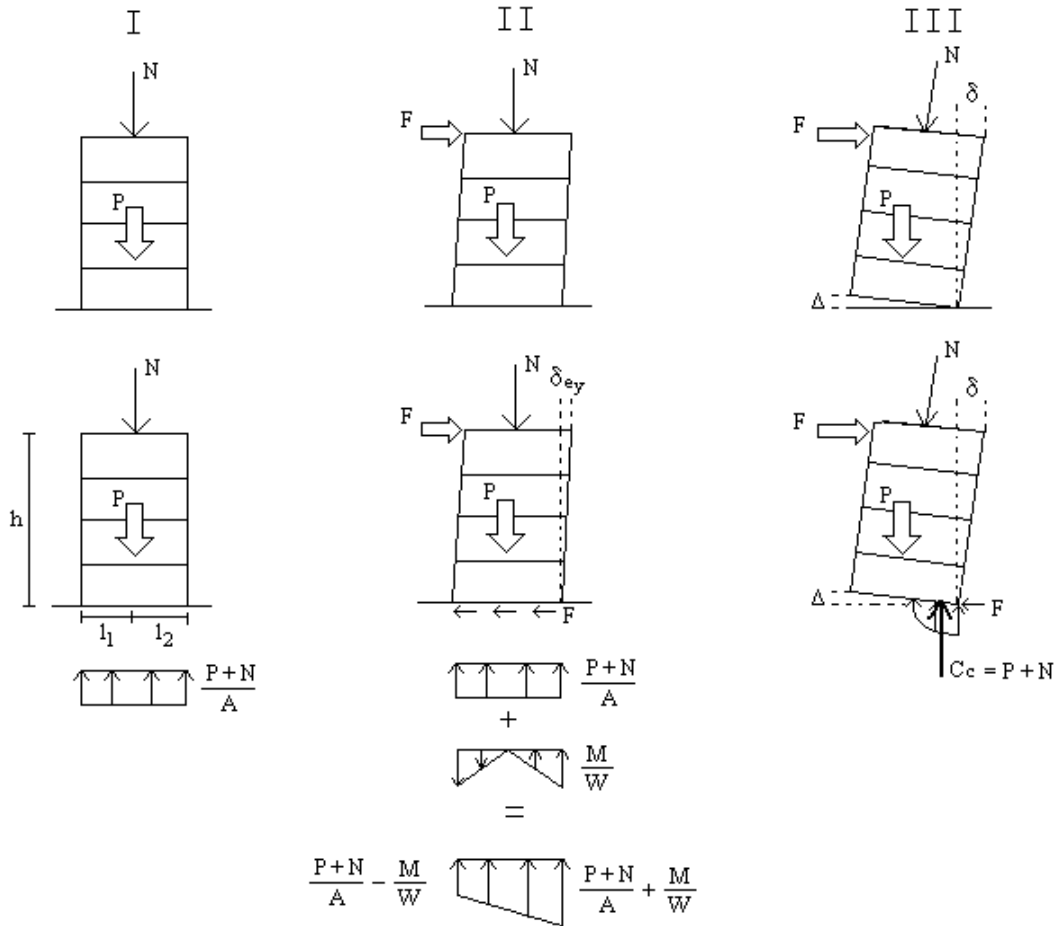


Figura 2.4: Muro mecedor I) Frente a cargas gravitacionales y acción del postensado, II) Frente a cargas gravitacionales, acción del postensado y desplazamiento lateral con toda la base comprimida y III) Frente a cargas gravitacionales, acción del postensado y desplazamiento lateral con la base levantada. Adaptado de referencia [8].

El postensado modifica la curva de comportamiento del muro mecedor mostrada en la figura 2.1 aumentando el momento resistente, punto 3, y dejando una rama ascendente, entre los puntos 3 y 4 de la curva, esto se muestra en la figura 2.5.

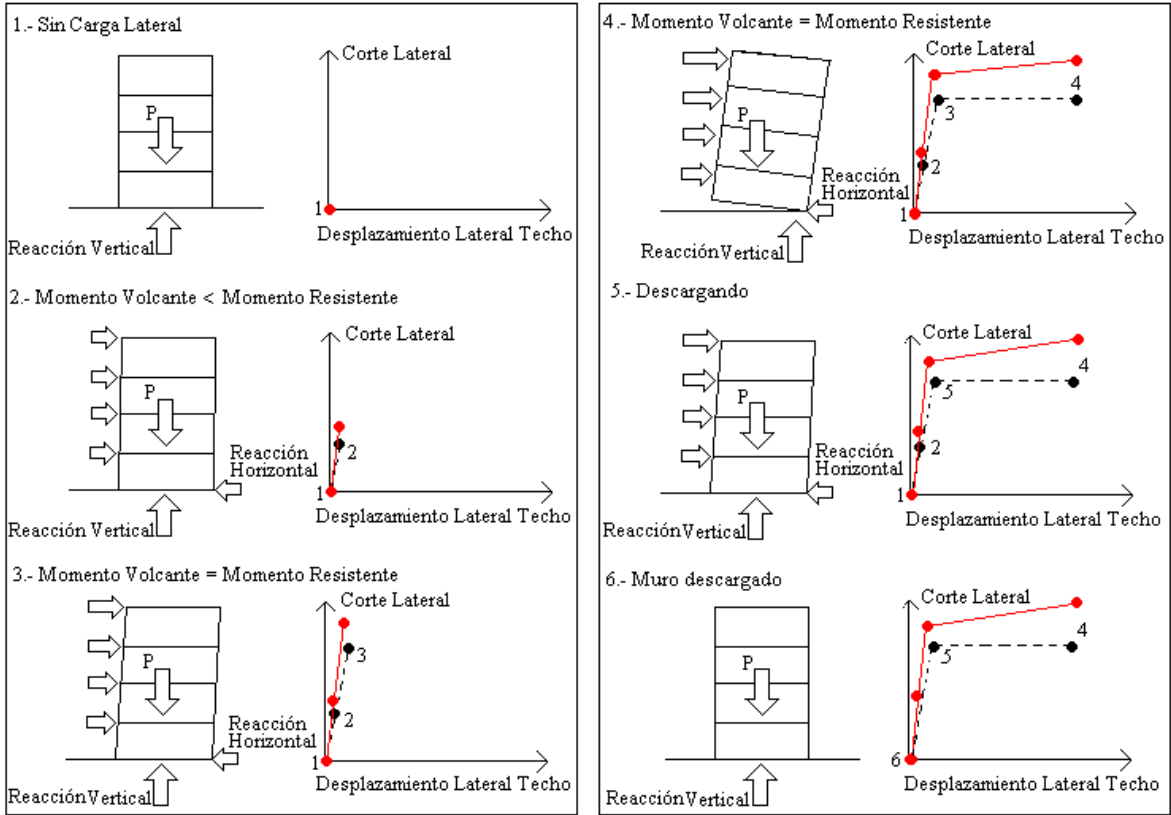


Figura 2.5: Comparación del comportamiento de un muro mecedor con otro mecedor con postensado frente a acciones laterales. Adaptado de referencia [8].

## 2.3 Muro Mecedor con Postensado y Disipadores de Energía

Se suele agregar dispositivos especiales (refuerzo de acero dulce) que permiten una mayor disipación de energía, disminuyendo los desplazamientos, aumentando la resistencia y modificando la forma de la curva mostrada en la figura 2.6. En este caso además de obtener un valor mayor para el corte, el muro no se devuelve por la misma curva en la descarga, sino que, por una paralela, por tanto, el muro adquiere un notable aumento en la capacidad de disipación de energía, a través del comportamiento histórico del dispositivo especial, lo que se ve reflejado en el área encerrada por el ciclo.

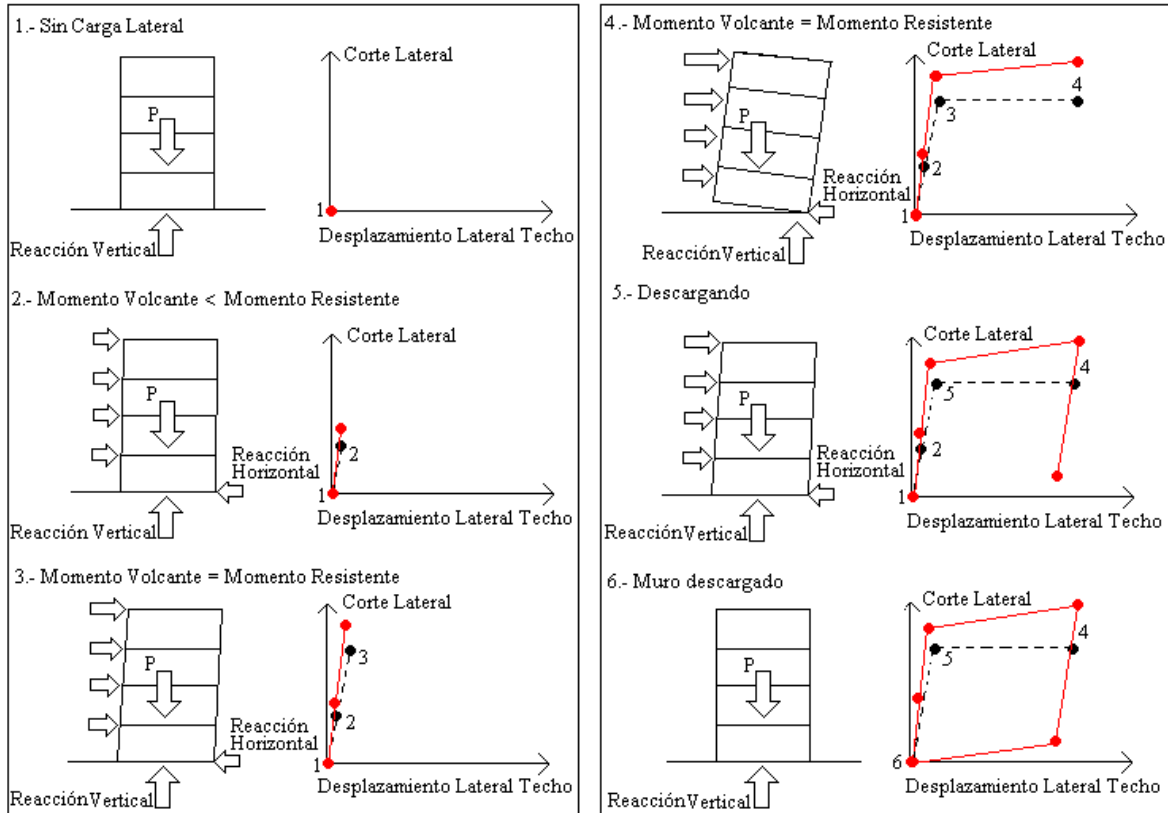


Figura 2.6: Comparación del comportamiento de un muro mecedor con otro mecedor con postensado con disipadores de energía, frente a acciones laterales Adaptado de referencia [8].

### 2.3.1 Sistemas Híbridos

A diferencia del método tradicional monolítico de construcción, los sistemas híbridos concentran incursión inelástica en las uniones viga-columna o muro-fundación como se muestra en la figura 2.7. Las propiedades de auto centrado y de disipación de energía, se combinan usando cables de acero postensados no adheridos al hormigón y barras de acero dulce respectivamente. De manera alternativa se pueden utilizar dispositivos especiales para desarrollar disipación de energía [11], [12].

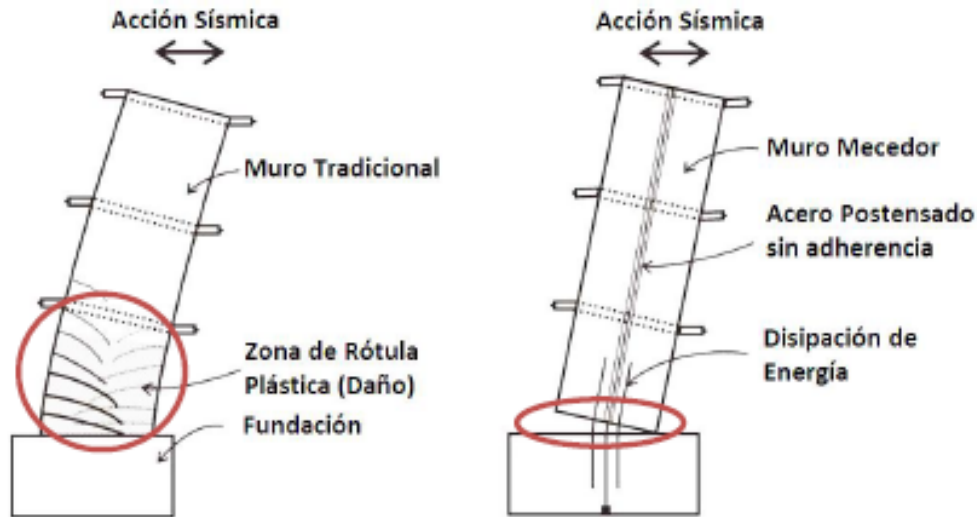


Figura 2.7: Esquema de un sistema tradicional monolítico y un sistema híbrido. [13]

### 2.3.2 Respuesta de Sistemas Híbridos

Los sistemas monolíticos pueden desarrollar una gran capacidad de disipación de energía, pero el costo de esto, es el daño distribuido en la zona de 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.

La deformación en una conexión híbrida se concentra en la interfaz del muro con la fundación; previo a la abertura de esta conexión la rigidez lateral del muro es similar a su par convencional (rigidez elástica con sección bruta). Sin embargo, al abrirse la unión, existe una pérdida de rigidez similar a la que ocurre con el agrietamiento del hormigón, si la rotación se incrementa el acero dulce alcanza su deformación unitaria de fluencia provocando una nueva reducción de rigidez flexural del muro. El acero postensado ejerce una fuerza restitutiva describiendo un comportamiento bilineal-elástico que se aprecia en la figura 2.8a) y las barras de acero dulce fluyen proporcionando disipación de energía, lo cual se aprecia en la figura 2.8b). El comportamiento global de la unión híbrida es la suma del efecto de ambos materiales, describiendo una curva de histéresis tipo bandera lo cual se aprecia en la figura 2.8c).

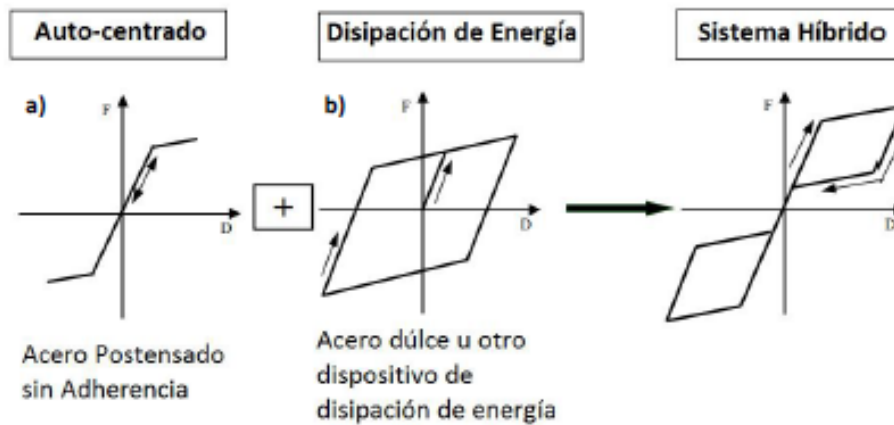


Figura 2.8: Caracterización de la respuesta de un sistema híbrido mediante la curva de histéresis de sus componentes [13].

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.

### 2.3.3 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 PRESSSS [13] incorporó las barras de acero dulce en ductos de acero corrugado con cierta longitud no adherida para controlar la deformación unitaria de las barras y protegerlas de una ruptura prematura. También se han ensayado dispositivos externos de disipación de energía como el mostrado en las figuras 2.9 y 2.10. 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 [14].

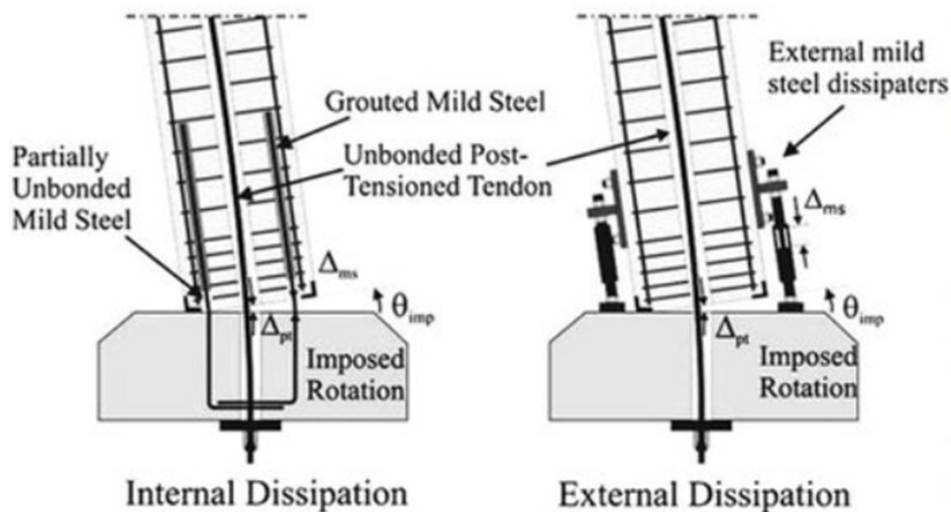


Figura 2.9: Elementos de disipación de energía. A la izquierda dispositivos internos, a la derecha dispositivos externos [13].

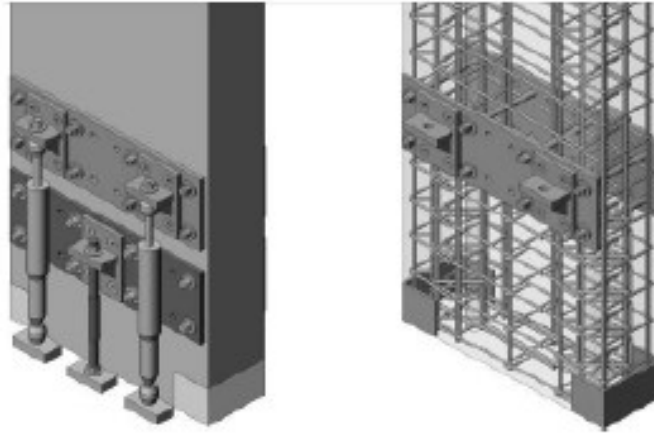


Figura 2.10: Esquema de muros con disipadores externos y el detalle mostrando la armadura [13].

### 2.3.4 Aspectos de Modelación

Se han desarrollado diferentes métodos de análisis para muros mecedores con uniones híbridas. El modelo de plasticidad concentrada (ver figura 2.11) y el modelo de Multi-resortes en paralelo (ver figura 2.12) son algunos de ellos [15].

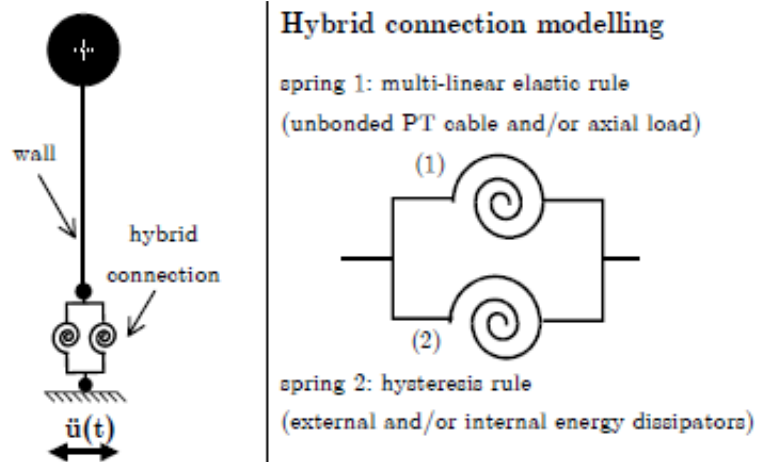


Figura 2.11: Modelo de plasticidad concentrada [15].

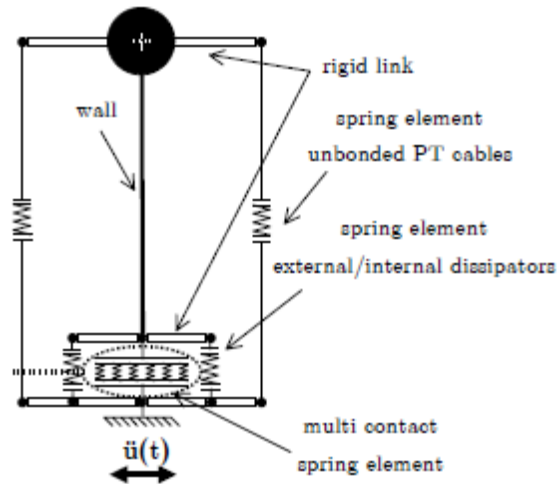


Figura 2.12: Modelo multi-resortes en paralelo [15].

Estudios experimentales [15] han mostrado que ambos modelos reproducen bien el comportamiento del muro mecedor con unión híbrida (ver figura 2.13).

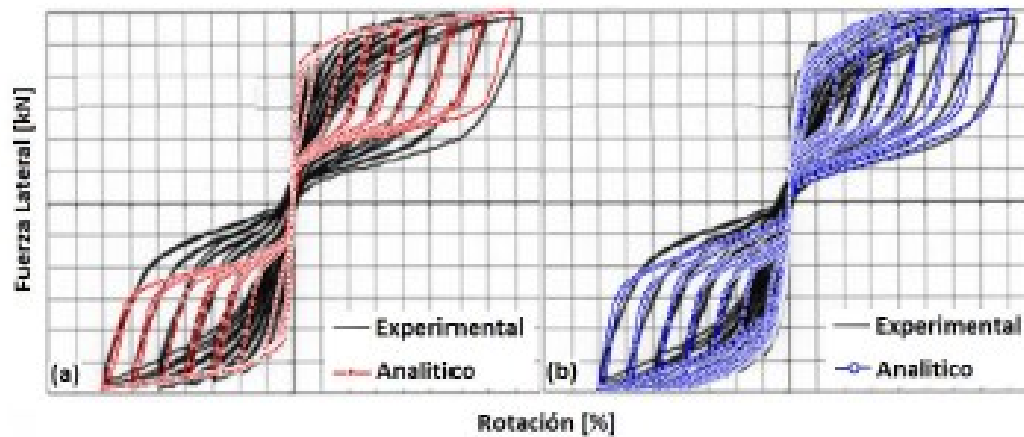


Figura 2.13: Comparación entre predicción y resultados experimentales. A la izquierda el modelo de plasticidad concentrada. A la derecha el modelo Multi-resortes. [15].

Las ventajas del modelo de plasticidad concentrada son su simplicidad y bajo requerimiento computacional, especialmente cuando se requiere hacer análisis paso a paso en edificios de varios pisos. El modelo de Multi-resortes en paralelo, por otro lado, predice directamente comportamientos locales como profundidad del eje neutro y las tensiones en cada elemento.

## 2.4 Antecedentes Experimentales

Priestley et. al. [16] en el proyecto PRESSS [13] ensayaron muros mecedores como parte de un sistema estructural resistente a fuerzas laterales. Se ensayó con el método pseudo-dinámico una estructura a escala 1:2 sometiéndola a diferentes intensidades sísmicas. El daño se concentró en la unión híbrida 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. [17] compararon la respuesta de un muro de hormigón armado monolítico con uno mecedor, en ensayos a escala 1:2. Los desplazamientos residuales del muro mecedor con postensado fueron mínimos, lo cual se aprecia en la figura 2.14.

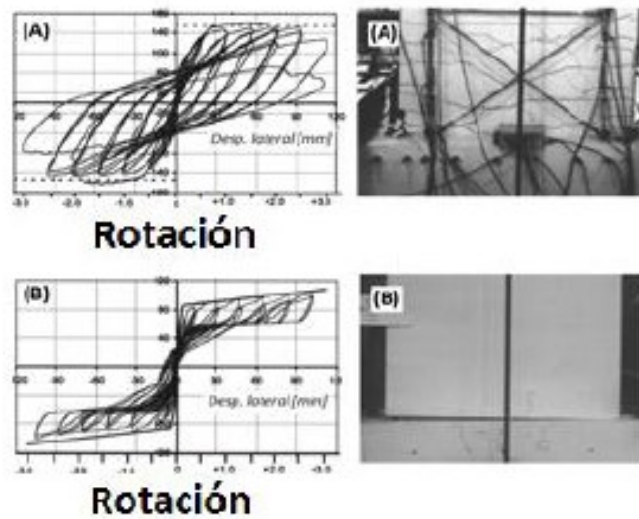


Figura 2.14: Resultados experimentales. A) muro monolítico. B) Muro mecedor [17]

Restrepo y Rahman [11] ensayaron tres muros a media escala con diferentes cantidades de acero dulce evaluando la cantidad de energía disipada obteniendo ciclos de histéresis tipo bandera (ver figura 2.15).

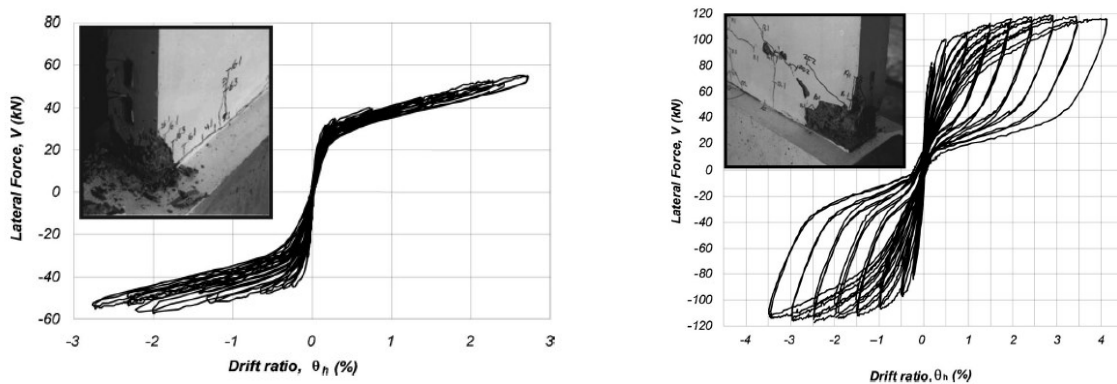


Figura 2.15: Resultados experimentales. A la izquierda muro mecedor. A la derecha Muro mecedor con postensado y disipadores de energía [17].

Nagae et. al. [18] ensayaron dos edificios a escala real en la mesa vibradora del Centro de Investigaciones E-Defense en Japón. Uno de los dos edificios se construyó utilizando uniones híbridas en todos sus elementos, es decir, en uniones viga-columna y muro-fundación mientras que el otro edificio se construyó utilizando los métodos tradicionales. Se determinó el comportamiento global y el tipo de daño mostrado por ambas estructuras observando que, si bien la estructura tradicional tuvo un comportamiento estable, sufrió severos daños por aplastamiento del hormigón en la base de los muros y en las uniones viga/columna. Por otro lado, el edificio con conexiones híbridas mostró pequeñas deformaciones en la dirección del muro y daños más graves con mayores deformaciones en la dirección del marco (ver figura 2.16).

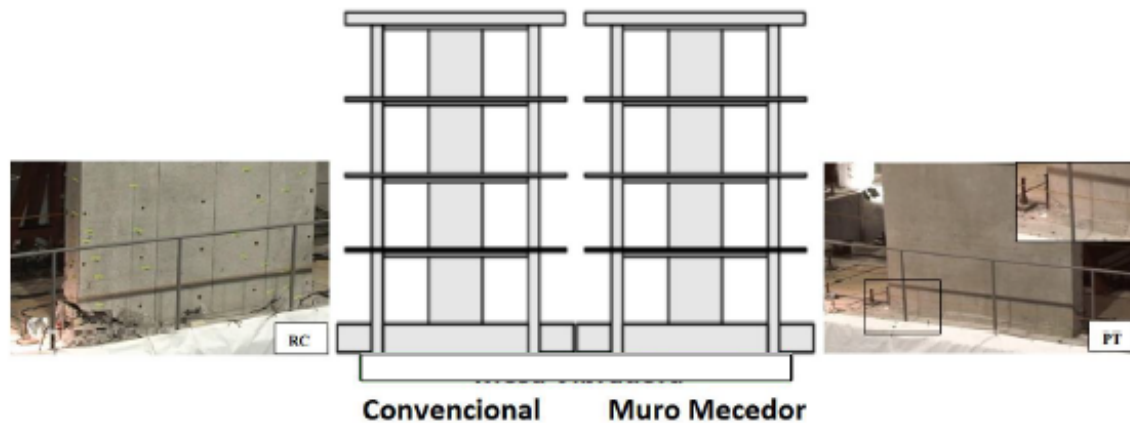


Figura 2.16: Elevación de los edificios ensayados. A la izquierda muro diseñado de manera tradicional A la derecha muro mecedor con postensado y disipadores de energía [18]

## 2.5 Uso de Muros Mecedores

Los muros mecedores se han utilizado en diferentes partes del mundo con buenos resultados. Existen dos edificios interesantes de mencionar ubicados en Estados Unidos. El 2850 Telegraph ubicado en Berkeley, y el San Francisco Public Utilities Commission en San Francisco, ambos en el estado de California.

El 2850 Telegraph es un edificio de seis pisos construido en 1970 y estructurado con marcos de hormigón armado [19]. Para mejorar su desempeño sísmico el año 2005 se agregaron cuatro muros mecedores orientados en las direcciones principales del edificio los cuales se pueden apreciar con amarillo en la figura 2.17.

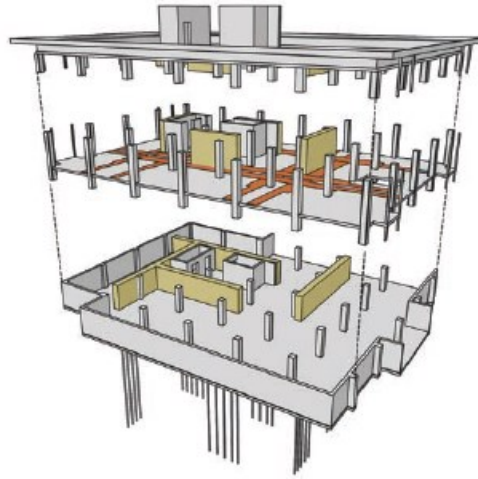


Figura 2.17: El edificio 2850 Telegraph [19].

En la construcción de los muros se ocupó hormigón con una resistencia de  $550 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ . Se usaron 8 tendones cada uno de ellos compuestos por 27 cables de acero postensado de 0.6 pulgadas de diámetro, lo cual se puede apreciar en la figura 2.18. El esfuerzo en el hormigón inducido por la fuerza del postensado fue de  $0.125 f'c$ .



Figura 2.18: Tendones de cables en El edificio 2850 Telegraph [19].

El edificio San Francisco Public Commission es un edificio de 14 pisos y 55 metros de altura, estructurado con marcos y dos núcleos de hormigón armado y muros mecedores (ver figura 2.19).

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%. [20]

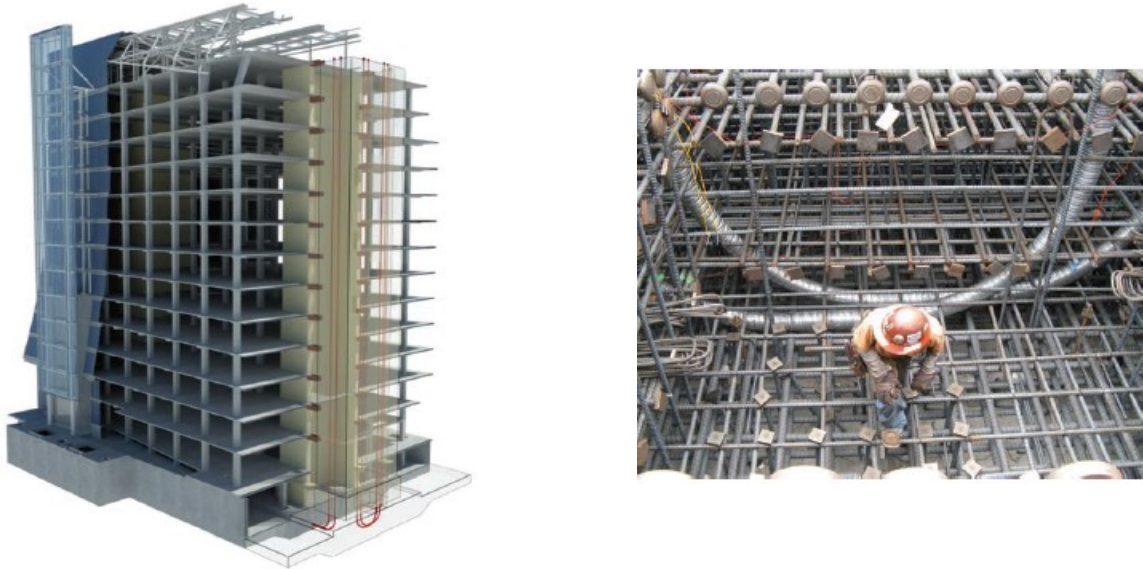


Figura 2.19: Edificio San Francisco Public Utilities Commission [20].

En la construcción de los muros se ocupó hormigón con una resistencia de  $550 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ . Se usaron 8 tendones cada uno de ellos compuestos por 28 cables de acero postensado de  $15.24 \text{ mm}$  de diámetro, similares al edificio mostrado anteriormente.

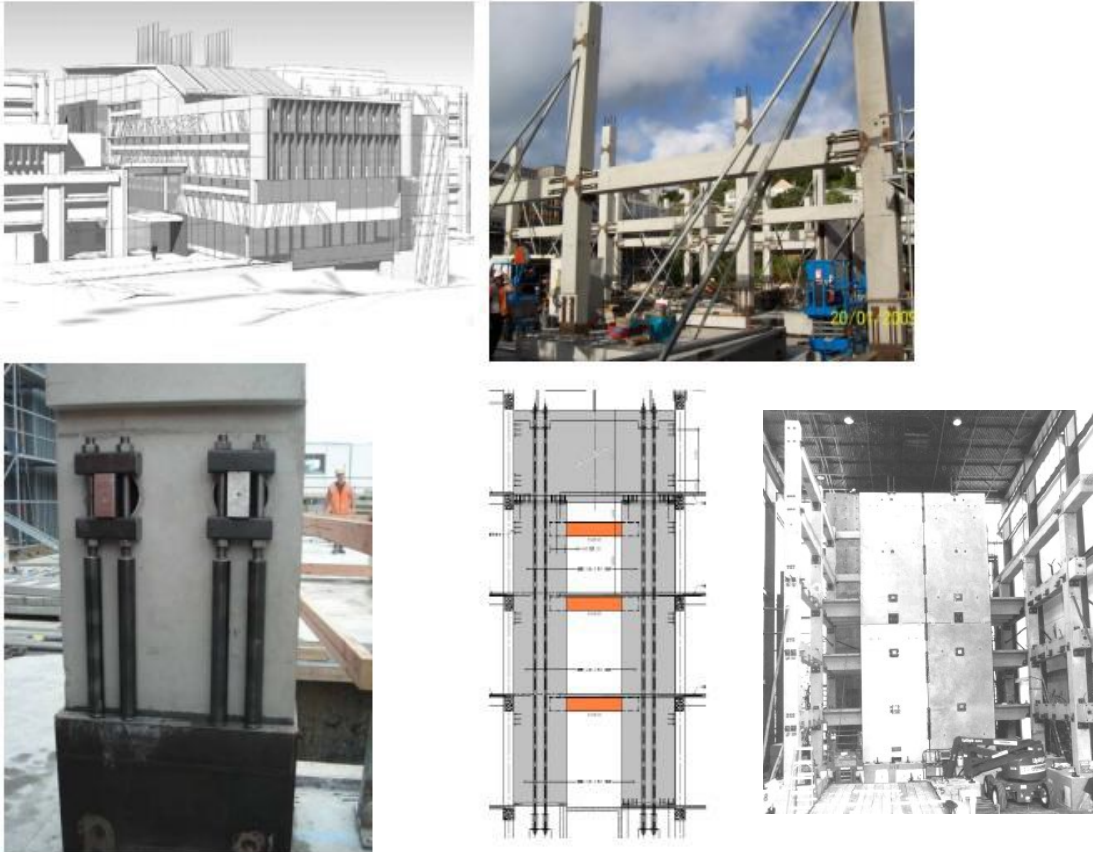
El edificio Southern Cross Hospital y el edificio Alan MacDiarmid son dos edificios construidos en Nueva Zelanda.

En el edificio Southern Cross Hospital (ver figura 2.20) se ocuparon muros mecedores, como los ensayados en el proyecto PRESSS [13], incluyendo cables de acero postensado, barras de acero dulce y disipadores de energía tipo U entre muros adyacentes.



Figura 2.20: A la izquierda el Edificio Southern Cross Hospital. A la derecha muros mecedores en los estacionamientos.

El edificio Alan MacDiarmid se diseñó con muros mecedores acoplados, disipadores de energía en columnas y uniones viga-columna como se muestra en la figura 2.21.



*Figura 2.21: Edificio Alan MacDiarmid se ocuparon muros mecedores, disipadores externos de energía en columnas y uniones híbridas de marcos [21]*

Ambos edificios tuvieron un excelente desempeño en el terremoto del 22 de febrero del 2011 en Christchurch. [21]

# Capítulo 3

## DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL

El edificio estudiado es una parte del hospital San Pablo de Coquimbo y consta de cinco pisos. Está estructurado con marcos de hormigón armado, con vigas de 60 x 60 [cm.] y columnas de 60 x 60 [cm.]. Las columnas exteriores tienen una cuantía de refuerzo longitudinal del 4 % y las interiores del 2,3% en las secciones críticas. La altura de entrepiso es de 3.25 [m], salvo en el segundo piso, que es un piso mecánico de 2.95 [m]. En la figura 3.1 se muestra un esquema de la planta del edificio y de un eje que muestra el marco típico en la dirección longitudinal.

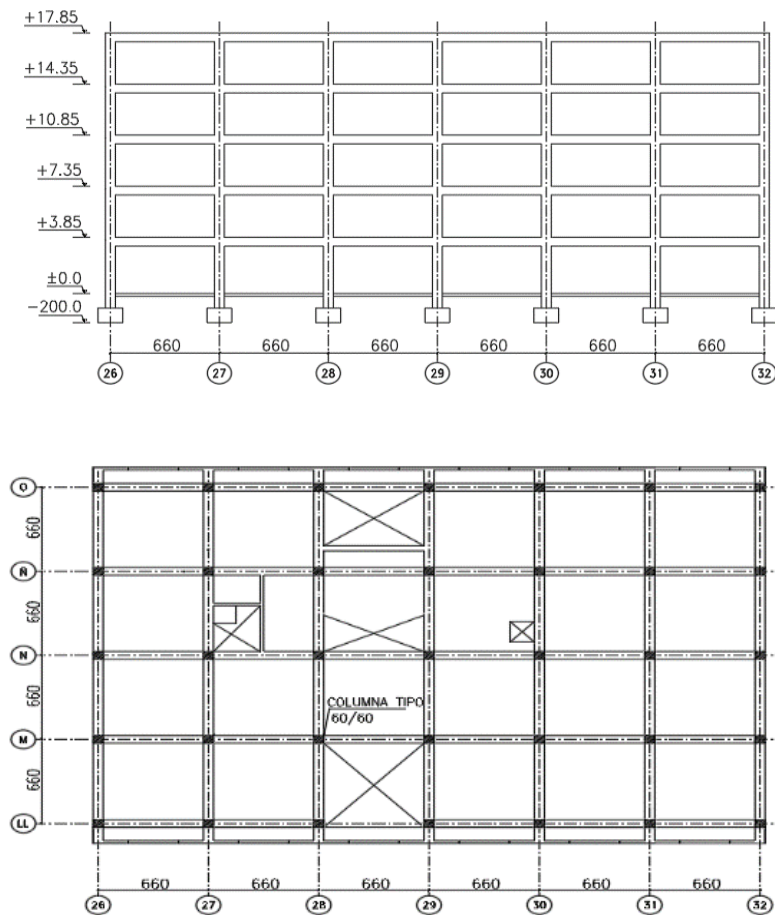


Figura 3.1: Planta y elevación de la estructura analizada.

### 3.1 Propiedades de los Materiales

Las propiedades de los materiales utilizadas en los cálculos se obtuvieron del “Estudio de vulnerabilidad sísmica y daño de la torre principal del hospital de Coquimbo” [6], valores obtenidos a partir de ensayos de testigos extraídos del edificio. Para el hormigón se consideró una resistencia característica de 250 [kg/cm<sup>2</sup>], y para el acero, especificado de calidad A63-42H se tomó un valor de fluencia de 4200 [kg/cm<sup>2</sup>]. Información más detallada sobre los ensayos se puede encontrar en la referencia mencionada.

### 3.2 Análisis Dinámico no Lineal de la Estructura Existente

El análisis dinámico no lineal de la estructura en estudio se realizó con el programa Ruaumoko 2D [9], considerando un modelo plano o bidimensional debido a la regularidad y simetría de la estructura. Las condiciones de apoyo para los elementos verticales a nivel basal son empotramientos perfectos, es decir, la influencia del suelo no se considera en la respuesta de la estructura; este supuesto es usual en este tipo de estudios. En cada nivel de piso, además, se considera un diafragma rígido debido a la presencia de losas de piso. Respecto al comportamiento no lineal de los elementos estructurales, este se consideró usando un modelo de plasticidad concentrada representado por leyes histeréticas en particular se usó la ley de Takeda. La ecuación de movimiento se resolvió usando el Método de Newmark de aceleración constante, el amortiguamiento considerado es de tipo Rayleigh; todo bajo la hipótesis de pequeñas deformaciones, es decir, se desprecia el efecto P- $\Delta$ .

En el análisis del edificio se utilizó la componente N10E del registro de Llolleo del terremoto del 3 de marzo de 1985, ciudad donde se registró la máxima aceleración del suelo para este terremoto y más cercana al epicentro. En la tabla 3.1 se indican las principales características del registro usado en el análisis dinámico no lineal de la estructura existente y en la figura 3.2 se muestra el registro. La estructura del Hospital de Llolleo, muy parecida a la estudiada en esta tesis, en el terremoto de 1985 sufrió daños localizados en las columnas del primer piso, especialmente en uno de sus dos cuerpos, pero sin llegar a la falla al corte. Este hecho hace interesante la selección de este registro para el estudio de los marcos que forman parte del Hospital en análisis.

Tabla 3.1: Características del registro utilizado en el análisis dinámico no lineal.

Sismo	Registro	Componente	Duración [s]	Distancia Epicentral [km]	Magnitud Richter	Aceleración Máxima [g]
03/03/1985	Llolleo	N10E	116	45	7.8	0.65

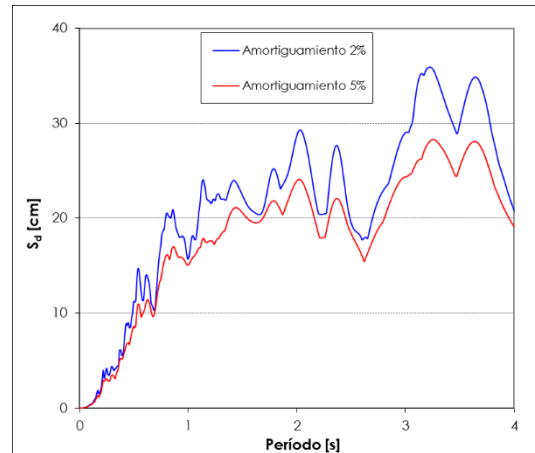
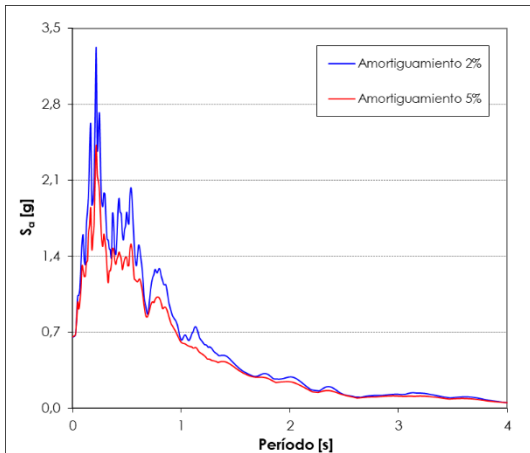
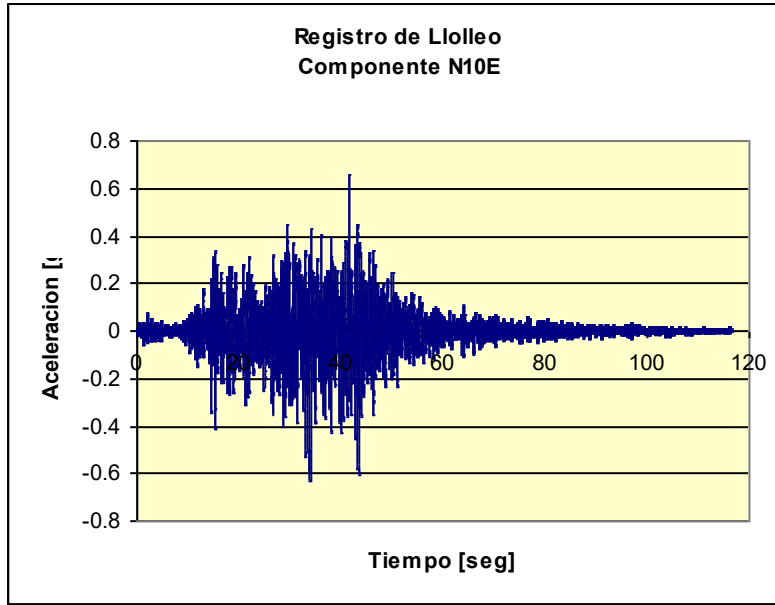


Figura 3.2: Registro de Lollo componente N10E.

Para representar el comportamiento histerético de las secciones críticas de hormigón armado se utilizó el modelo bilineal con degradación de la rigidez de Takeda con constante de descarga  $\alpha=0$  y constante de carga  $\beta=0$  [22], mostrado en la figura 3.3.

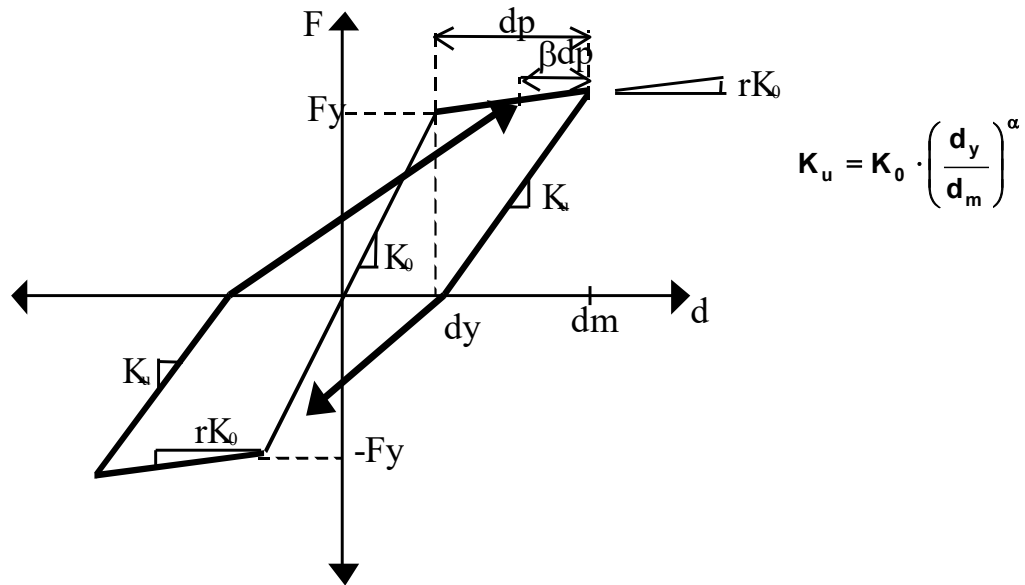


Figura 3.3: Curva de histéresis de Takeda.

Donde:

$K_0$  : representa la rigidez elástica inicial

$rK_0$  representa la rigidez post fluencia

$F_y$  representa la rigidez elástica inicial

$d_y$  representa desplazamiento o curvatura de fluencia

$d_m$  representa desplazamiento o curvatura máximo en cada ciclo.

La respuesta dinámica no lineal se determinó con el programa Ruaumoko [9]. Como modelo de amortiguamiento viscoso se escogió Rayleigh, donde la matriz de amortiguamiento [Ct] se supone que satisface la relación:

$$[C_t] = \alpha \cdot [M] + \beta \cdot [K_t]$$

$$\alpha = 4 \cdot \pi \cdot \frac{T_j \cdot \lambda_j - T_i \cdot \lambda_i}{T_j^2 - T_i^2}$$

$$\beta = T_i \cdot T_j \cdot \frac{T_j \cdot \lambda_i - T_i \cdot \lambda_j}{T_j^2 - T_i^2}$$

En este estudio se asignaron las razones de amortiguamiento respecto al crítico a los períodos  $T_i$  y  $T_j$  de los modos 1 y 2, respectivamente. En la tabla 3.2 se muestra la razón de amortiguamiento

para los modos de vibrar de la estructura, donde se puede observar que el incremento del amortiguamiento en los modos superiores no alcanza valores que permitan tener un efecto marcado en la respuesta no lineal de la estructura.

Tabla 3.2: Razón de amortiguamiento para los modos de vibrar de la estructura.

Modo	Frecuencia	Periodo	% Amortiguamiento
1	1.69	0.59	5.00
2	5.48	0.18	5.00
3	10.00	0.10	7.62
4	14.99	0.07	10.88
5	20.01	0.05	14.27

Dada la simetría del edificio el marco en estudio se modeló en Ruaumoko como aparece en la figura 3.4:

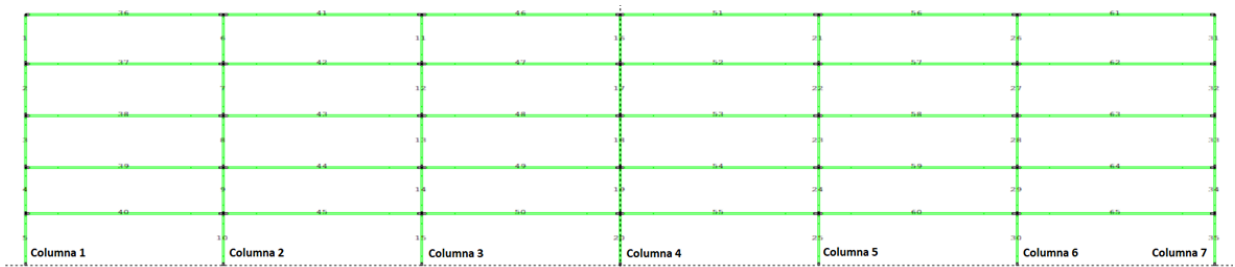


Figura 3.4: Modelo marco analizado en Ruaumoko.

Si las columnas de los marcos hubiesen tenido una resistencia al corte suficiente para permitir la fluencia en flexión y considerando una razón de amortiguamiento de un 2% y 5%, la respuesta en desplazamientos sería como la mostrada en la figura 3.5. Se consideró un 2% porque se supone que la falla al corte en las columnas es muy prematura y como no habría daños previos no alcanzaría a aumentar el amortiguamiento. En el caso de columnas con la resistencia al corte adecuada, habría fluencia en las vigas aumentando el amortiguamiento, por esta razón se hicieron ambos análisis, y como se esperaba, los resultados son muy parecidos. Es importante comentar este aspecto porque los resultados son sensibles al modelo de amortiguamiento que se adopte y a la manera de asignar los valores de amortiguamiento.

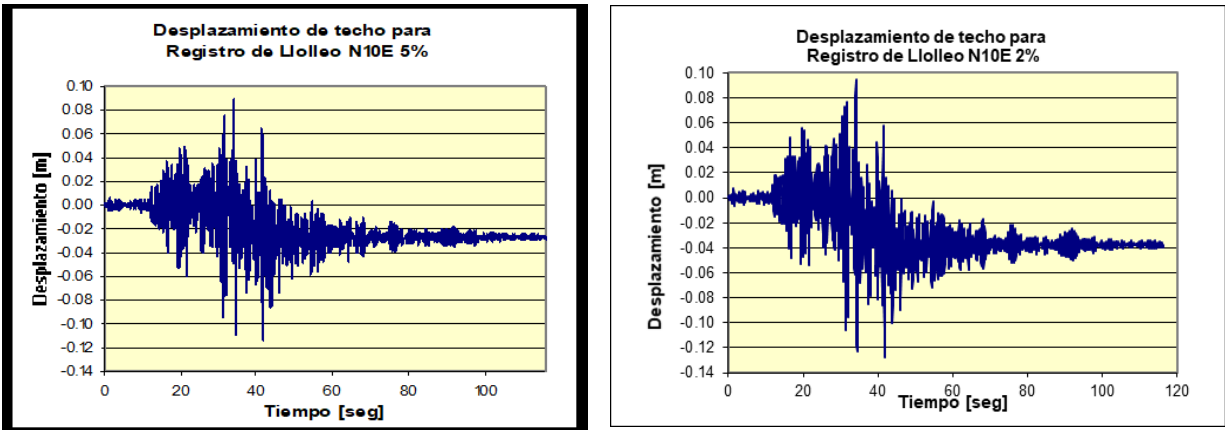


Figura 3.5: Historia de desplazamientos del techo suponiendo columnas con una resistencia al corte suficiente.

El máximo desplazamiento lateral del techo calculado con el registro de Lolloe fue de 13 [cm.]. En la figura 3.6 se muestran las envolventes de desplazamientos laterales y la de desplazamientos relativos de entrepiso calculado como el cociente entre los desplazamientos entre pisos dividido por la altura de entrepiso.

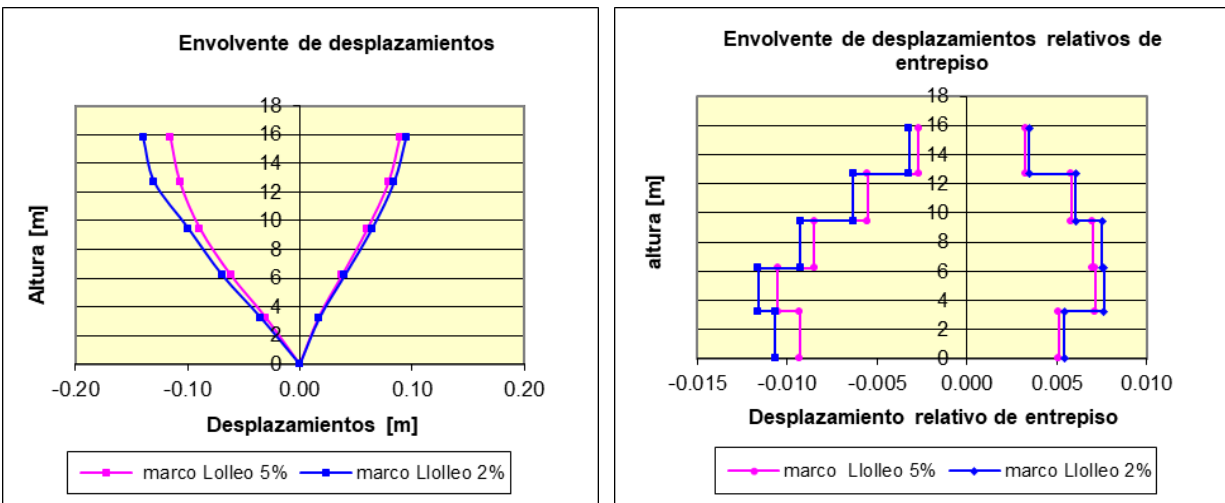


Figura 3.6: Envolvente de desplazamientos y envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso.

Según estos cálculos, para un registro como el considerado, se esperarían en este edificio desplazamientos relativos de entrepiso del orden del 1.2 %.

En las figuras 3.7 y 3.8 se comparan las demandas de corte del registro con la resistencia al corte disponible ( $V_n$ ), calculada esta última con las expresiones propuestas en el ACI 318.

$$V_n = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d + \frac{A_v f_{yt} d}{s} \text{ [MPa]}$$

Donde  $f'_c$  es la resistencia específica del hormigón,  $f_{yt}$  es la tensión de fluencia del refuerzo,  $s$  es el espaciamiento del refuerzo transversal,  $A_v$  es el área del refuerzo transversal,  $b_w$  y  $d$  es en el ancho y altura efectiva de la columna, respectivamente.

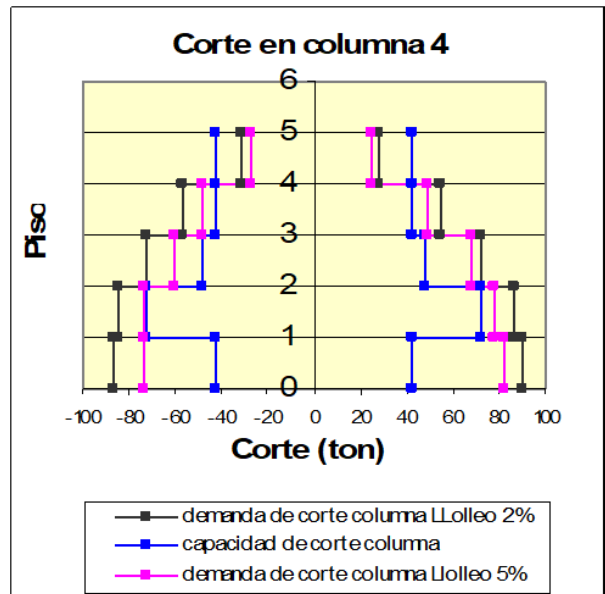
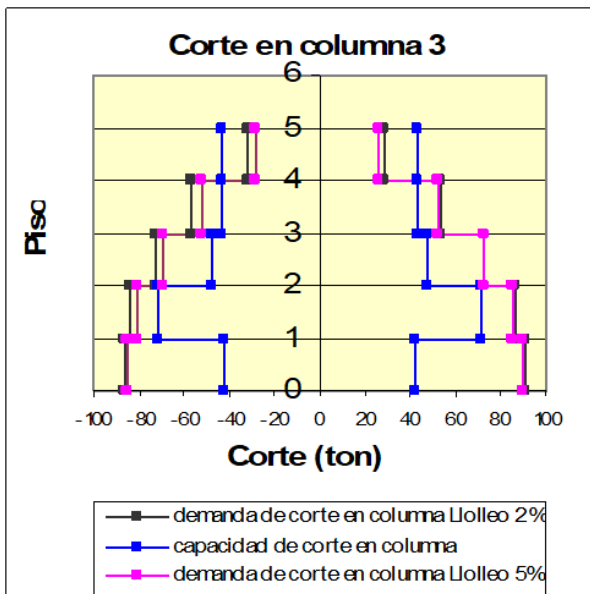
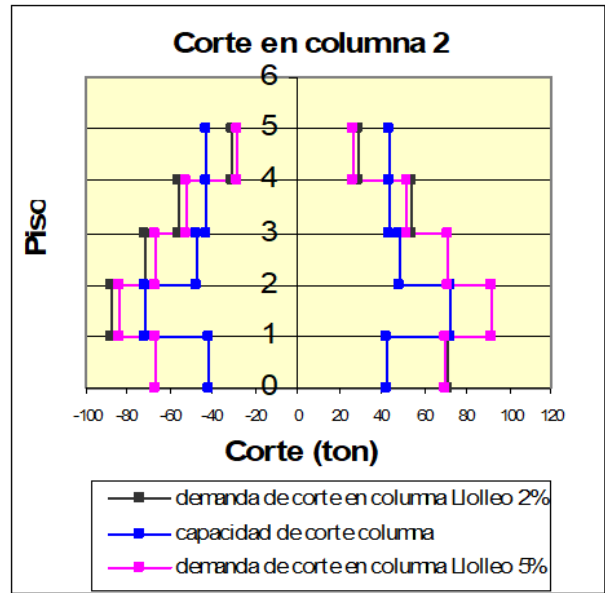
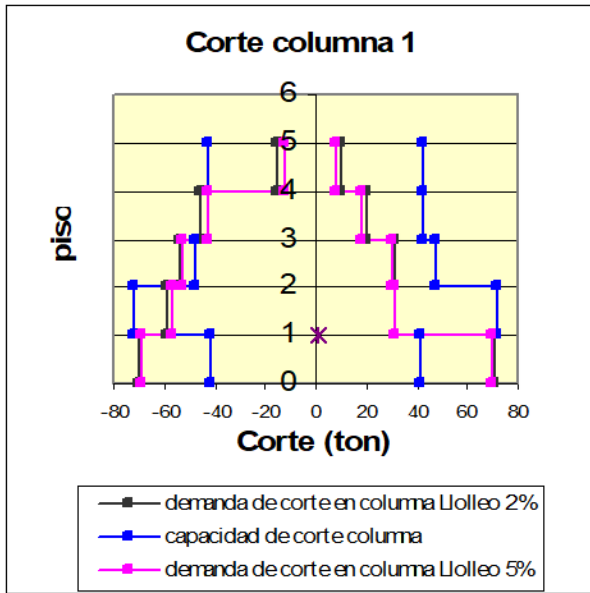


Figura 3.7: Demanda y capacidad al corte de las columnas 1 a 4.

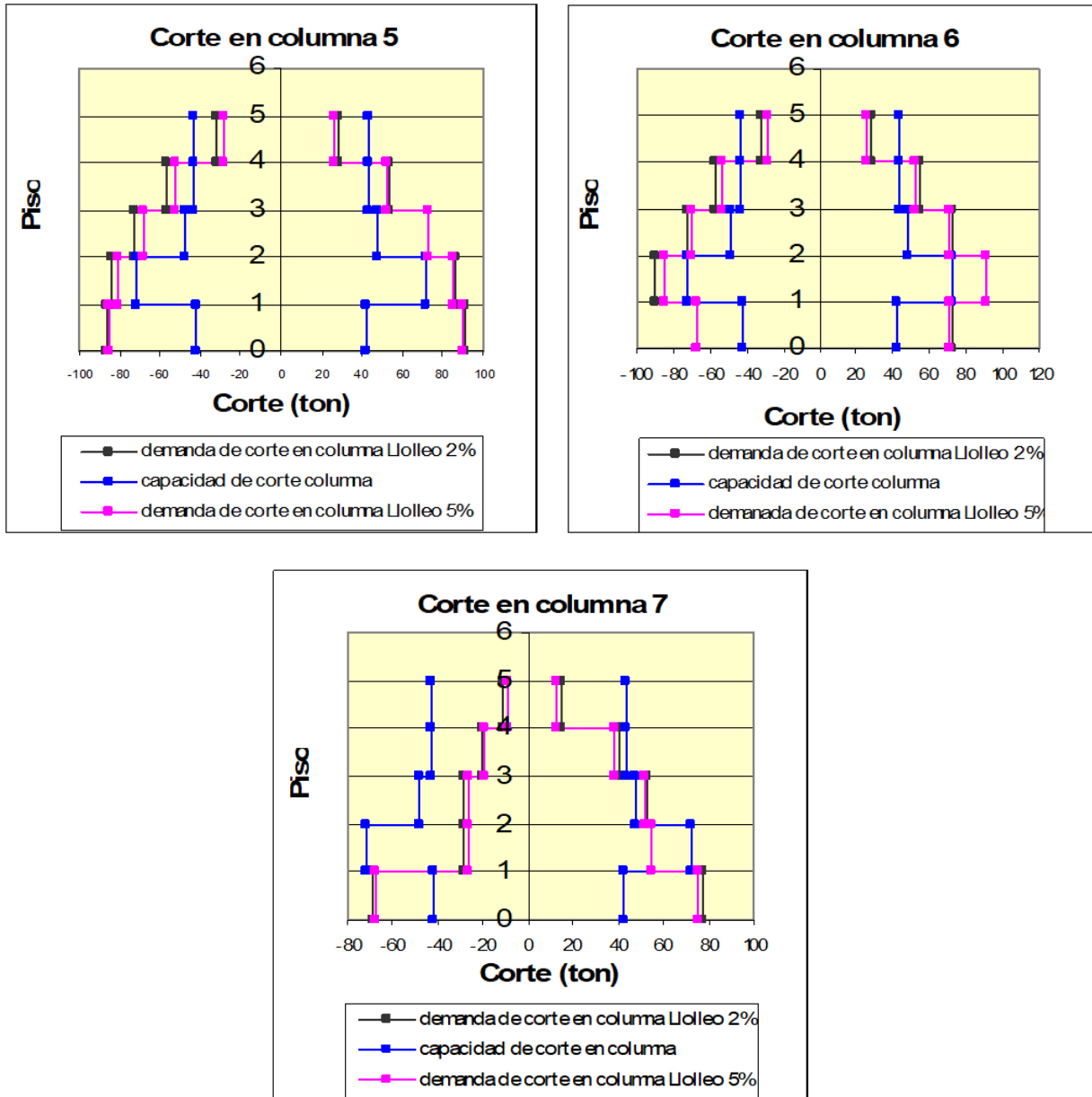


Figura 3.8: Demanda y capacidad al corte de las columnas 5 a 7.

De los gráficos anteriores se aprecia que, según las expresiones utilizadas del ACI318-02, las columnas no tendrían una resistencia al corte adecuada. Si la resistencia real al corte de las columnas fuera similar a estos valores del Código, se podría predecir para este tipo de solicitaciones una falla al corte en columnas a los pocos segundos de iniciado el sismo.

Si en el análisis se supone que las columnas tienen una resistencia adecuada al corte, se pueden determinar las demandas de flexión y fuerza axial y la resistencia requerida al corte de las columnas. En las figuras 3.9 y 3.10 se comparan las envolventes de demanda de momento del registro utilizado con la resistencia a la flexión que tendrían las columnas para la fuerza axial correspondiente obtenida del análisis. Los valores de la figura se obtuvieron para las envolventes de fuerza axial de las columnas.

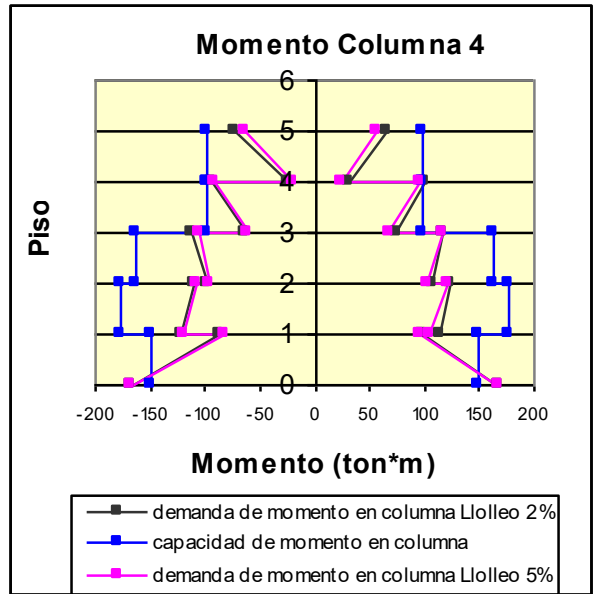
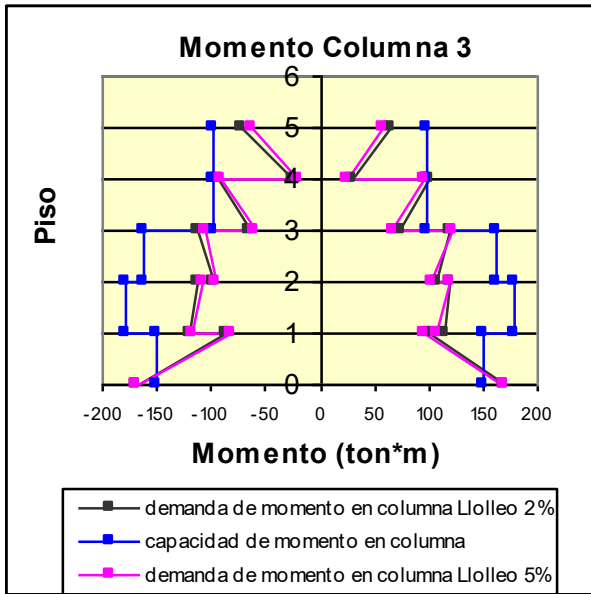
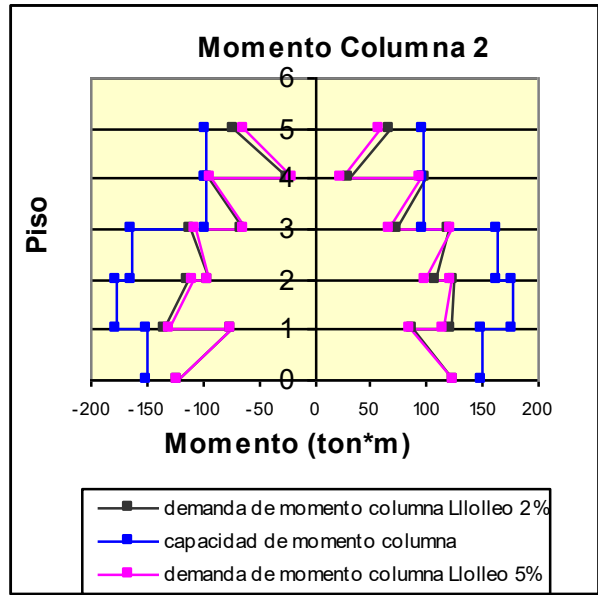
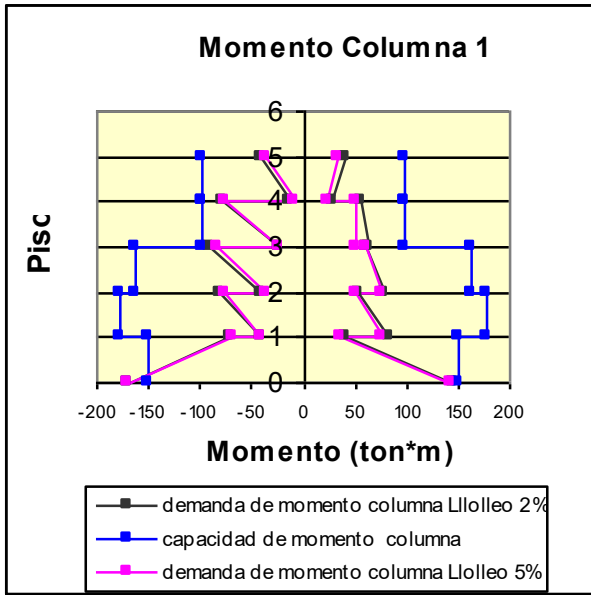


Figura 3.9: Resistencia a flexión disponible y demanda de momento de las columnas 1 a 4.

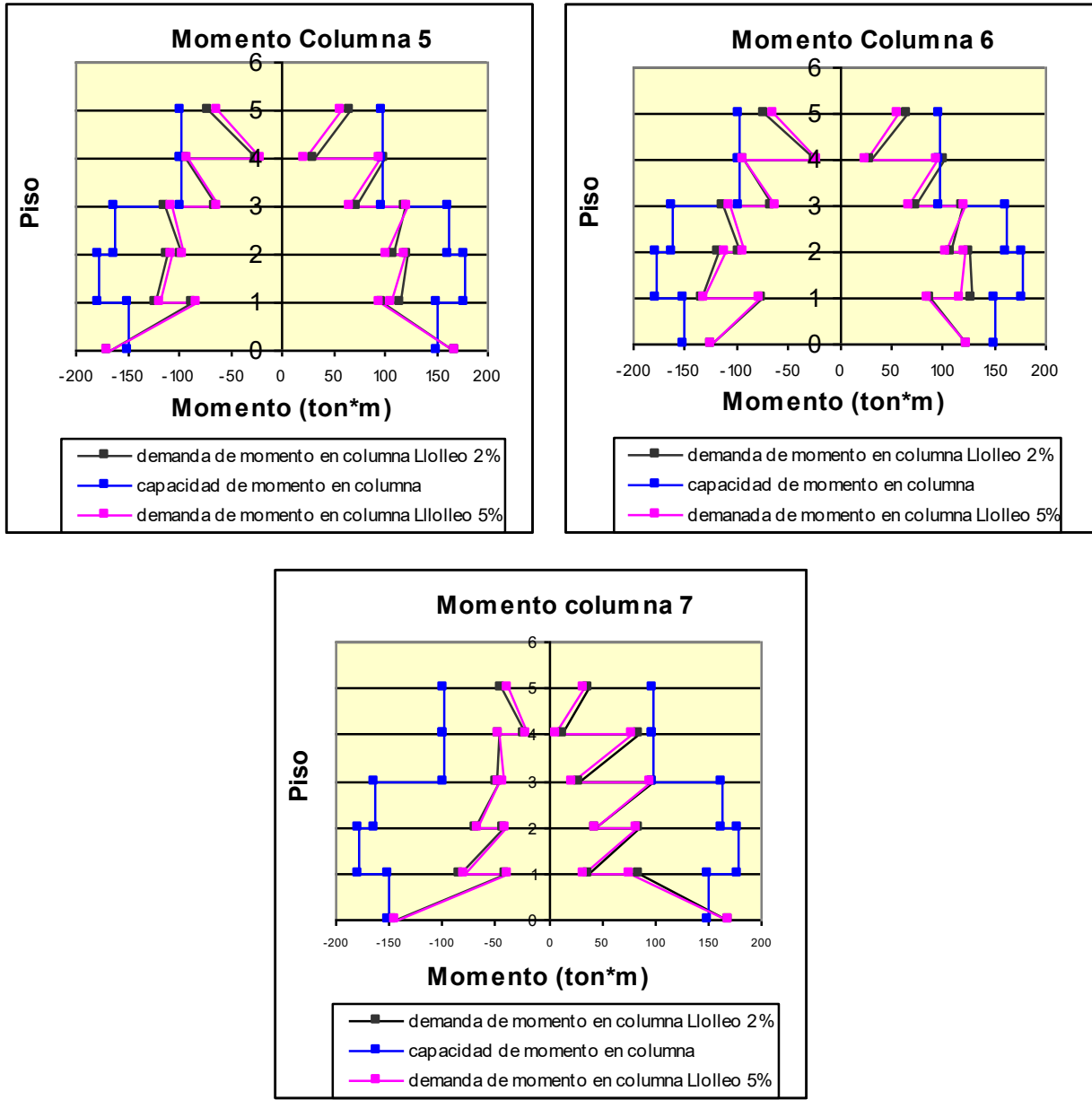


Figura 3.10: Resistencia a flexión disponible y demanda de momento de las columnas 5 a 7.

De los gráficos anteriores asumiendo que las columnas tienen una resistencia al corte adecuada, se puede apreciar que las columnas fluyen en el primer piso y en algunos pisos superiores.

Con la resistencia al corte actual de las columnas y considerando un amortiguamiento crítico del 2% en la figura 3.11 se muestra la historia de desplazamientos del techo hasta el instante de la primera falla al corte en las columnas.

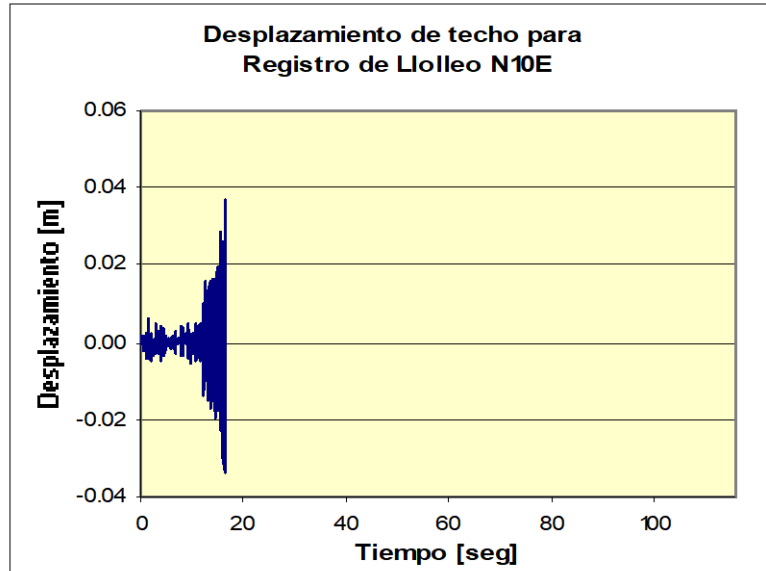


Figura 3.11: Historia del desplazamiento de techo hasta el instante en que las columnas alcancen sus resistencia al corte.

Esta primera falla al corte se produce en las columnas 2,3,4,5,6 del primer piso a los 16.5 segundos, a un desplazamiento del techo de 3.7 [cm.]

El registro de Lolloe considerado en los cálculos es suficiente para que las columnas alcancen su resistencia al corte nominal y por tanto ante desplazamientos mayores se infiere un probable colapso local de la columna. La respuesta del edificio a uno de esos registros debería ser muy diferente si las columnas tuvieran resistencia al corte suficiente, quizás con una distribución de demandas de resistencia al corte y a la flexión diferentes a las calculadas con Lolloe. Para verificar estos hechos, se decidió considerar una de las componentes del registro de Sylmar del terremoto de Northridge, ocurrido el 17 de enero de 1994 en California, EE.UU. Este sismo de tipo impulsivo no es propio de la zona donde está emplazado el edificio, pero se consideró para evaluar la respuesta que tendría el edificio bajo la acción de registros con mayor capacidad destructiva, ya que, a diferencia de sismos subductivos característicos de Chile, los impulsivos entregan una gran cantidad de energía en un tiempo muy corto donde la estructura no tiene tiempo de absorberla (y disiparla) por responder con pocos ciclos [23] . Este análisis resulta relevante dado que no se puede garantizar que el próximo terremoto fuerte tendrá características similares a las del registro de Lolloe utilizado en los cálculos. En la tabla 3.3 se indican las principales características del registro de Northridge y en la figura 3.12 el registro.

Tabla 3.3: Características del registro utilizado en el análisis dinámico no lineal.

Sismo	Registro	Duración [s]	Magnitud Richter	Aceleración Máxima [g]
17/01/1994	Northridge	37	6.7	1.5

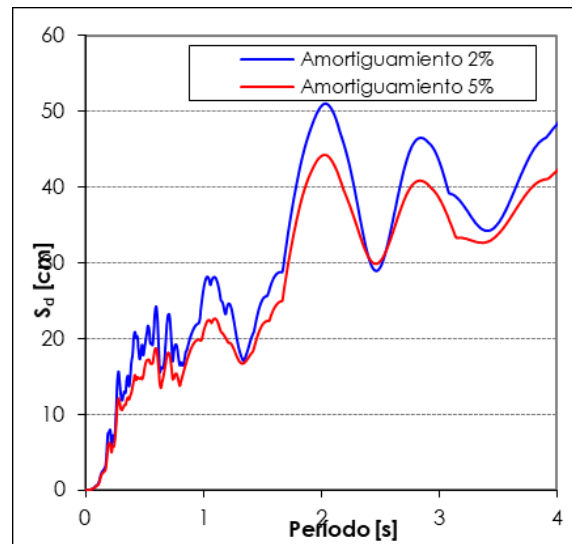
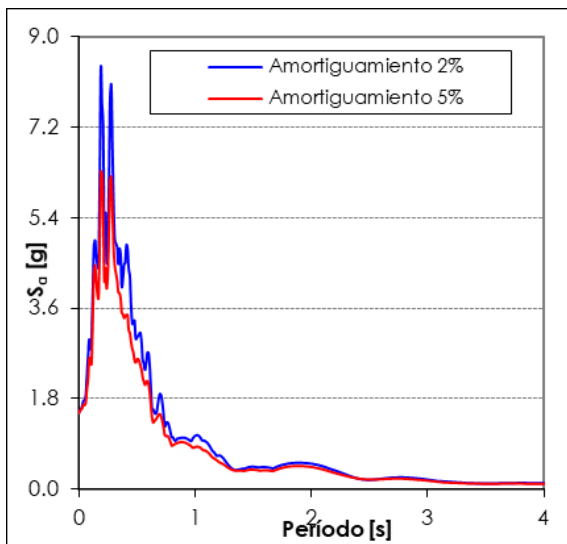
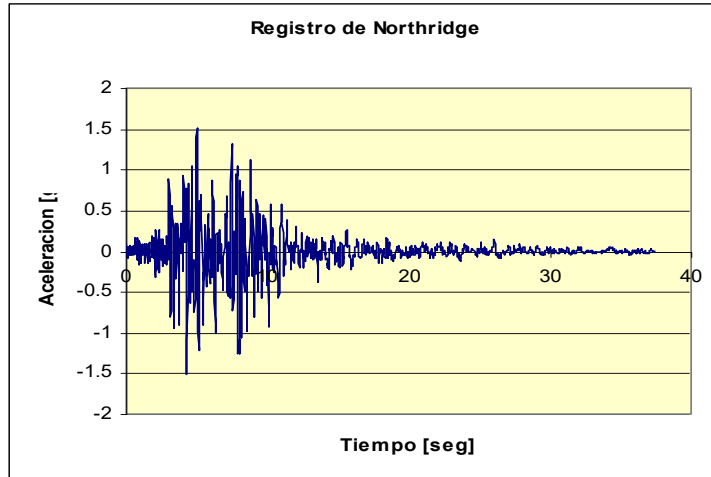


Figura 3.12: Registro de Northridge.

Si la estructura hubiese tenido una resistencia al corte suficiente para permitir la fluencia en flexión y considerando una razón de amortiguamiento de un 2% y 5%, en la figura 3.13. se muestra la historia de desplazamientos del techo para el registro considerado.

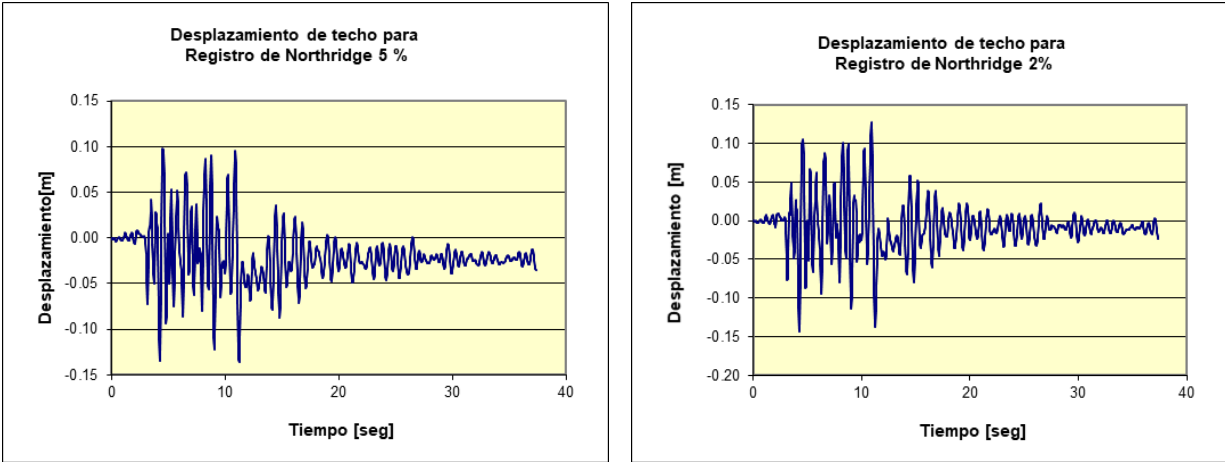


Figura 3.13: Historia de desplazamientos del techo suponiendo resistencia al corte adecuada.

El máximo desplazamiento del techo para este registro de Northridge habría sido de 15.2[cm.], mayor que para Lollole.

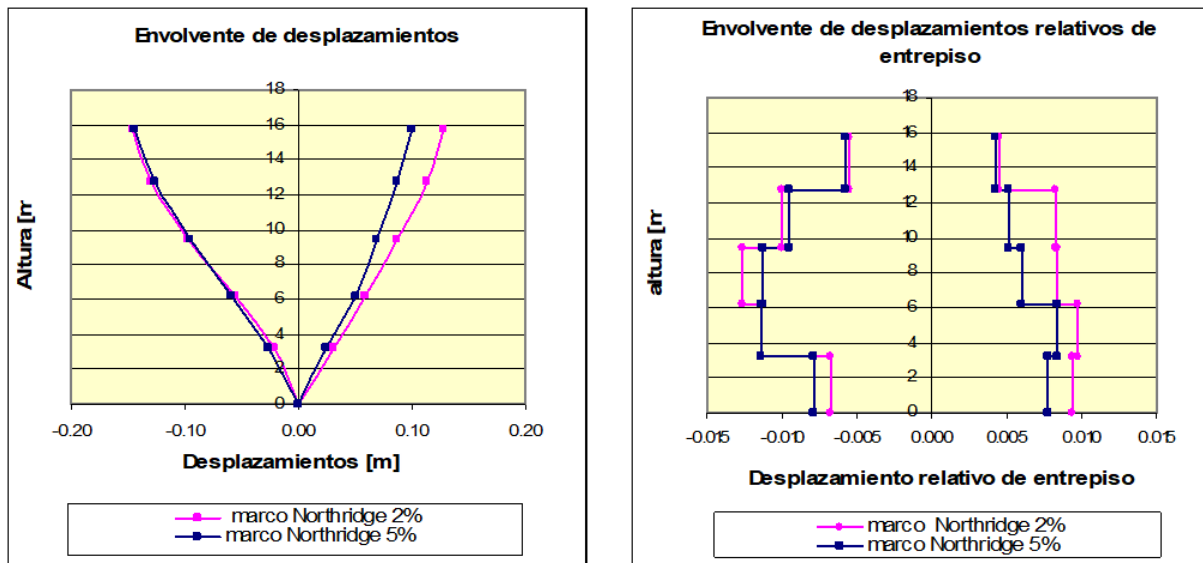


Figura 3.14: Envolverte de desplazamientos y envolverte de desplazamientos relativos de entrepiso.

De los gráficos anteriores se aprecia que los desplazamientos relativos de entrepiso son del orden del 1,5 %, muy similares a Lollole, mostrando de cierta manera que este tipo de estructura podrían tener una buena respuesta a sismos impulsivos si tuvieran la resistencia al corte adecuada.

En las figuras 3.15 y 3.16 se muestran la demanda de corte y la capacidad al corte de las columnas según ACI 318.

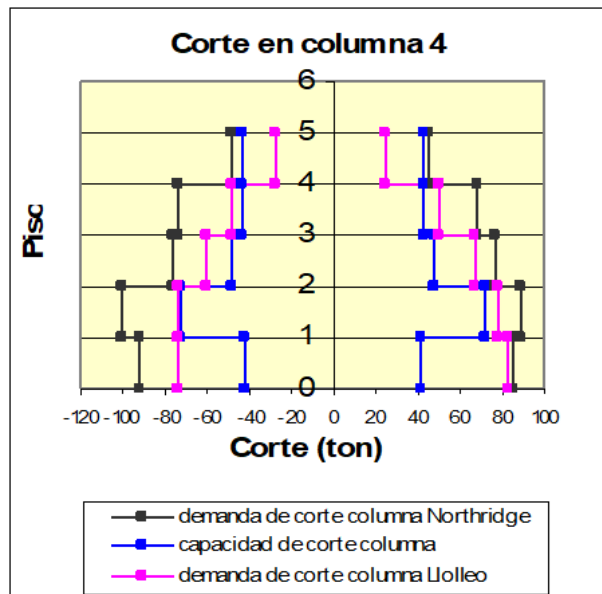
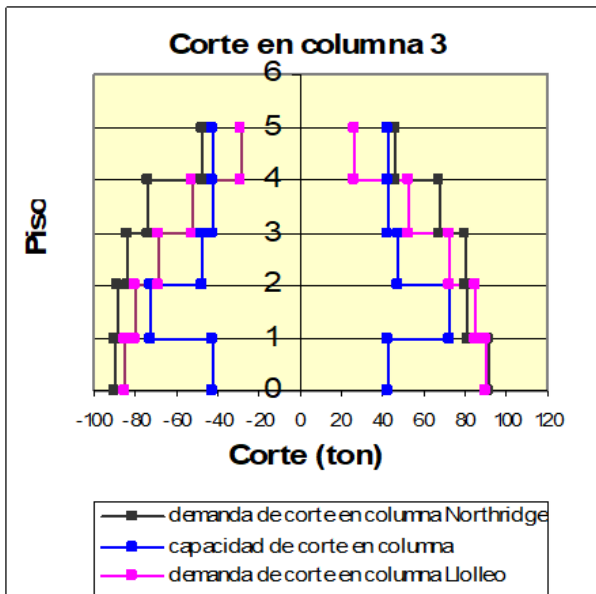
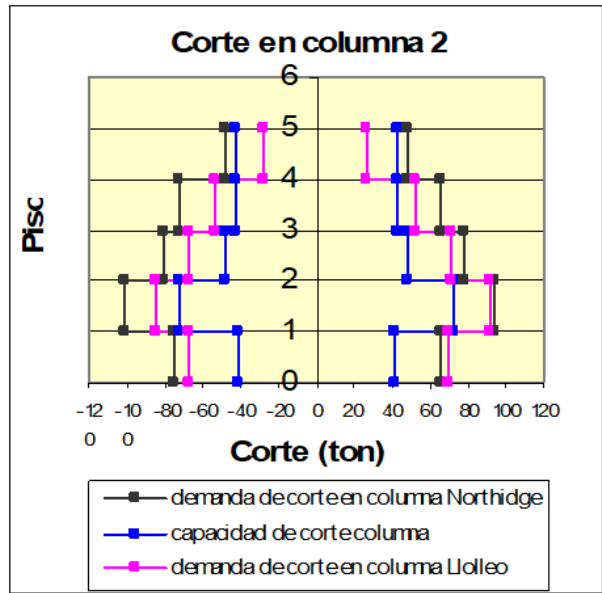
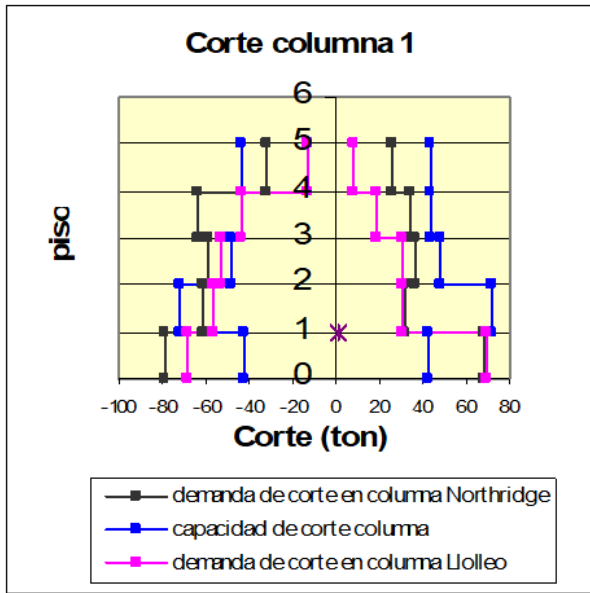


Figura 3.15: Demanda y capacidad al corte de las columnas 1 a 4.

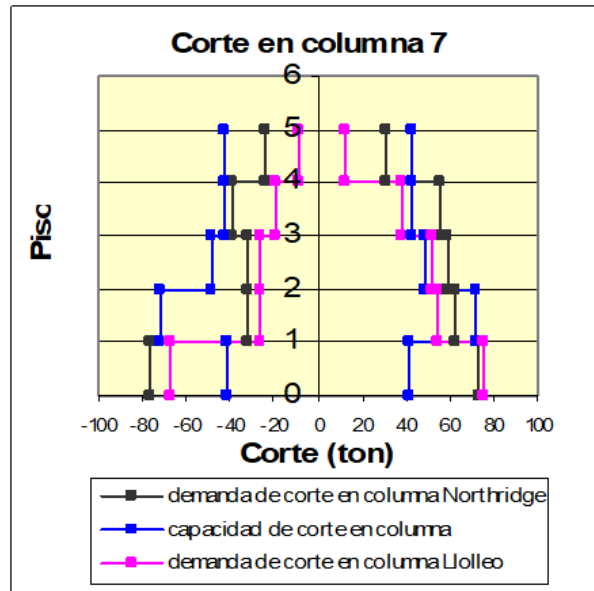
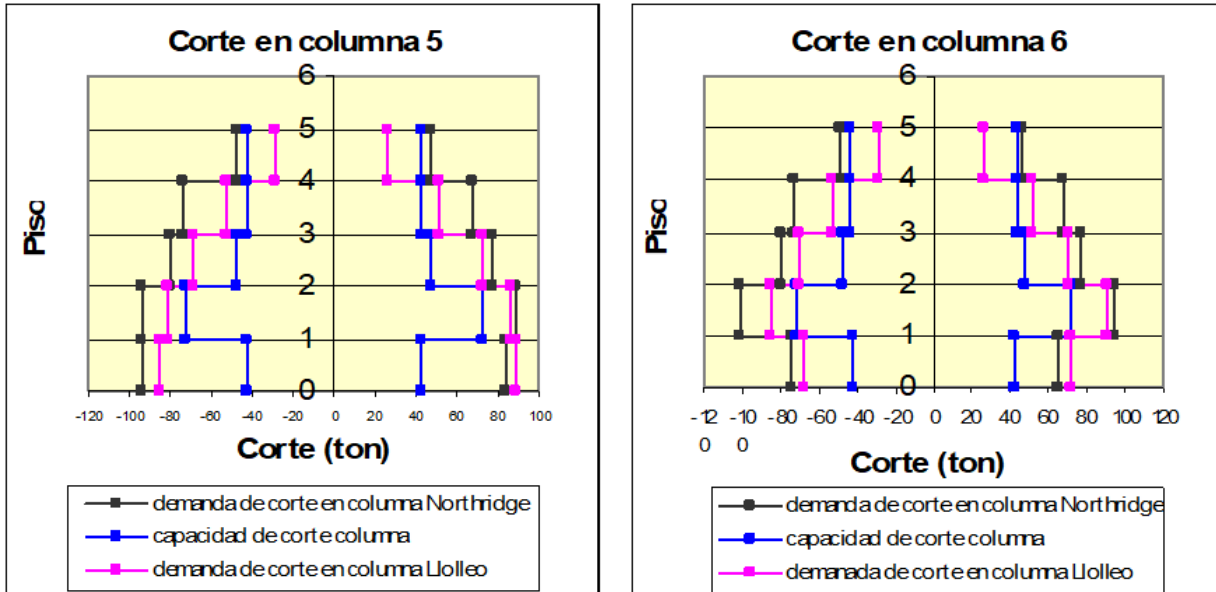


Figura 3.16: Demanda y capacidad al corte de las columnas 5 a 7

Los resultados son muy parecidos a los obtenidos con Lloleo. En las figuras 3.17 y 3.18 se comparan las demandas de momento con la capacidad resistente a la flexión de las columnas, nótese las diferencias de requerimientos en la altura, tanto en flexión como en corte.

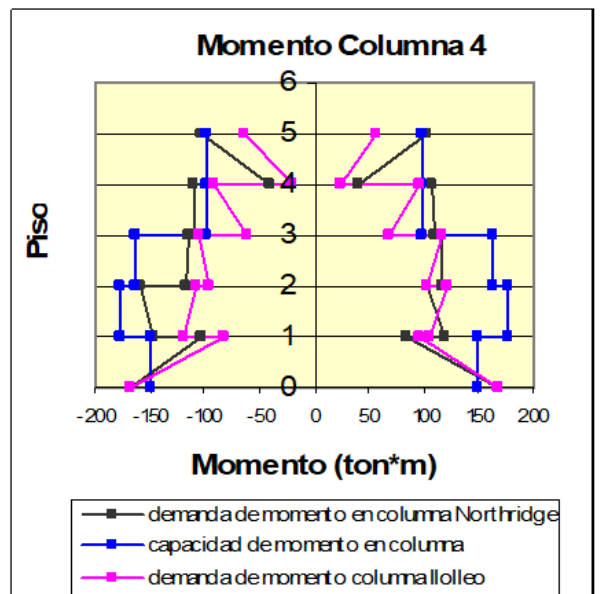
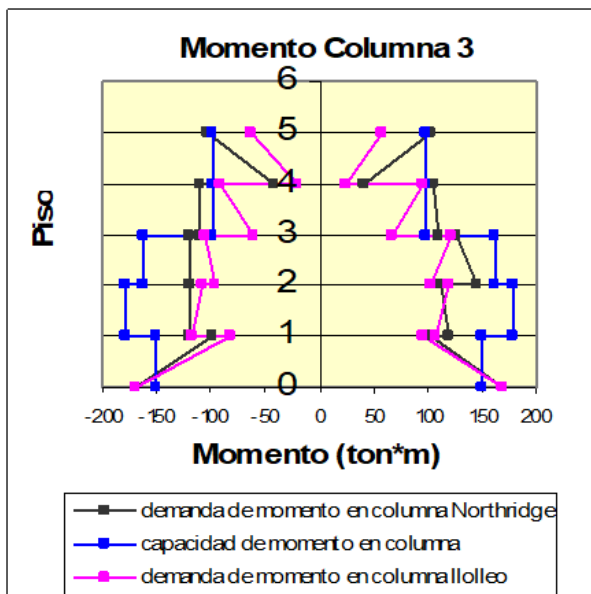
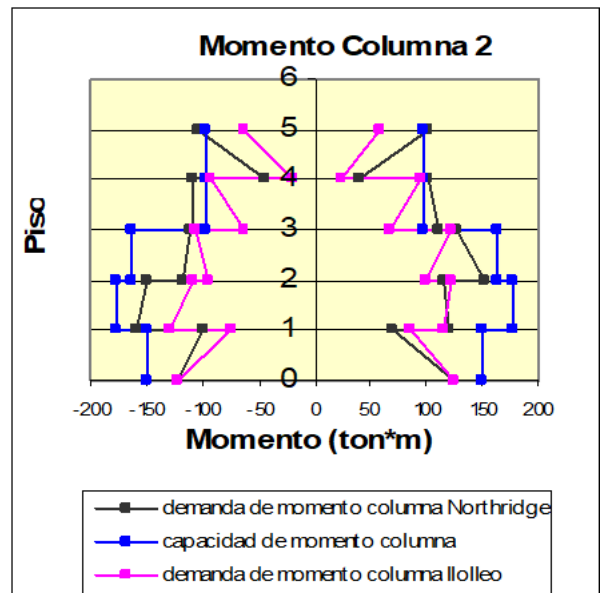
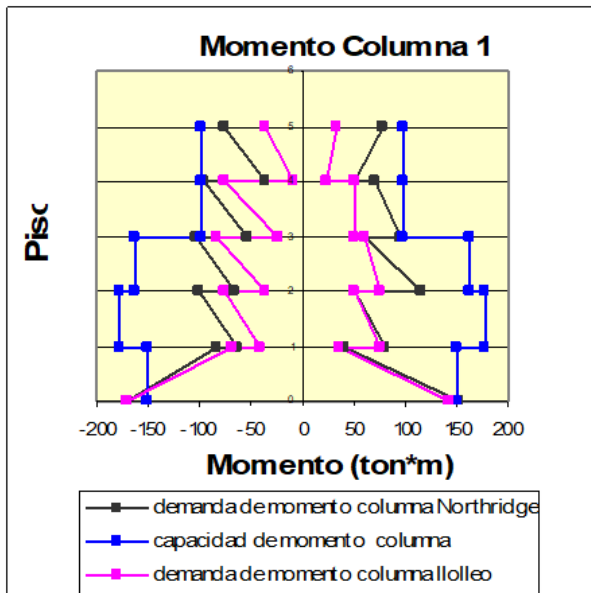


Figura 3.17: Demanda y capacidad de momento de las columnas 1 a 4.

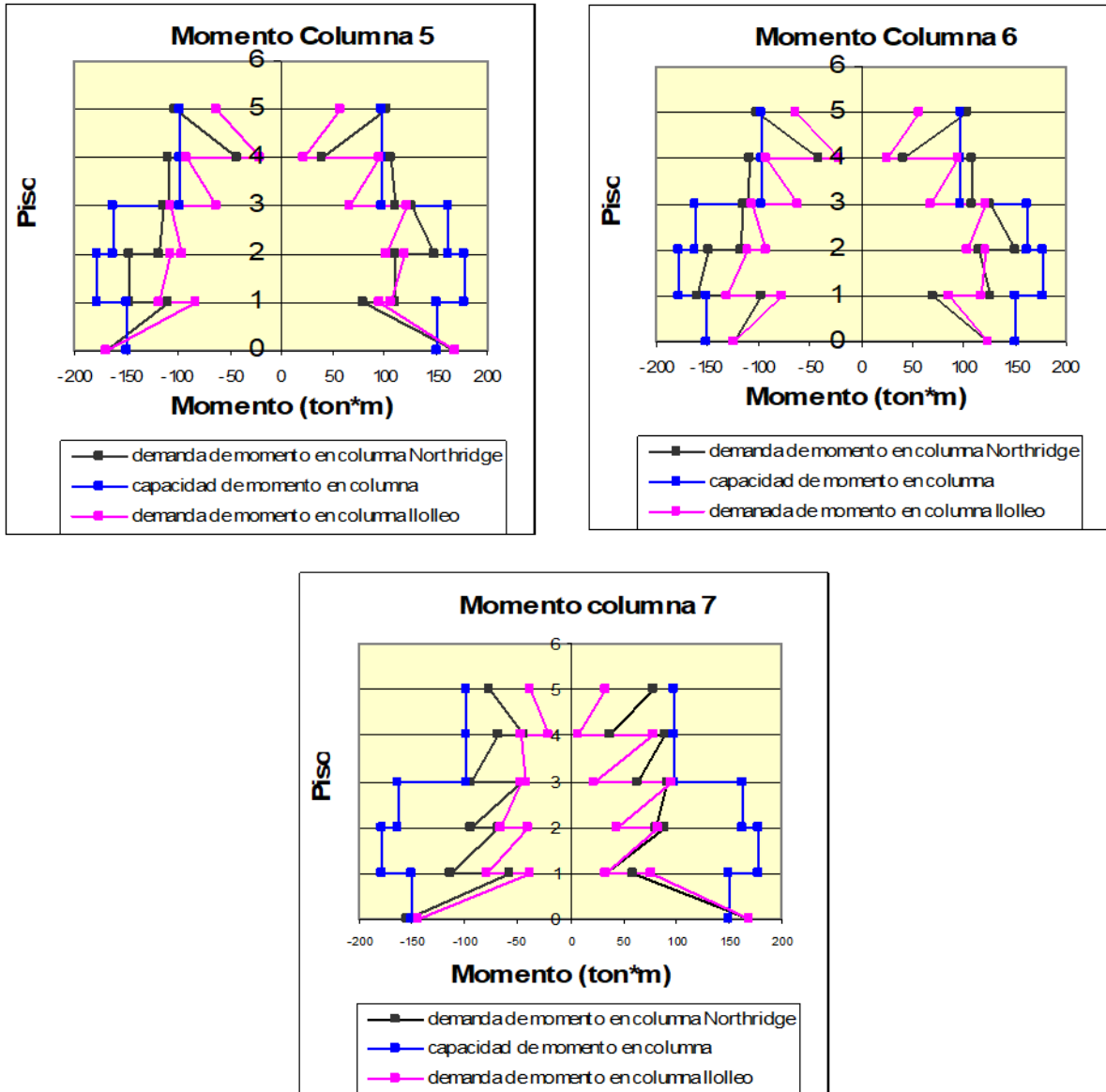


Figura 3.18: Demanda y capacidad de momento de las columnas 5 a 7.

De los gráficos anteriores se aprecia que la capacidad al momento de las columnas es alcanzada solo en el primer piso.

Con la resistencia actual al corte y considerando un amortiguamiento crítico del 2% en la figura 3.19 se muestra la historia de desplazamientos del techo hasta el instante de la primera falla al corte en las columnas.

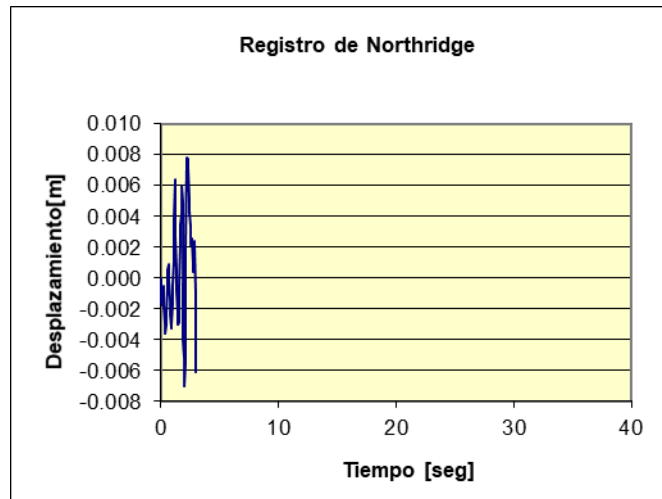


Figura 3.19: Historia del desplazamiento de techo hasta el instante de la primera falla al corte.

Esta primera falla al corte se produce en las columnas 2, 3, 4, 5, 6 del primer piso a los 3 segundos, el correspondiente desplazamiento de techo es de 3.1 [cm.]

Las demandas de corte en las columnas superan la resistencia al corte estimada de acuerdo a las expresiones del Código ACI318, es decir, la resistencia al corte que las columnas debieran tener para resistir un sismo con las características de los registros considerados, debería ser mayor que la resistencia al corte que las columnas actualmente poseen, según las expresiones del Código. La resistencia al corte actual de las columnas no habría permitido el desarrollo de las fuerzas calculadas anteriormente.

Considerando un amortiguamiento crítico del 2% se hizo el análisis y se detuvo en el instante en que la primera columna alcanzó su resistencia última al corte. Se supone que en este instante la columna alcanza su capacidad y podría producirse el inicio de un colapso del piso completo, como ha sucedido en terremotos anteriores en marcos de estas características, comprobándose que la falla ocurre al inicio del sismo a desplazamientos laterales muy pequeños. La demanda de resistencia no se debe confundir con la demanda de ductilidad. La aplicación de las reglas del diseño por capacidad, para evitar fallas frágiles prematuras, permite evaluar la resistencia que los elementos deben tener para permitir que fluyan las secciones críticas, esta resistencia es necesaria a bajos valores de desplazamientos y una vez que la estructura fluye se mantiene más o menos constante. Suele confundirse la necesidad de otorgar resistencia a los elementos que deben permanecer elásticos con las demandas de rotación en secciones críticas, especialmente en sistemas mixtos. Las columnas del marco estudiado requieren resistencia a flexión y corte en todos los pisos superiores, a bajos desplazamientos. La sección crítica de la base requiere capacidad de rotación para alcanzar grandes desplazamientos. La columna no requiere detallamiento para lograr ductilidad en los pisos superiores si ha sido diseñada para permanecer elástica, pero sí resistencia a flexión y corte.

# Capítulo 4

## REFUERZO DE LA ESTRUCTURA CON MUROS MECEDORES

Se propone en esta tesis agregar en las fachadas del edificio una serie de muros mecedores, de manera de rigidizar la estructura para disminuir los desplazamientos y especialmente para modificar la deformada del edificio en la altura, con lo cual se espera disminuir la demanda de corte en las columnas. La compatibilidad de desplazamientos laterales en cada piso obliga al marco a seguir la deformación compatible con la presencia de los muros. Si los desplazamientos calculados resultasen excesivos se podría agregar postensado o armaduras especiales de disipación de energía con el fin de disminuirlos. En este caso se agregaron tres muros de sección transversal de 0.3 x 3.6 [m] en cada fachada (ver figura 4.1).

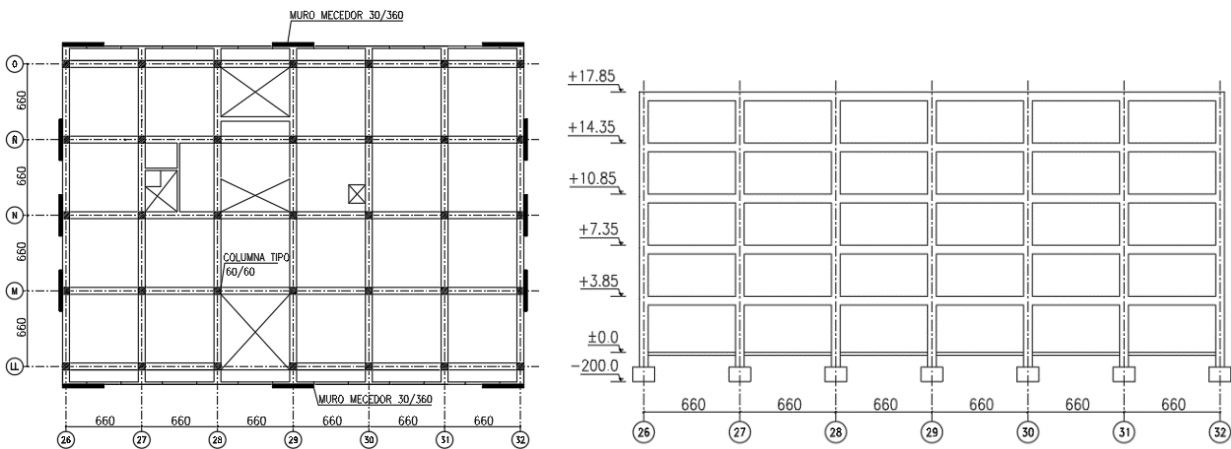


Figura 4.1: Planta y Elevación (dimensiones en cm).

## 4.1 Modelo del Muro Mecedor usado en Raumoko

El muro mecedor fue modelado considerando un elemento columna elástica sobre una serie de resortes en la interfaz con la fundación, ver figura 4.2.

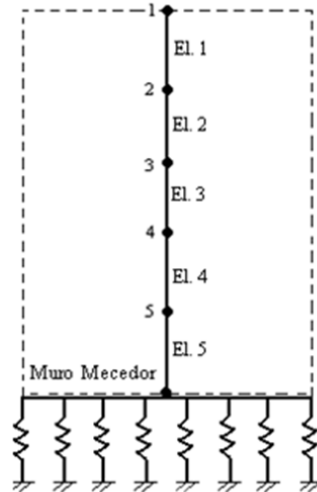


Figura 4.2: Modelo del muro mecedor usado en Ruuumoko [9].

La particularidad de estos resortes es que no resisten tracción, pero si compresión emulando y capturando el levantamiento del muro cuando se somete a desplazamientos laterales. Para representar este comportamiento se utilizó la ley histérica de comportamiento para los resortes considerada en el programa RUAMOKO 2D [9], que corresponde a una bi-lineal elástica, como muestra la figura 4.3. Para efectos de modelación, tanto la rigidez axial como las fuerzas y momentos de fluencia se consideran muy grandes (mayores que  $1 \times 10^6$  [tonf/m]), obteniendo un comportamiento elástico en los mismos y una interfaz con la fundación indeformable. De manera análoga, se consideró un GAP negativo de 3 metros lo que, en un sentido práctico y por el rango de deformaciones que se obtuvieron, implica no considerar tracciones. El modelo del marco con los muros utilizado en Ruuumoko se aprecia en la figura 4.4 y los valores de amortiguamiento usados se aprecian en la tabla 4.1.

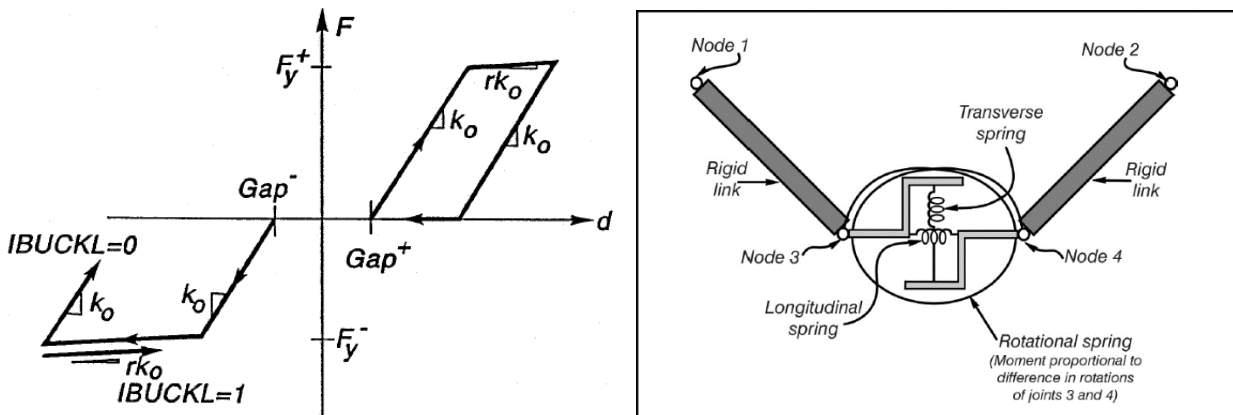


Figura 4.3: Ciclo de Histéresis usado para los resortes basales y modelo de resorte en Ruuumoko [9].

Los parámetros del gráfico presentado en la figura 4.3 se definen a continuación:

$K_0$  : representa la rigidez elástica inicial de  $1 \cdot 10^6$  [ton/m]

$rK_0$  representa la rigidez post fluencia,  $r = 1$

$F_y$  : representa la fuerza de fluencia, de  $1 \cdot 10^6$  [ton]

$Gap$  representa rango de deformación para el cual la rigidez es nula, de 3 [m].

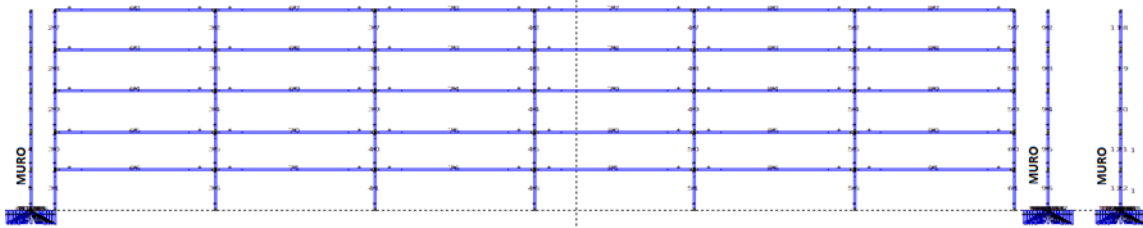


Figura 4.4: Modelo del marco con muros utilizado en Ruauumoko [9].

Tabla 4.1: Razón de amortiguamiento para los modos de vibrar de la estructura con refuerzo.

Modo	Frecuencia	Periodo	% Amortiguamiento
1	3.02	0.331	2.0
2	12.22	0.081	1.538
3	24.8	0.040	0.090
4	36.22	0.027	0.033
5	42.85	0.023	0

## 4.2 Análisis de Resultados

Se muestran los resultados calculados con el registro de Lolloo, componente N10E, del terremoto del 3 de marzo de 1985. Como el muro no se daña y se supone que los desplazamientos serán lo suficientemente pequeños como para impedir el daño estructural en columnas y vigas, sería razonable considerar una razón de amortiguamiento de un 2%. Sin embargo, en este trabajo también se analizó para el caso de un amortiguamiento del 5% con el objetivo de proveer más generalidad a los resultados. En la figura 4.5 se muestran las envolventes de desplazamientos laterales.

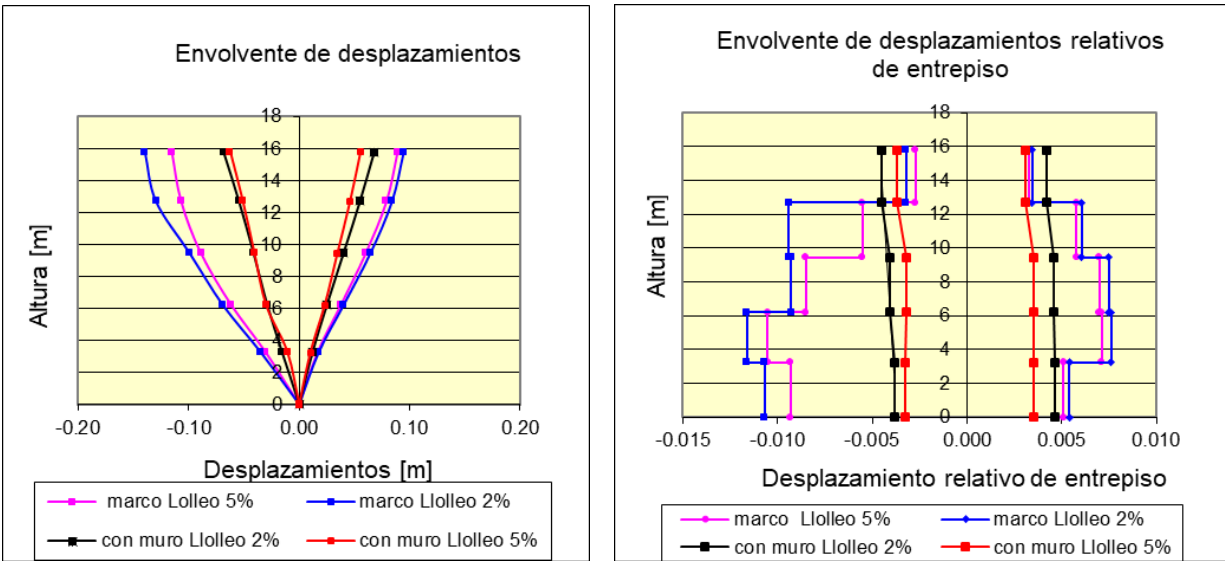


Figura 4.5: Desplazamientos laterales con registro Lolloe.

El máximo desplazamiento lateral del techo llega a los 7 [cm] y los desplazamientos relativos de entrepiso no alcanzan el 0.5 %. Estos valores se pueden asociar a daños globales leves. Se puede notar que la forma de las curvas cambia respecto a la respuesta de un edificio de marcos sin muros, quedando la deformada más lineal en la altura en el caso de tener muros en las fachadas. Los desplazamientos laterales relativos de entrepiso en la altura son prácticamente constantes, insinuando que el muro rota como un cuerpo rígido, reduciéndose de esta manera la demanda de corte en las columnas.

Se muestran los resultados calculados con el registro de Northridge. Como el muro no se daña y se supone que los desplazamientos serán lo suficientemente pequeños como para impedir el daño estructural en columnas y vigas, se consideró una razón de amortiguamiento de un 2%. También se analizó para el caso de un amortiguamiento del 5%. En la figura 4.6 se muestran las envolventes de desplazamientos laterales.

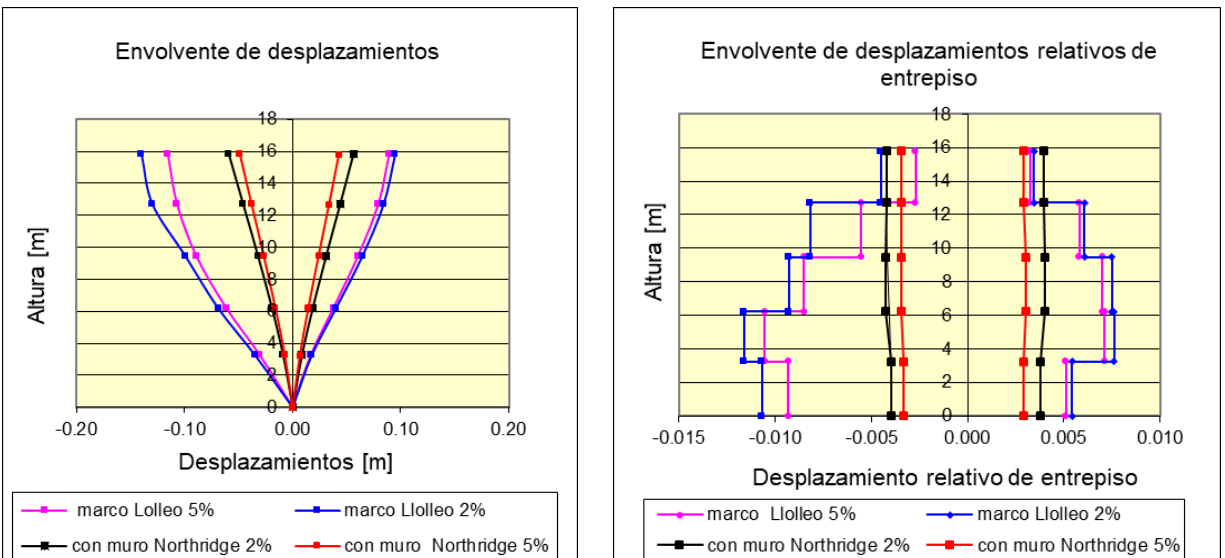


Figura 4.6: Desplazamientos Laterales con registro Northridge.

El máximo desplazamiento lateral de techo, estimado a partir de los análisis tiempo historia no lineal, alcanza los 6 [cm] (drift de techo de 0.3%) mientras los desplazamientos relativos de entrepiso no alcanzan el 0.42 %. Estos valores, generalmente, se pueden asociar a daños globales leves o respuesta operacional. Se puede notar, además, que el perfil de deformación lateral cambia respecto a la respuesta de un edificio de marcos sin muros, quedando con una distribución uniforme y prácticamente constante de la deformación de entrepiso en altura, insinuando que el muro rota como un cuerpo rígido, reduciéndose de esta manera la demanda de corte en las columnas, principalmente en el primer piso.

Nótese que los muros fueron modelados como elementos elásticos. En la figura 4.7 se aprecian las demandas de corte y momento en el muro y su variación con la altura. Tomando como referencia las demandas obtenidas a partir del registro de Lollole, por ejemplo, asumir respuesta elástica en el muro es una hipótesis bastante razonable ya que para lograrla el muro debería tener una cuantía longitudinal del orden del 2.3%, una cantidad de refuerzo muy común en muros que forman parte de sistemas mixtos (marcos y muros trabajando en conjunto).

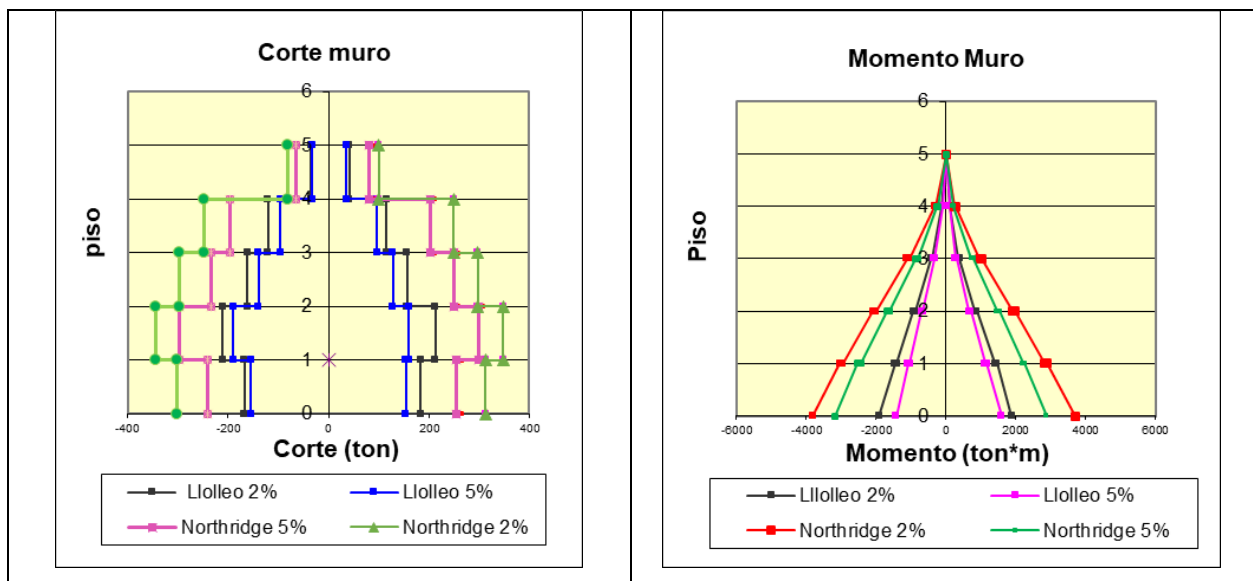


Figura 4.7: Desplazamientos laterales con registro Northridge.

### 4.3 Análisis Complementario

A continuación, se muestran una serie de resultados obtenidos de análisis no lineales tiempo-historia, para diferentes registros como Concepción componente Este Oeste, Concepción componente Norte Sur y el registro de Marga-Marga componente Este Oeste, pero considerando únicamente la estructura con refuerzo propuesta. Los registros anteriores y sus espectros de desplazamiento y aceleración se muestran en las figuras 4.8, 4.9 y 4.10.

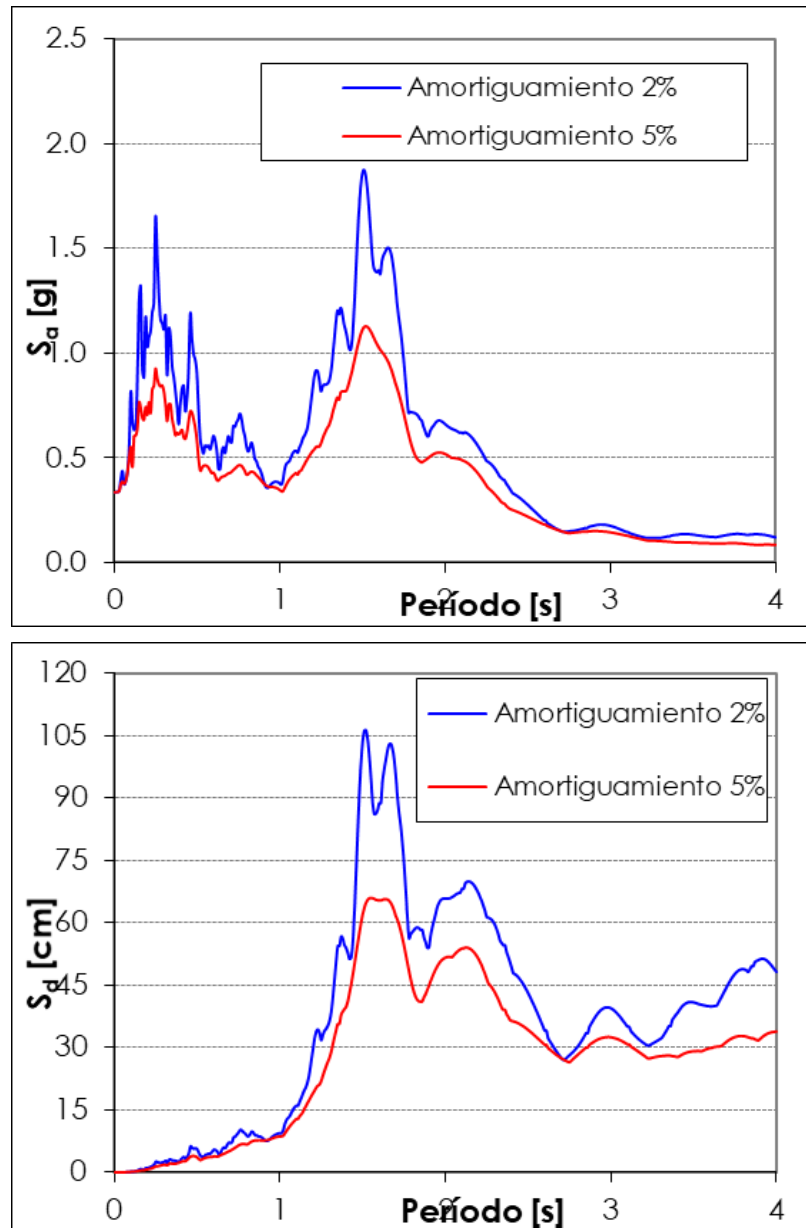


Figura 4.8: Espectro de desplazamiento y aceleración registro Concepción componente Este Oeste

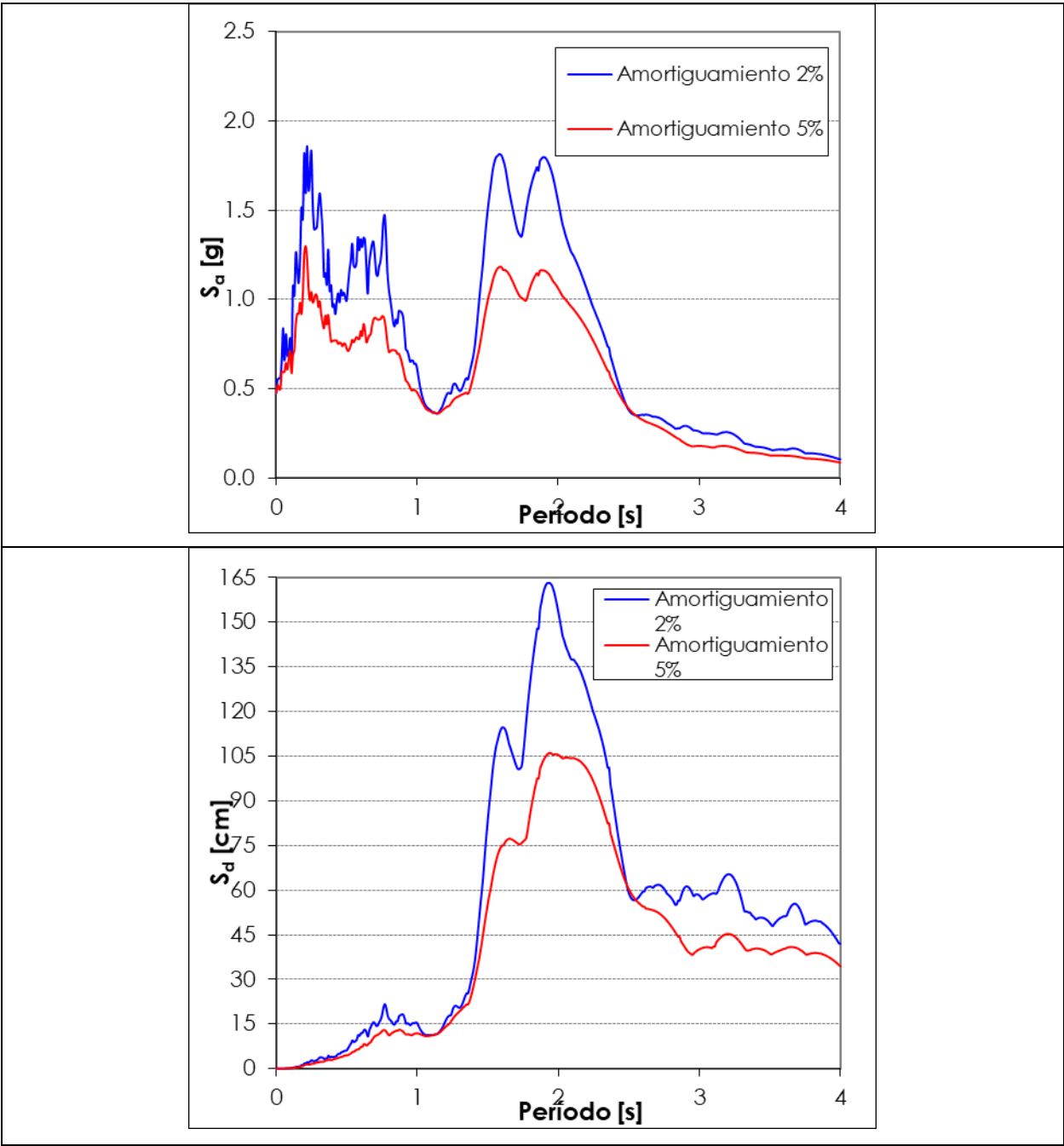


Figura 4.9: Espectro de desplazamiento y aceleración registro Concepción componente Norte Sur.

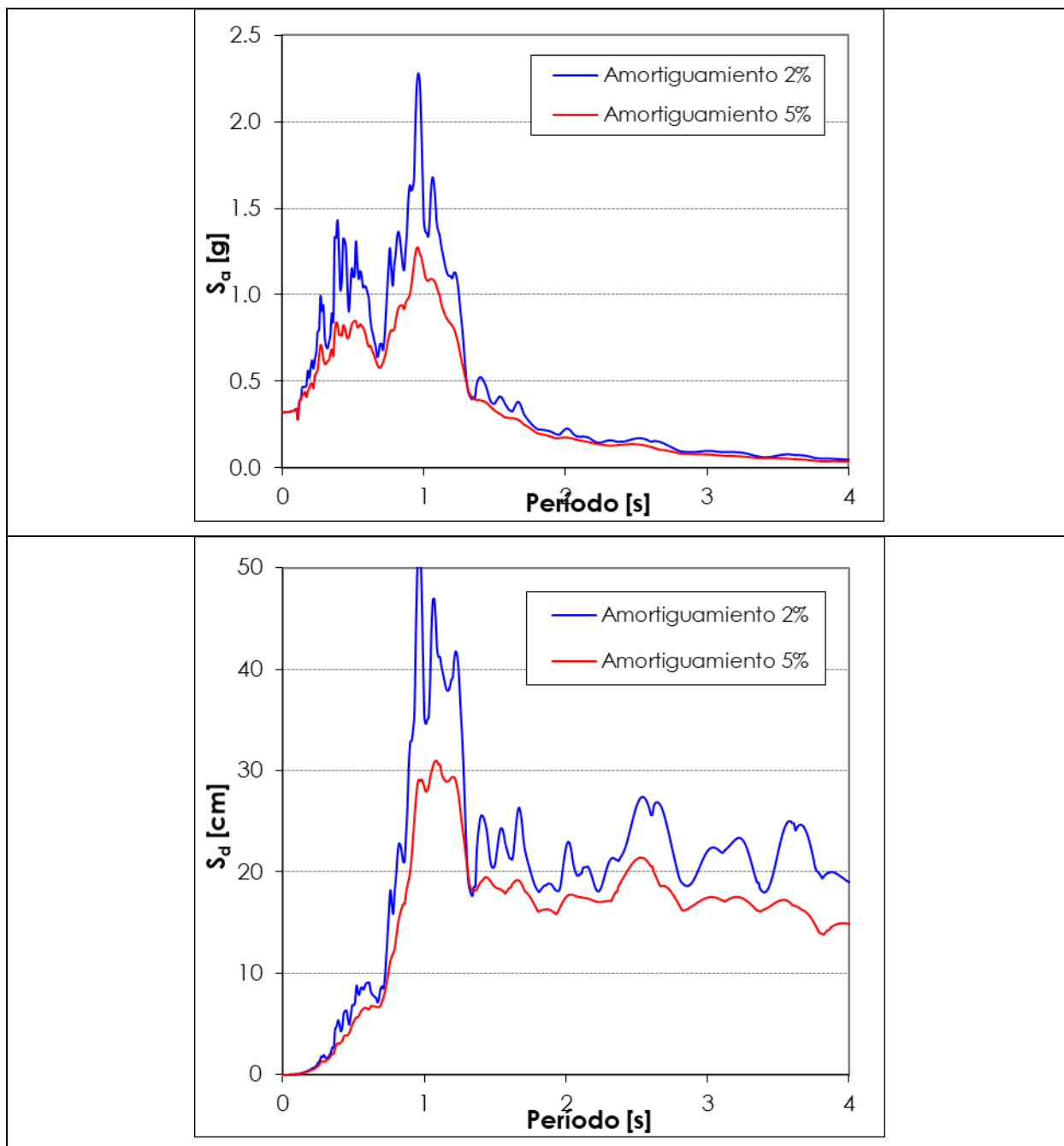


Figura 4.10: Espectro de desplazamiento y aceleración registro Marga marga componente Este Oeste.

El objetivo de estos análisis complementarios es mostrar y evidenciar si la respuesta de la estructura presenta cambios sustanciales al cambiar el tipo de demanda sísmica. En cualquier caso, sólo a modo referencial, se mantienen en los gráficos las demandas obtenidas con el registro de Lollole para la estructura sin refuerzo, de manera tal que se pueda hacer una comparación cualitativa y visual de las respuestas. Se consideraron amortiguamientos del 2% y 5 %

### 4.3.1 Resultados Globales

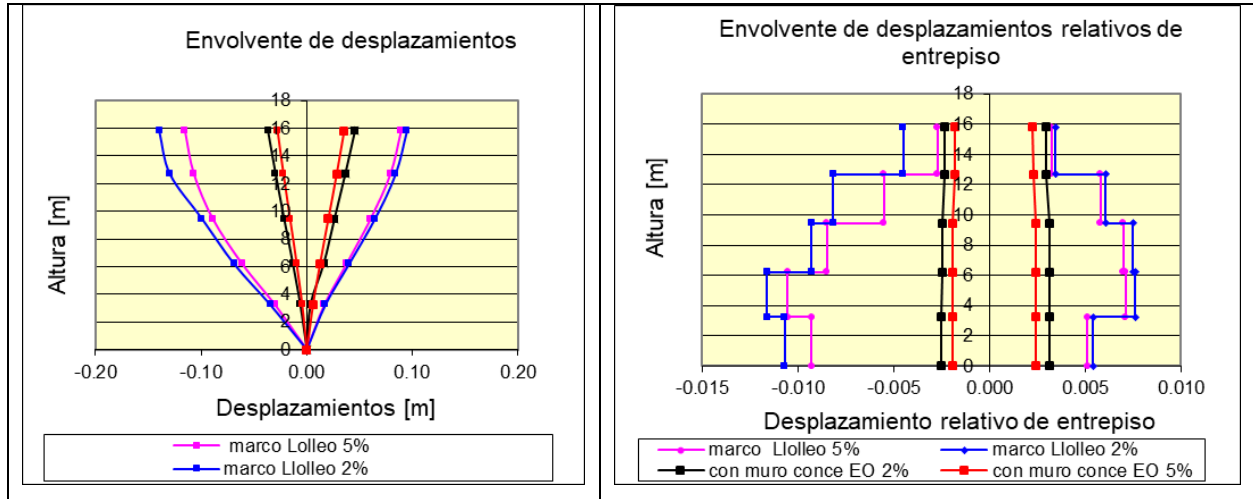


Figura 4.11: Desplazamientos Laterales con registro Concepción componente Este Oeste.

De la figura 4.11 se aprecia que el máximo desplazamiento lateral del techo llega a los 4 [cm] y los desplazamientos relativos de entrespiso no alcanzan el 0.42 %.

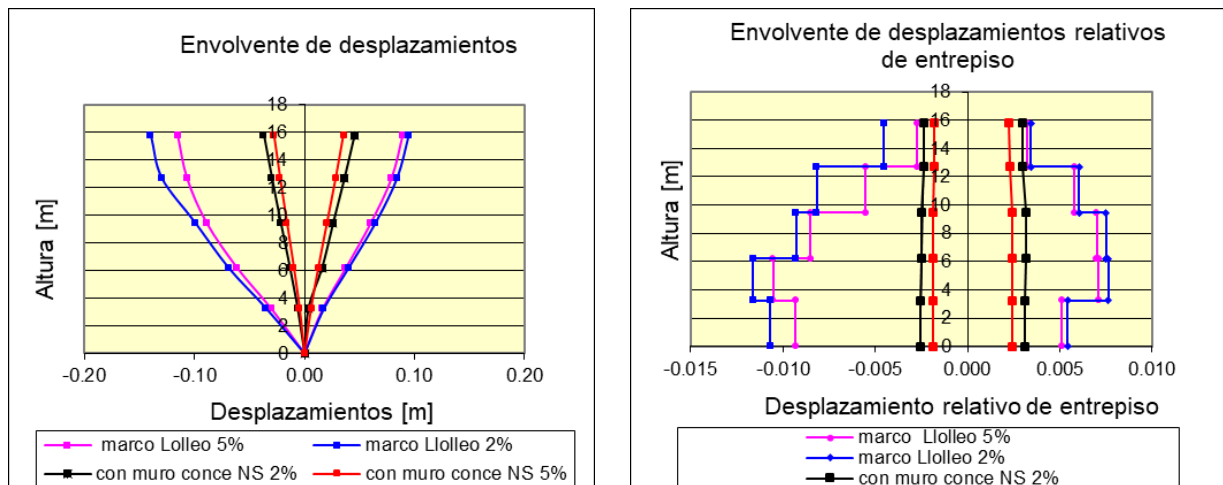


Figura 4.12: Desplazamientos Laterales con registro Concepción componente Norte Sur.

De la figura 4.12 se aprecia que el máximo desplazamiento lateral del techo llega a los 3.5 [cm] y los desplazamientos relativos de entrespiso no alcanzan el 0.42 %.

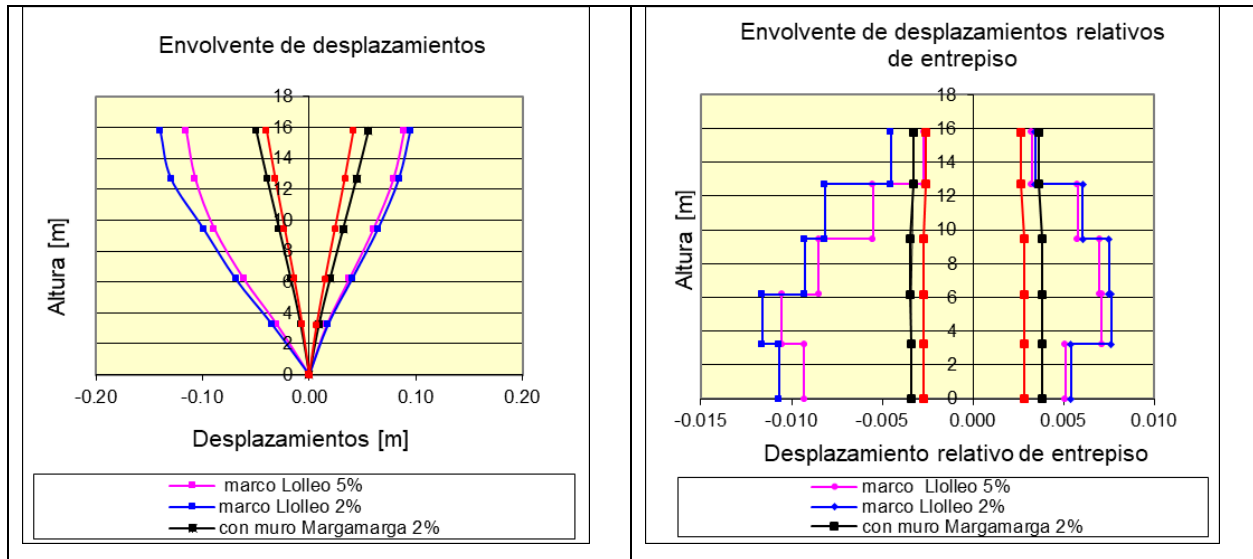


Figura 4.13: Desplazamientos Laterales con registro Margamarga componente Este Oeste.

De la figura 4.13 se aprecia que el máximo desplazamiento lateral del techo llega a los 5.5 [cm] y los desplazamientos relativos de entrepiso no alcanzan el 0.38 %.

### 4.3.2 Resultados Locales

En las figuras 4.14 y 4.15 se comparan las nuevas demandas de corte calculadas para las columnas con la resistencia al corte que actualmente poseen, según el ACI 318-02, y con las demandas de corte en las mismas columnas para el caso de un marco en el edificio sin los muros mededores.

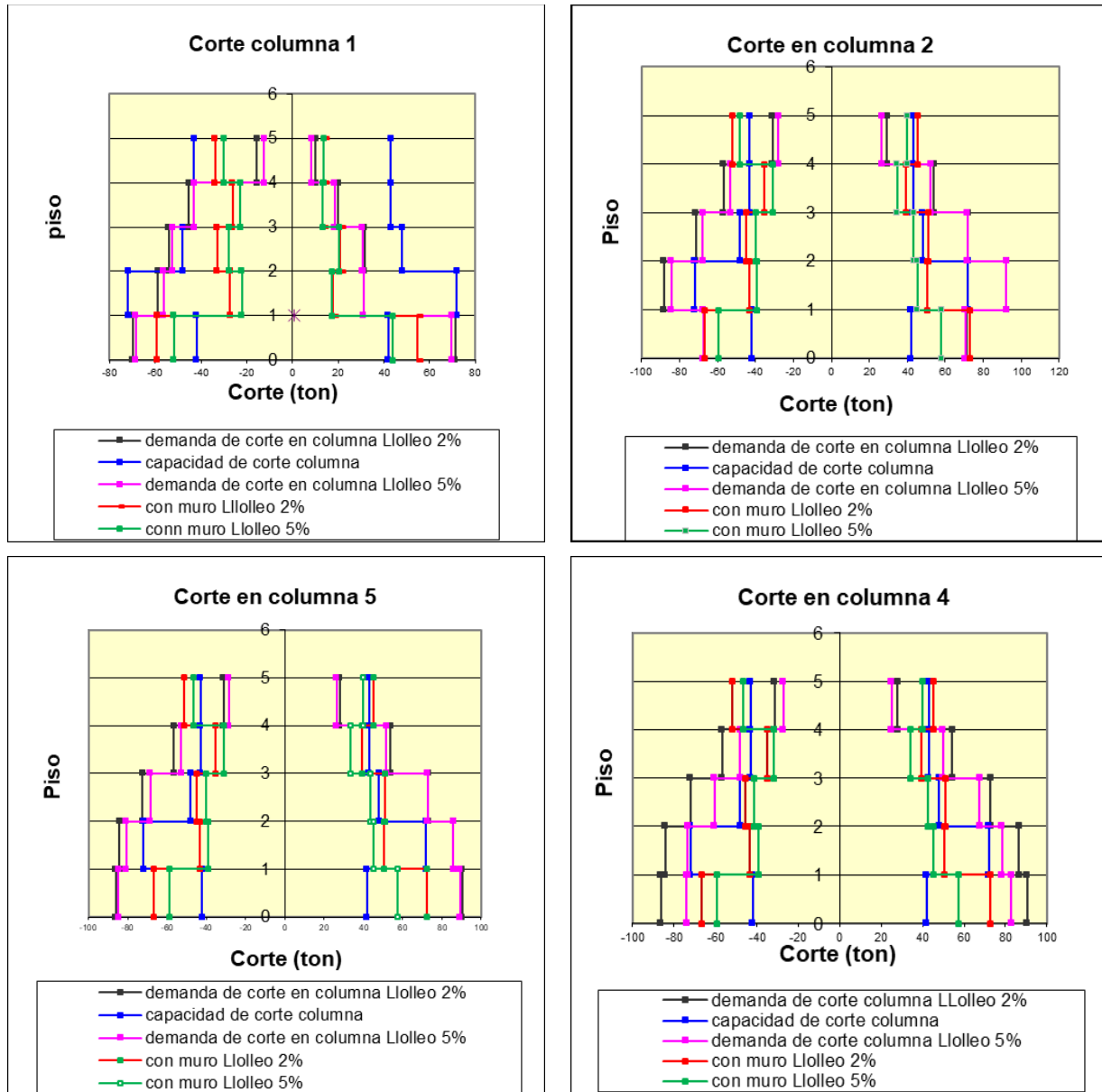


Figura 4.14: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Llole, columnas 1 a 4.

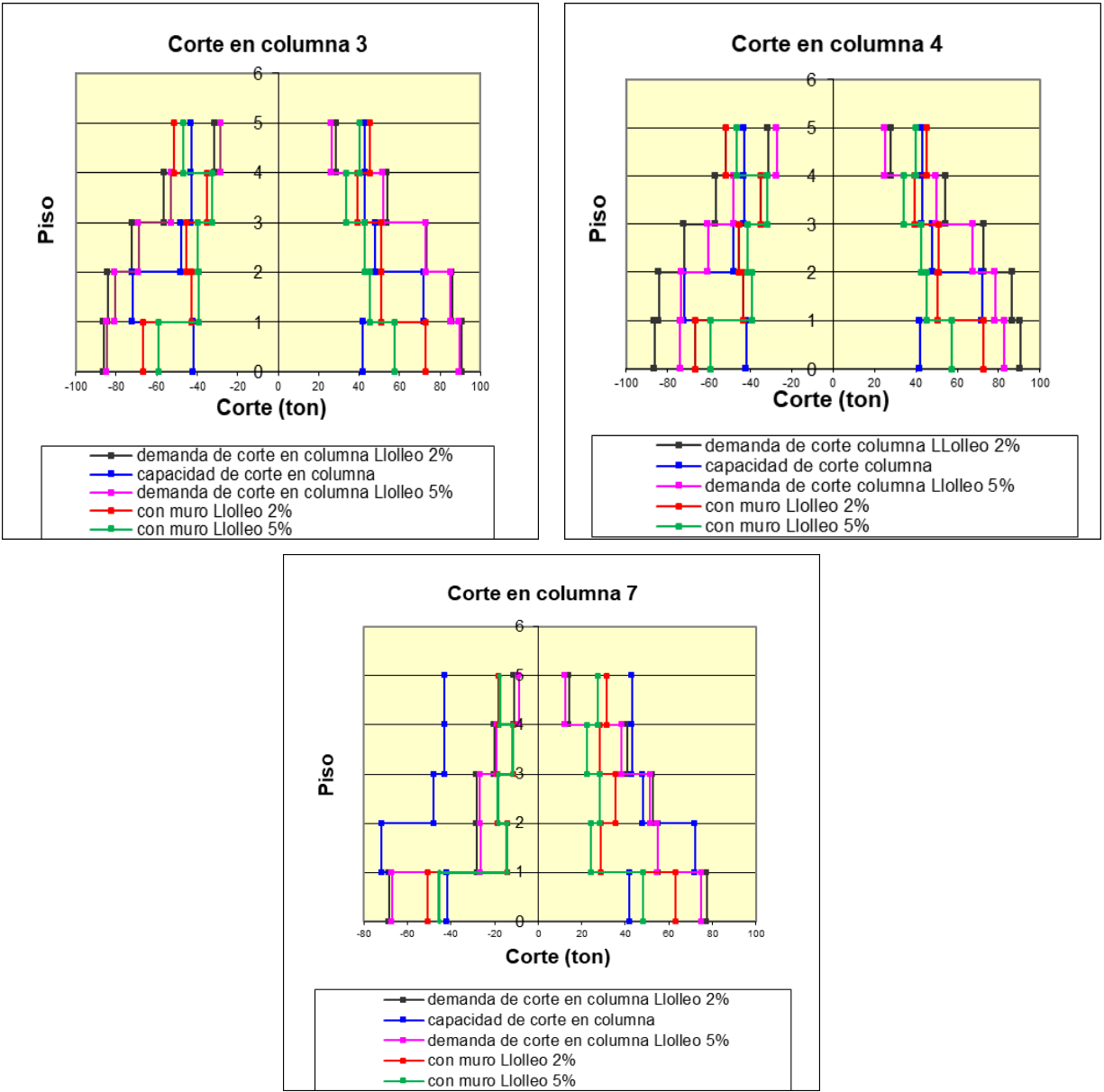


Figura 4.15: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Lolloe, columnas 5 a 7.

En las figuras 4.16 y 4.17 a modo de comparación se muestran las nuevas demandas de corte calculadas para las columnas con el registro de Northridge.

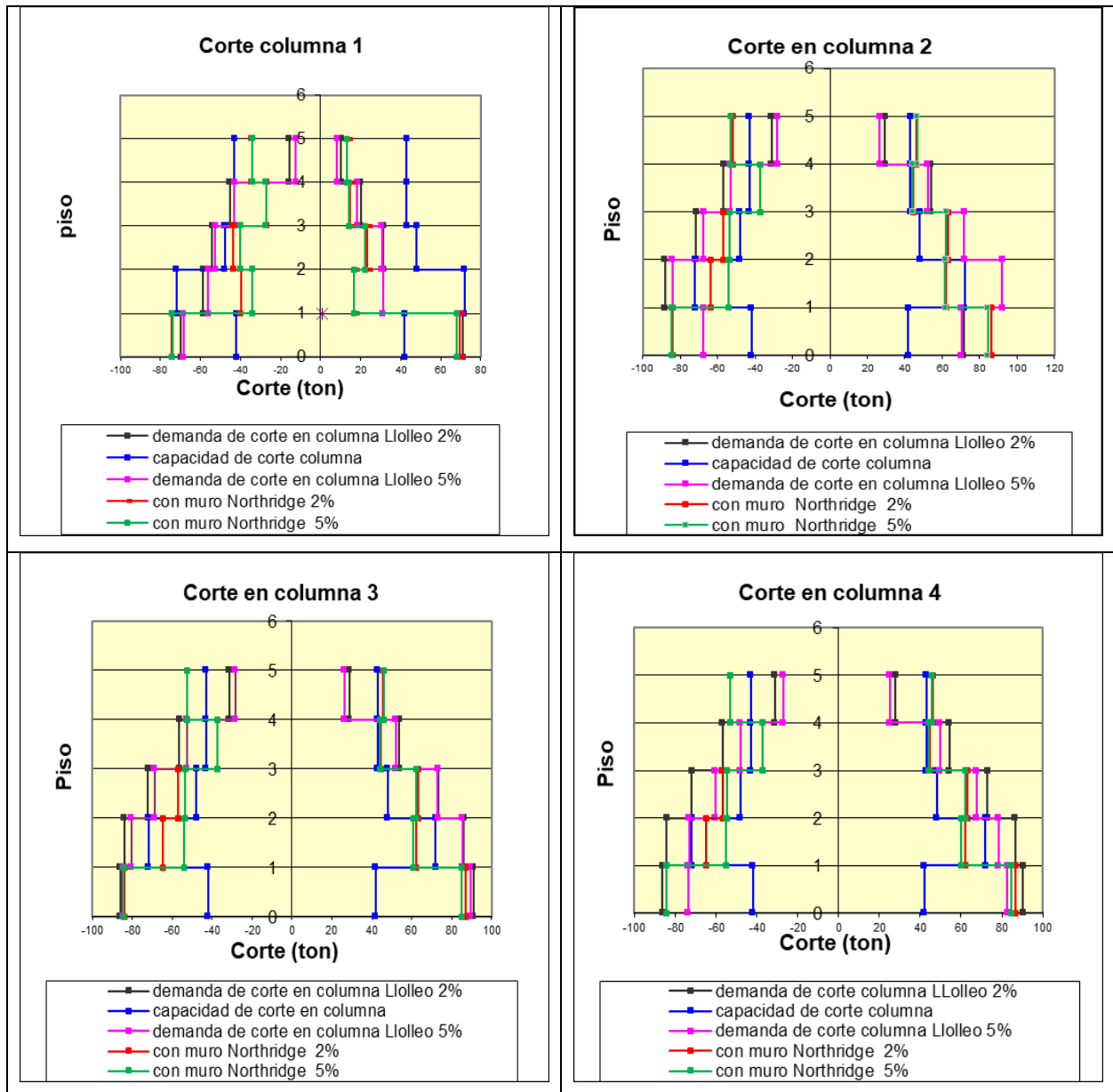


Figura 4.16: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Northridge, columnas 1 a 4.

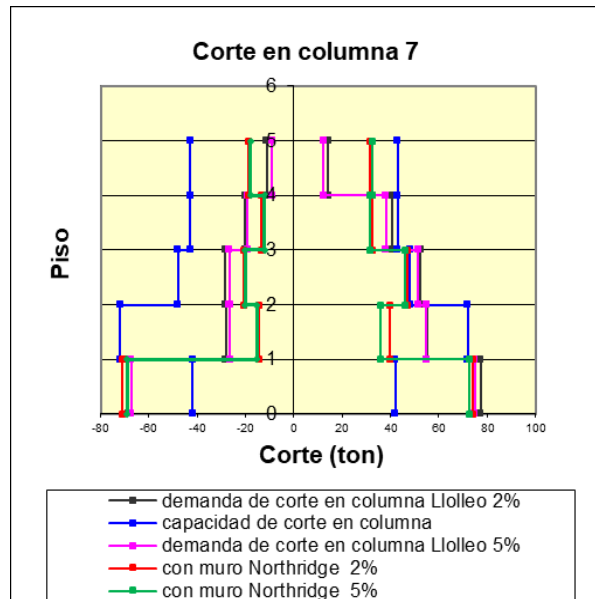
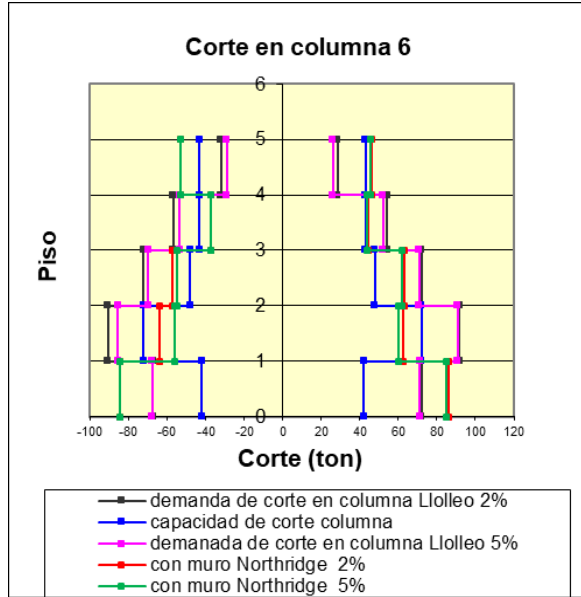
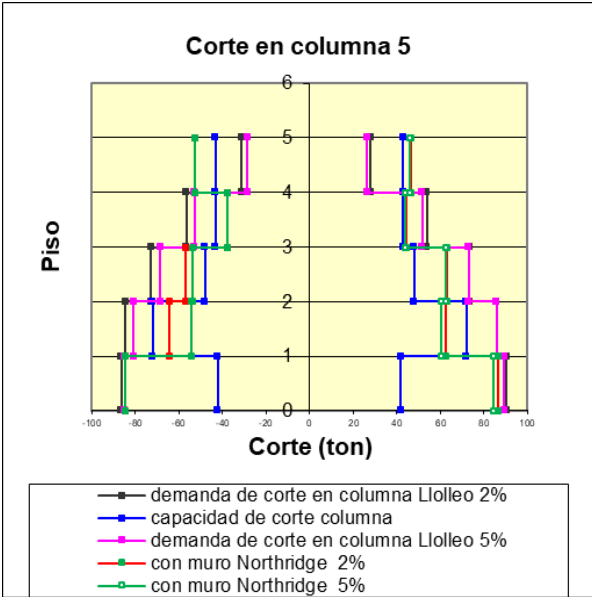


Figura 4.17: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Northridge, columnas 5 a 7.

En las figuras 4.18 y 4.19 a modo de comparación se muestran las nuevas demandas de corte calculadas para las columnas con el registro de Concepción componente Este Oeste.

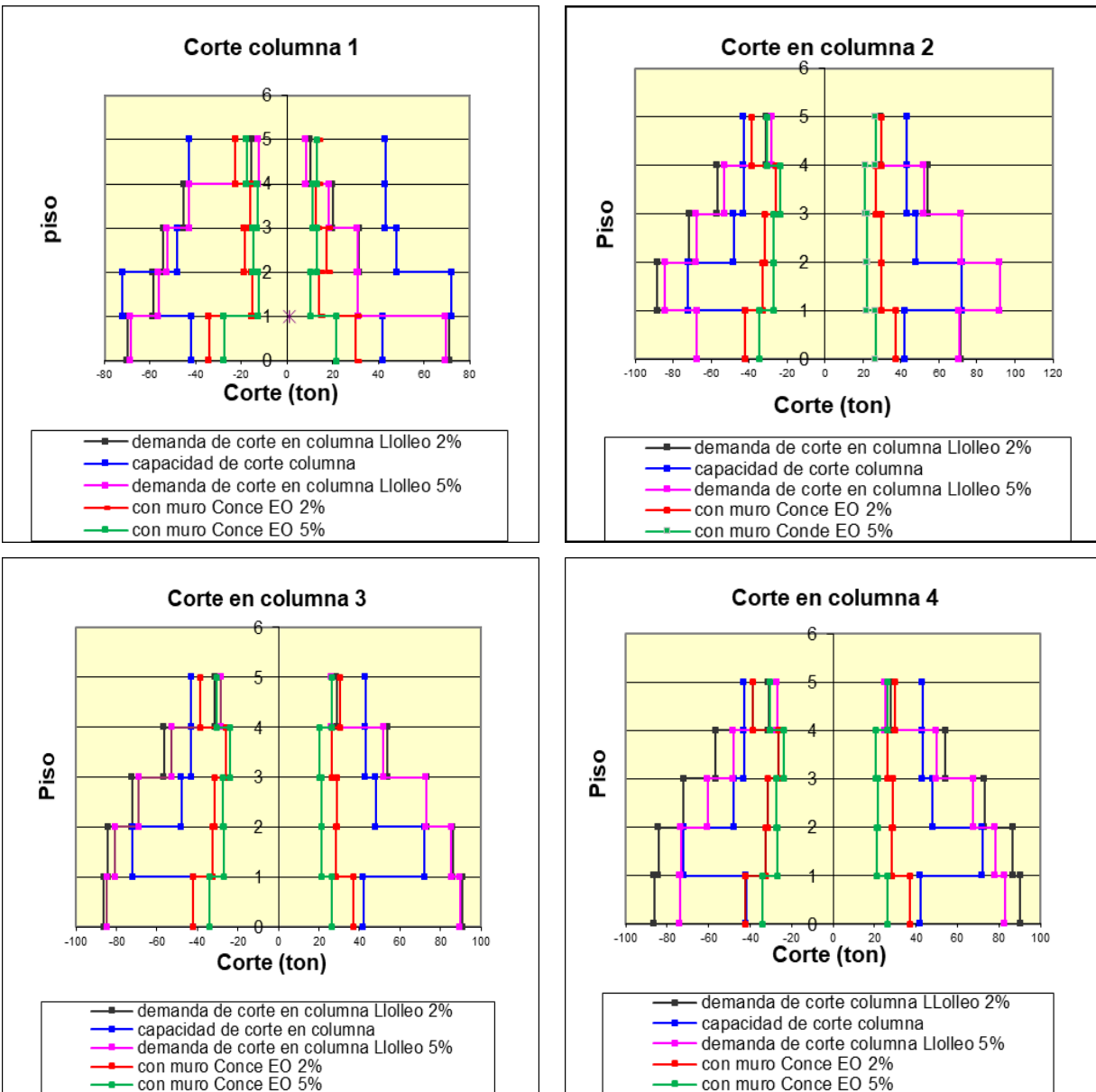


Figura 4.18: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Concepción componente Este Oeste, columnas 1 a 4.

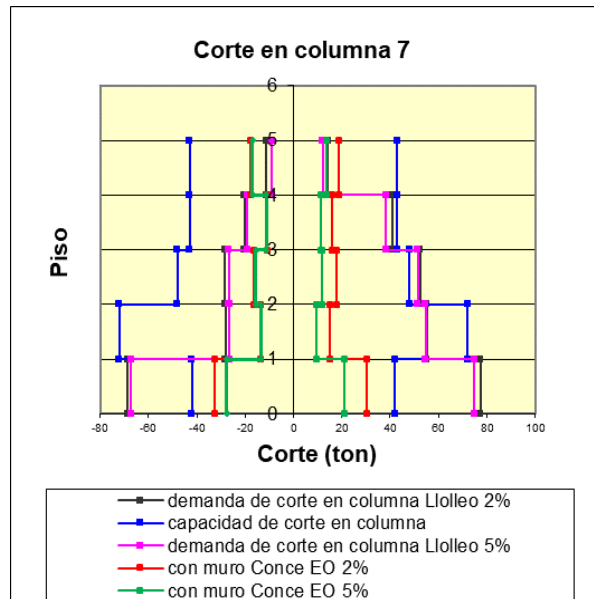
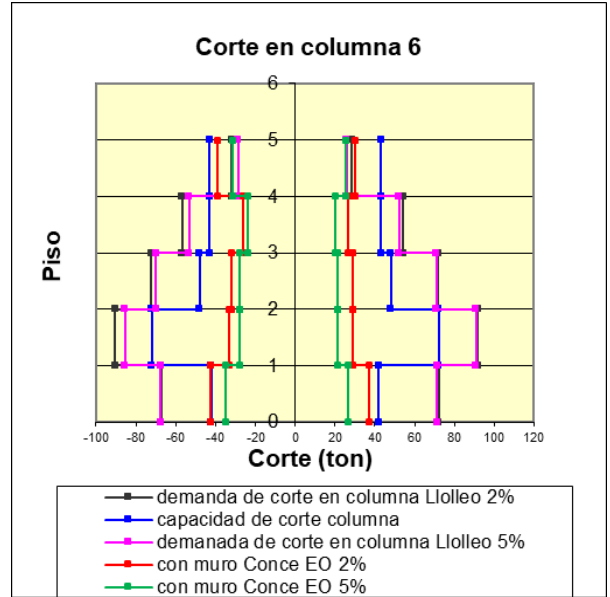
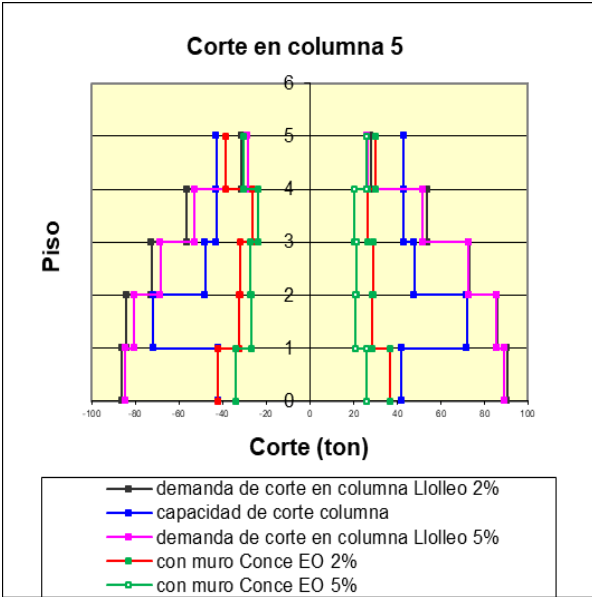


Figura 4.19: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Concepción componente Este Oeste, columnas 5 a 7.

En las figuras 4.20 y 4.21 a modo de comparación se muestran las nuevas demandas de corte calculadas para las columnas con el registro de Concepción componente Norte Sur.

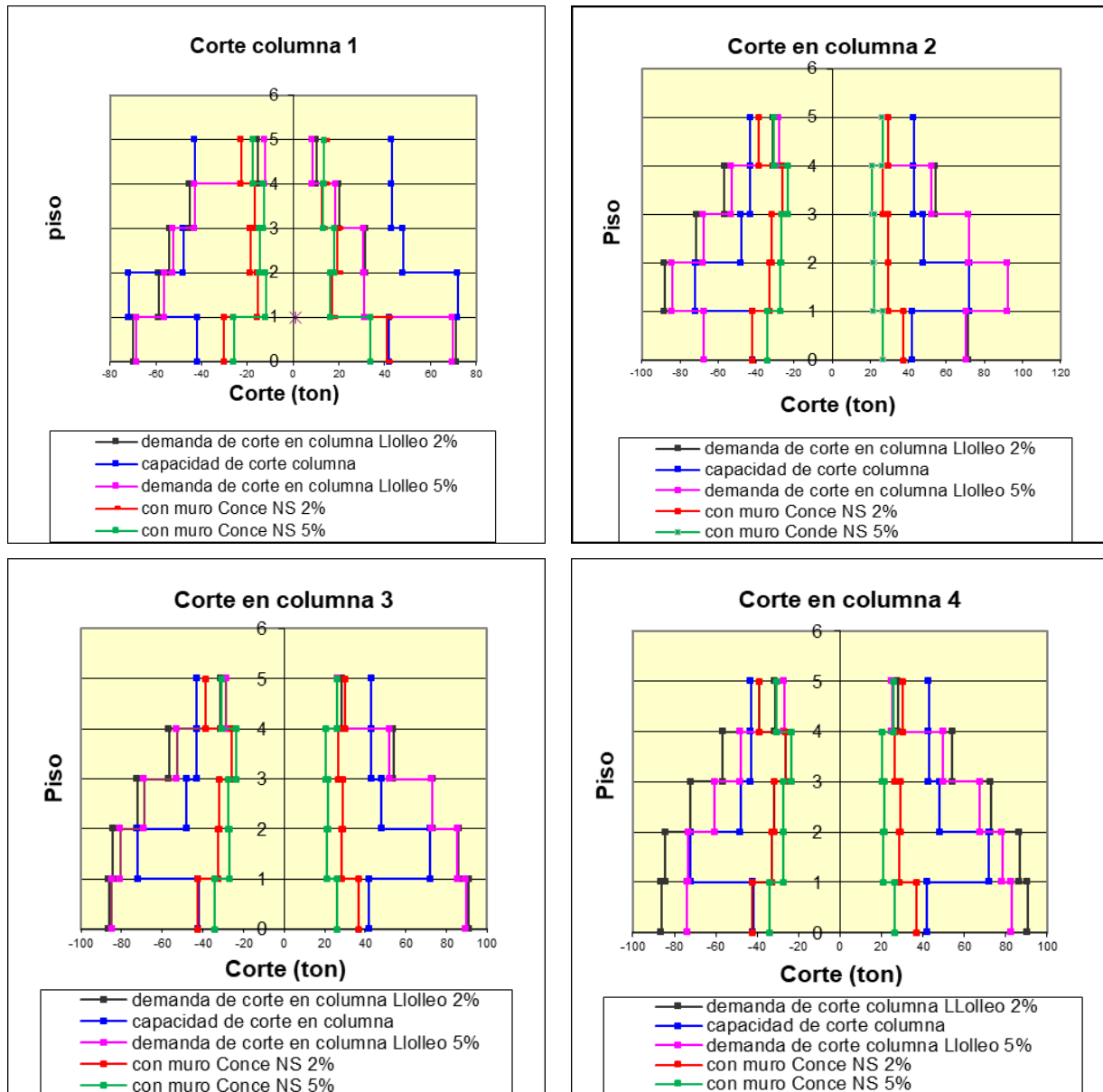


Figura 4.20: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Concepción componente Norte Sur, columnas 1 a 4.

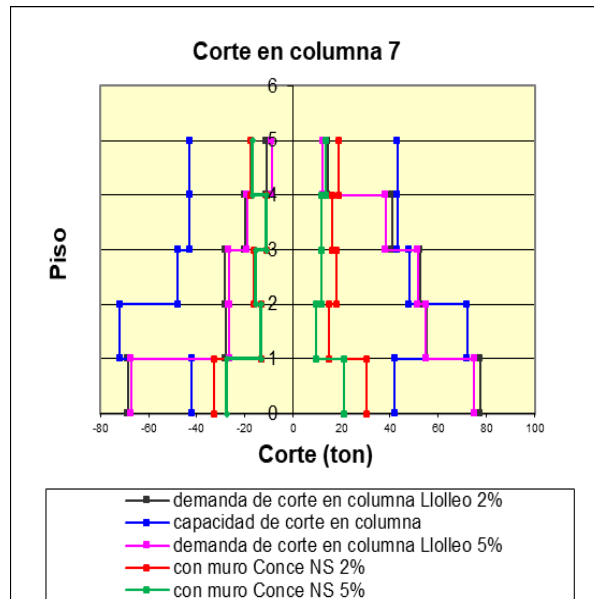
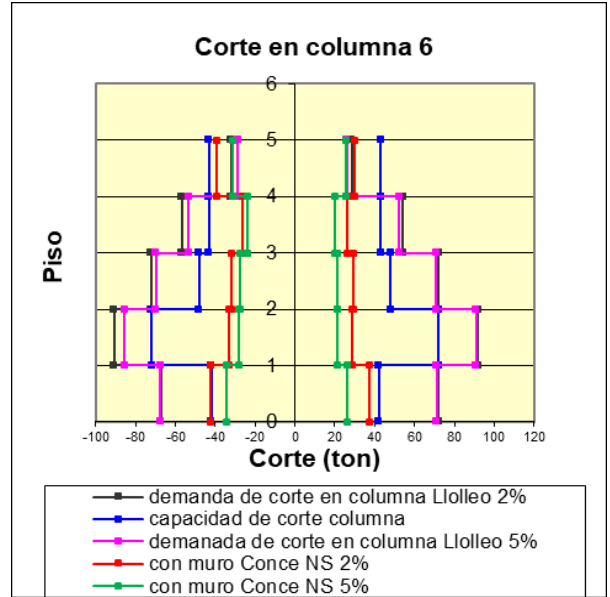
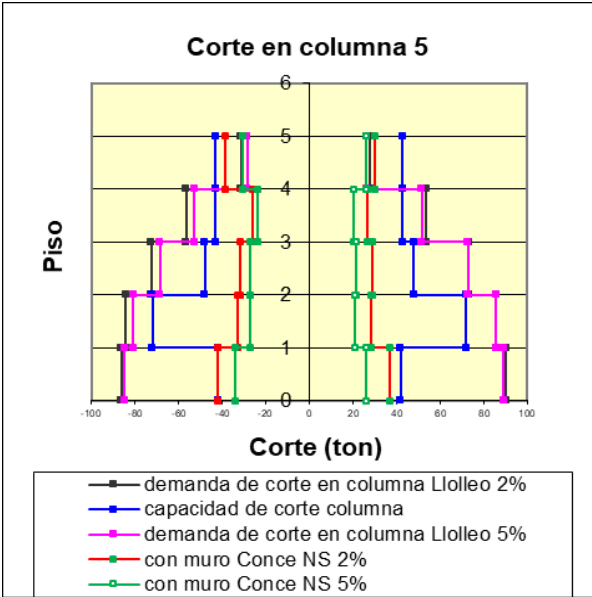


Figura 4.21: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Concepción componente Norte Sur, columnas 5 a 7.

En las figuras 4.22 y 4.23 a modo de comparación se muestran las nuevas demandas de corte calculadas para las columnas con el registro de Marga marga componente Este Oeste.

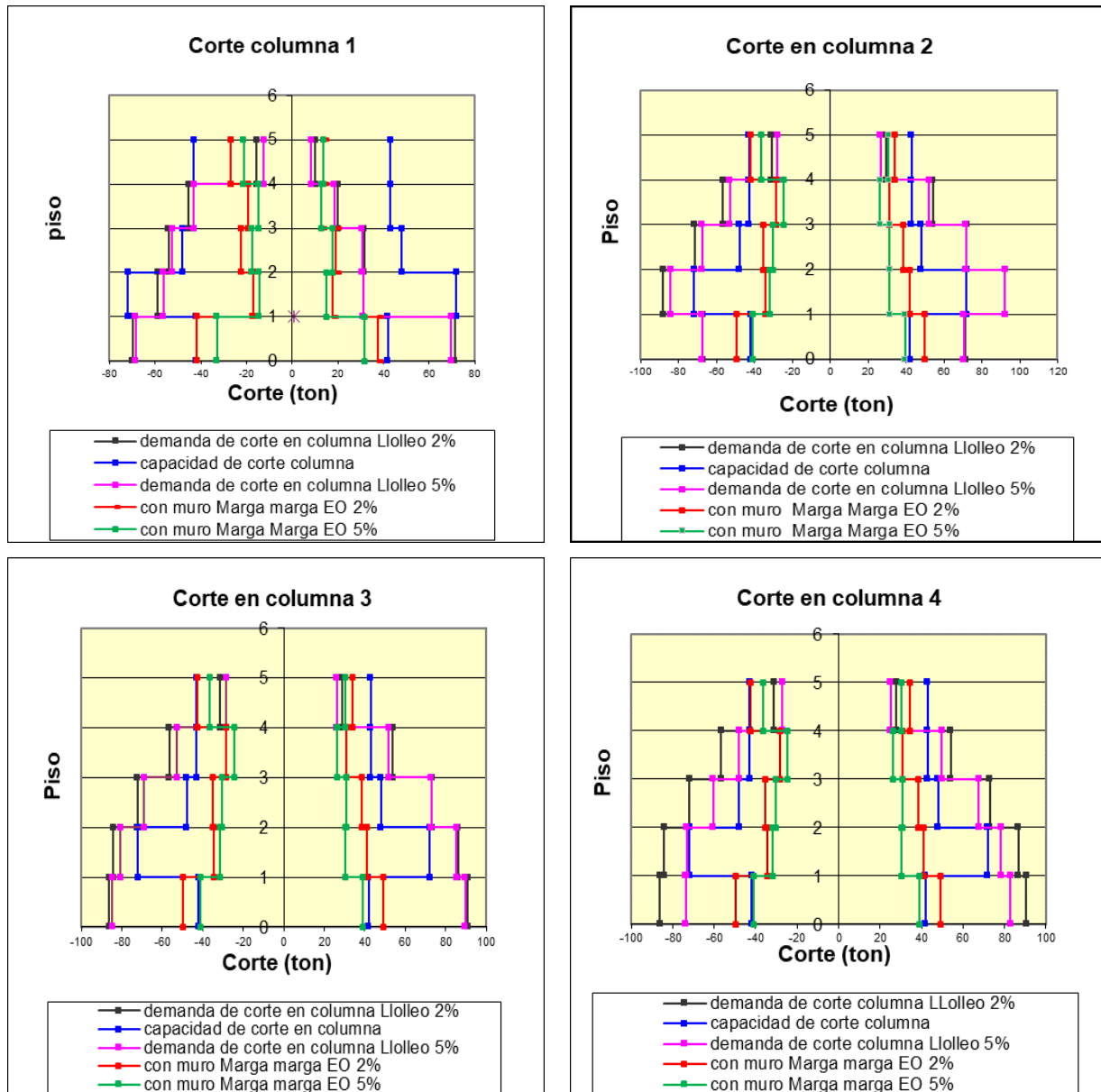


Figura 4.22: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Marga marga componente Este Oeste, columnas 1 a 4.

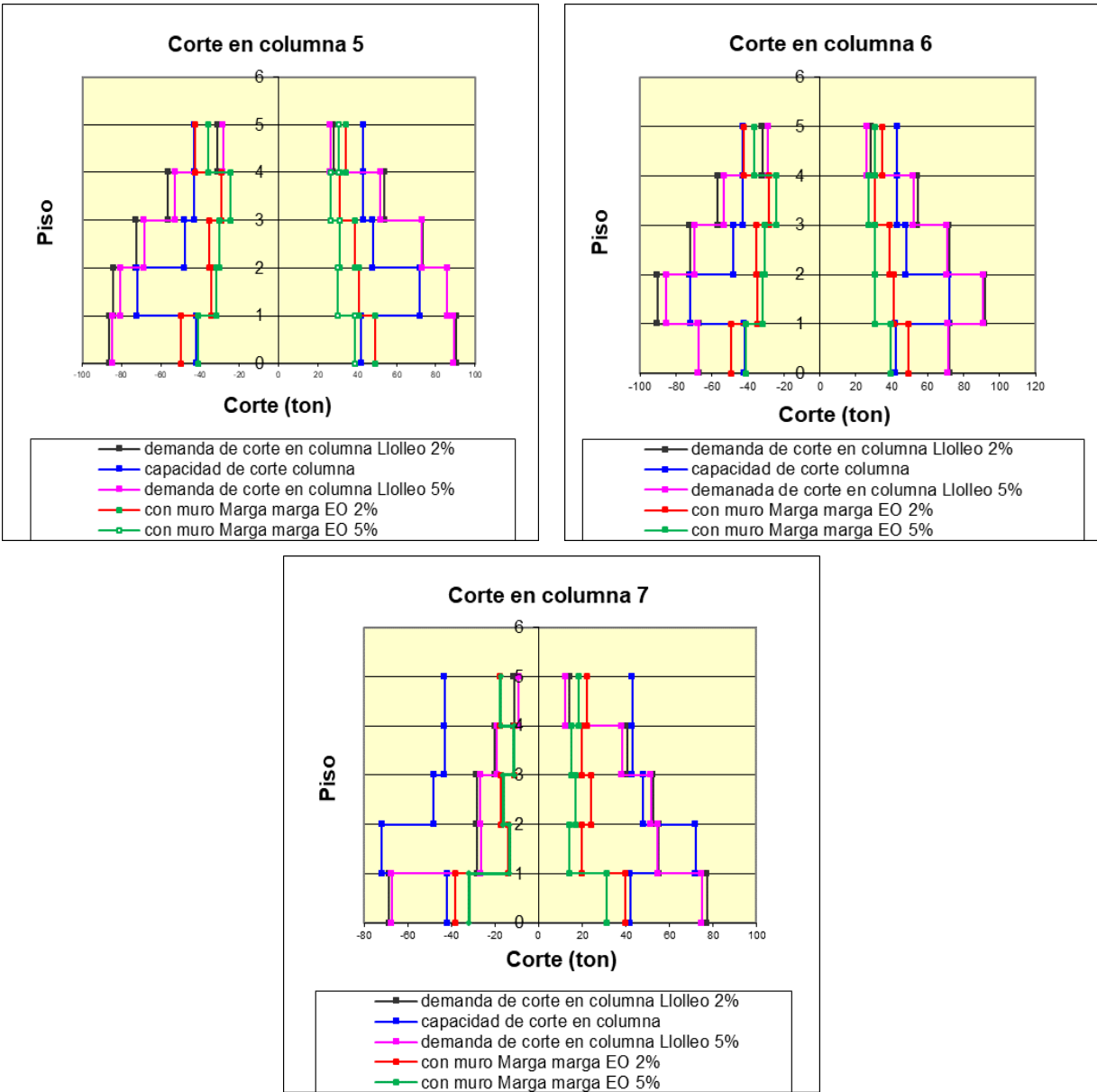


Figura 4.23: Demanda y capacidad al corte de las columnas con registro Marga marga componente Este Oeste, columnas 5 a 7.

Se puede apreciar que la demanda de corte disminuye respecto de la estructura sin refuerzo aunque no lo suficiente en las columnas del primer piso para los registros de Llolleo y Northridge en estos casos sería necesario encamisar las columnas solo en el primer piso, sin embargo, en los pisos superiores las demandas de corte disminuyen considerablemente. Lo anterior se debe al nuevo perfil de desplazamiento lateral ya que la columna debe seguir la deformada compatible con la presencia de los muros exteriores, esto se comprueba en los gráficos de desplazamiento de entre piso en donde se aprecia prácticamente una distribución constante en la altura.

En las figuras 4.24 a la 4.33 se compara la demanda con la capacidad resistente a la flexión de las columnas. Las columnas fluirían únicamente en sus bases, siendo suficiente la resistencia a la flexión en los pisos superiores para asegurar que permanezcan elásticas.

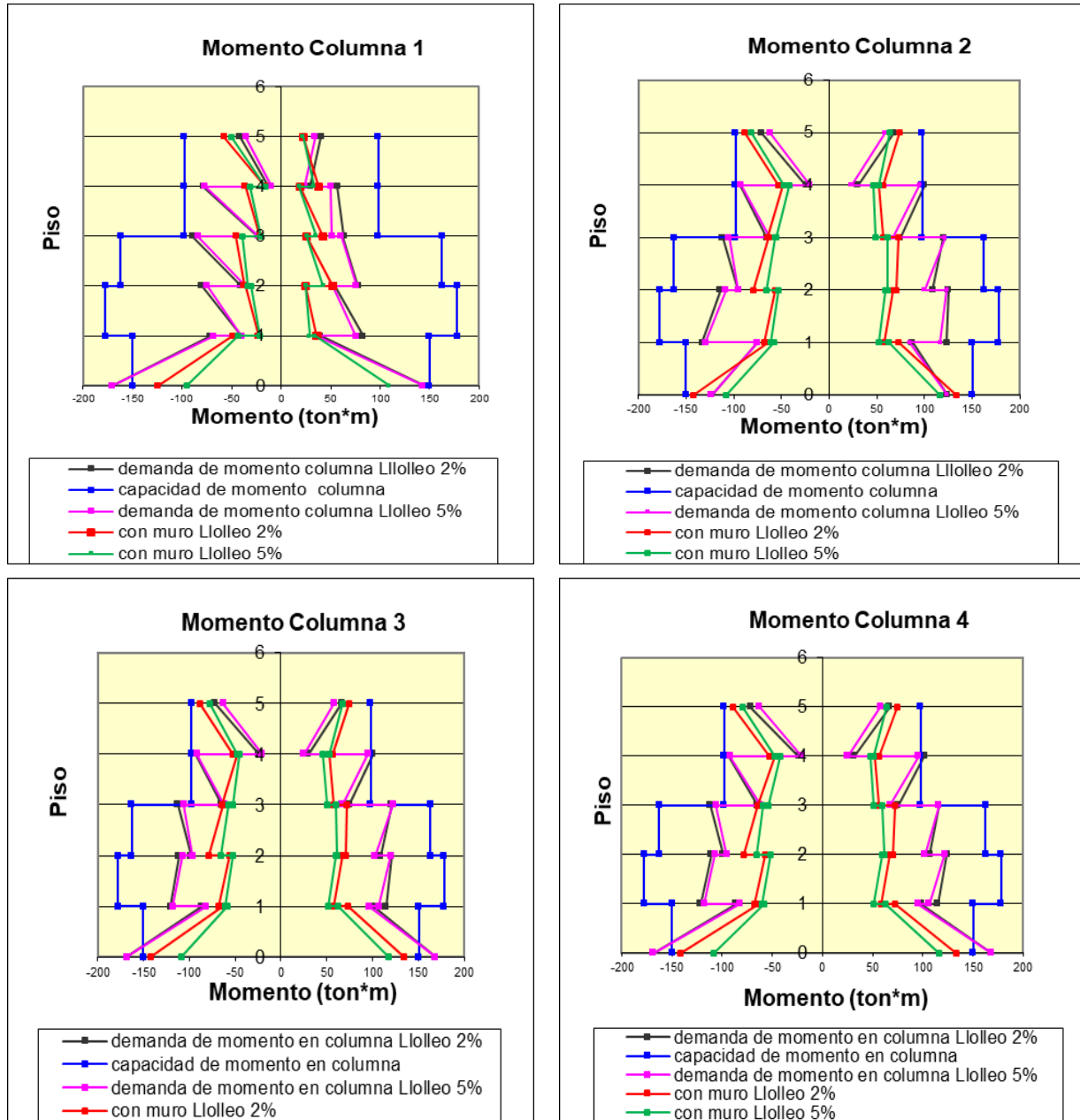


Figura 4.24: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Lloleto, columnas 1 a 4.

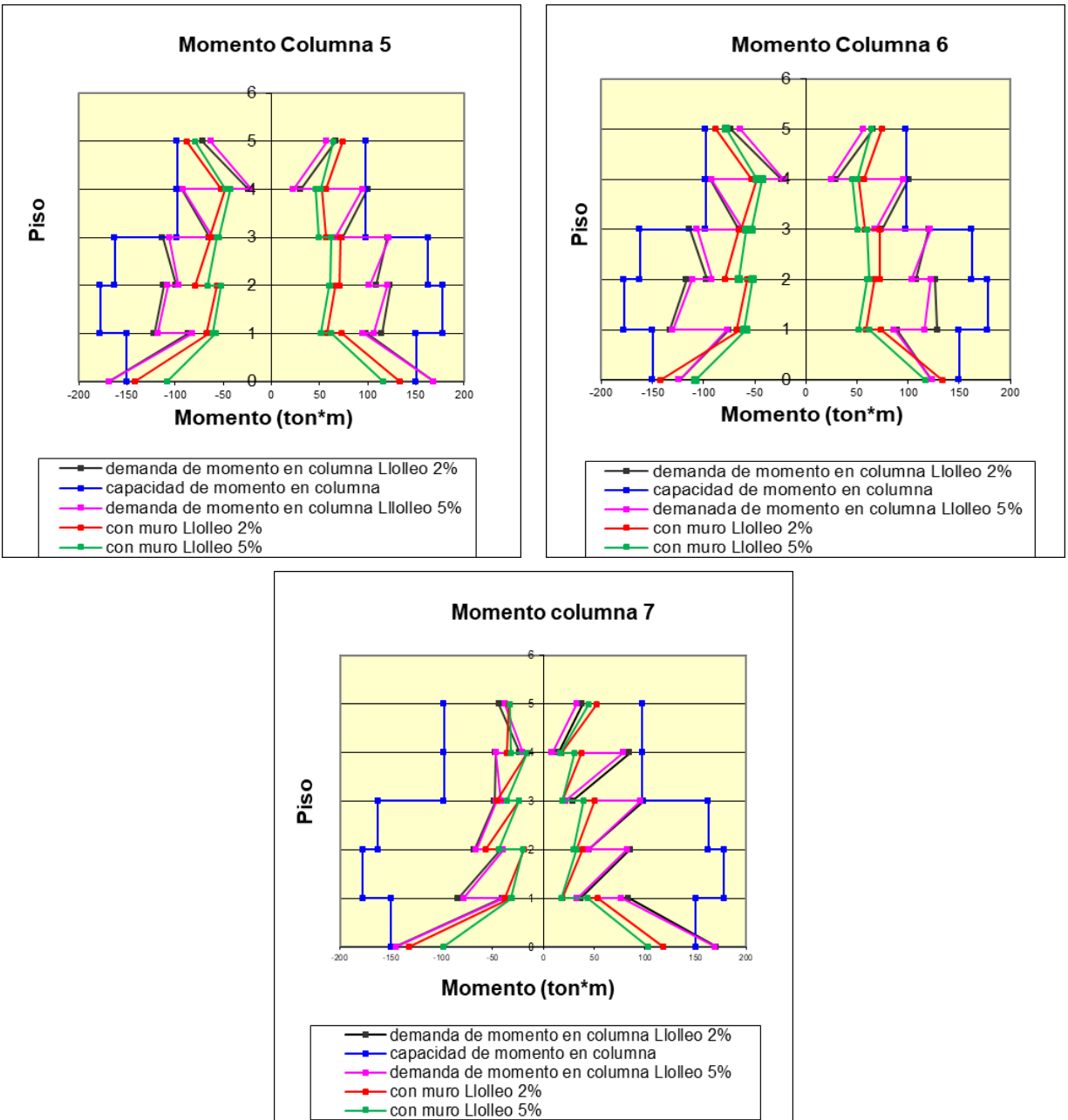
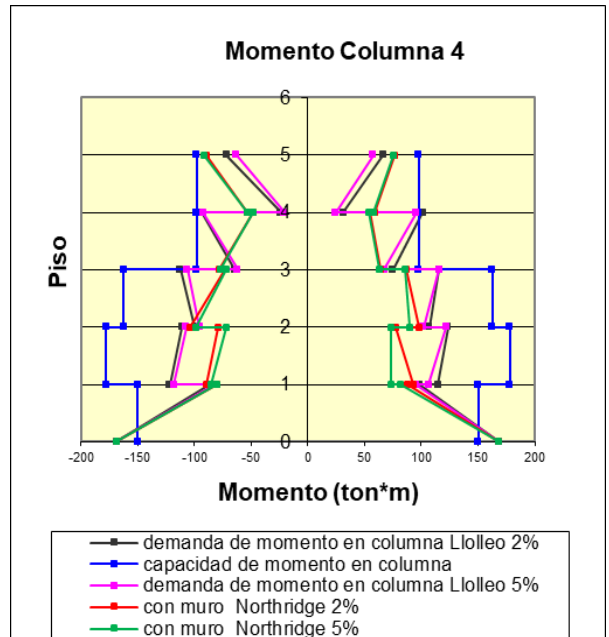
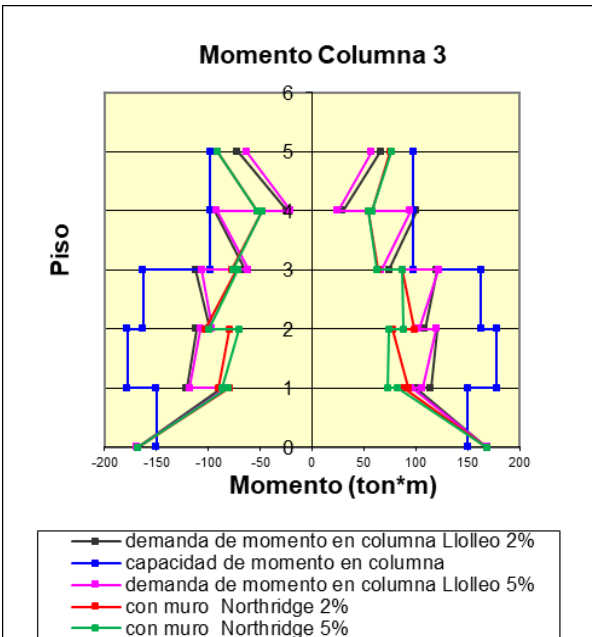
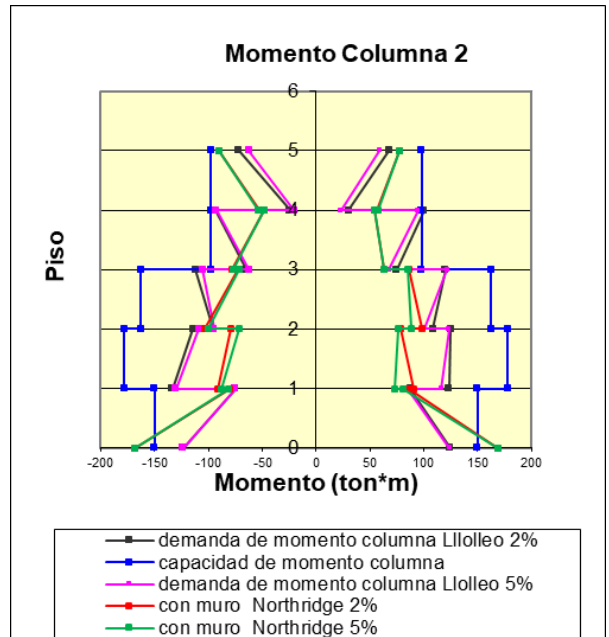
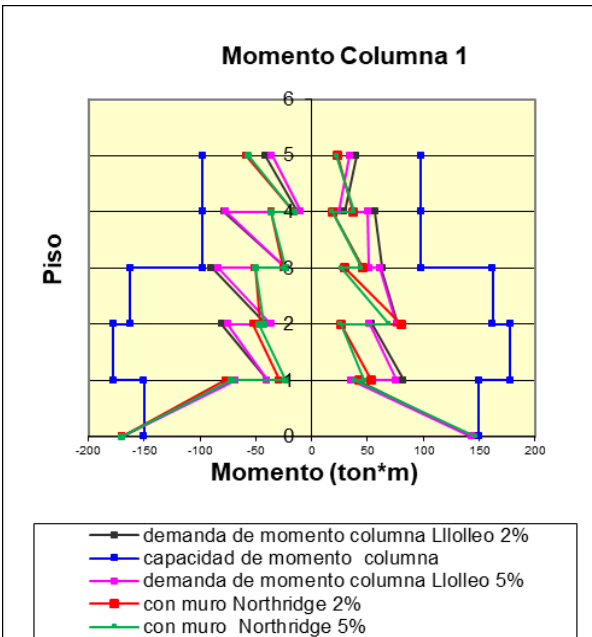


Figura 4.25: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Lolloe, columnas 5 a 7.



*Figura 4.26: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Northridge, columnas 1 a 4.*

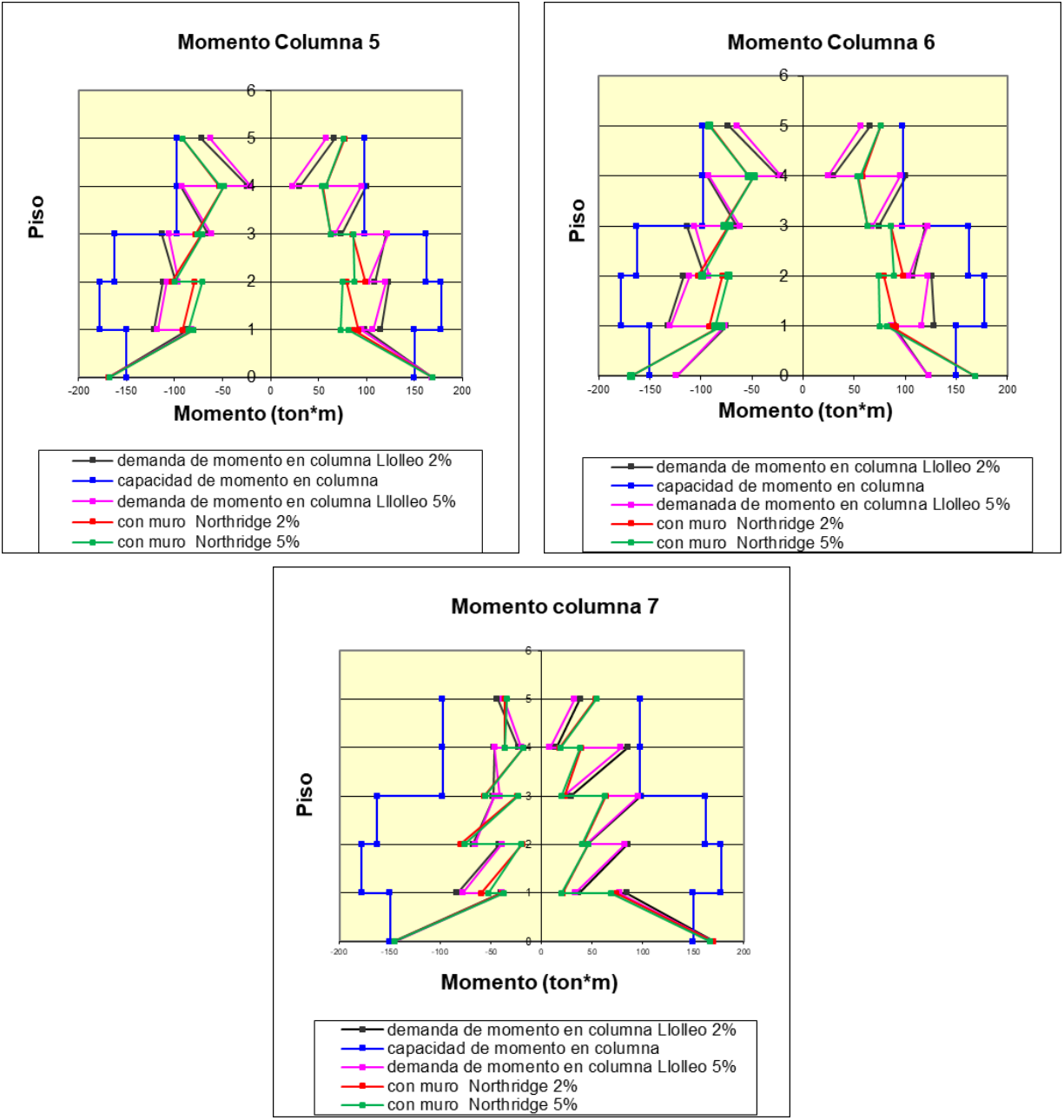


Figura 4.27: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Northridge, columnas 1 a 4.

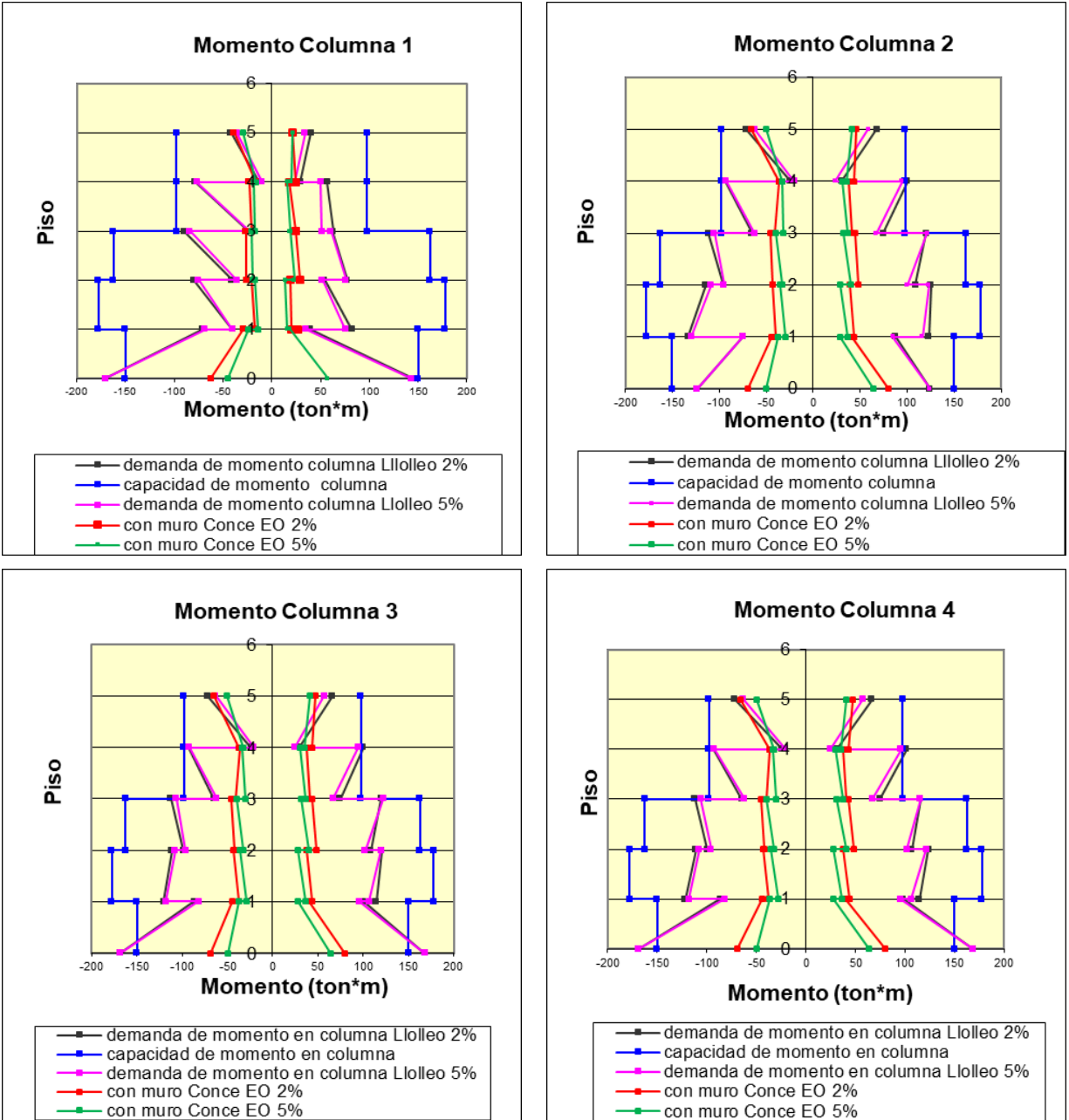


Figura 4.28: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Concepción componente Este Oeste, columnas 1 a 4.

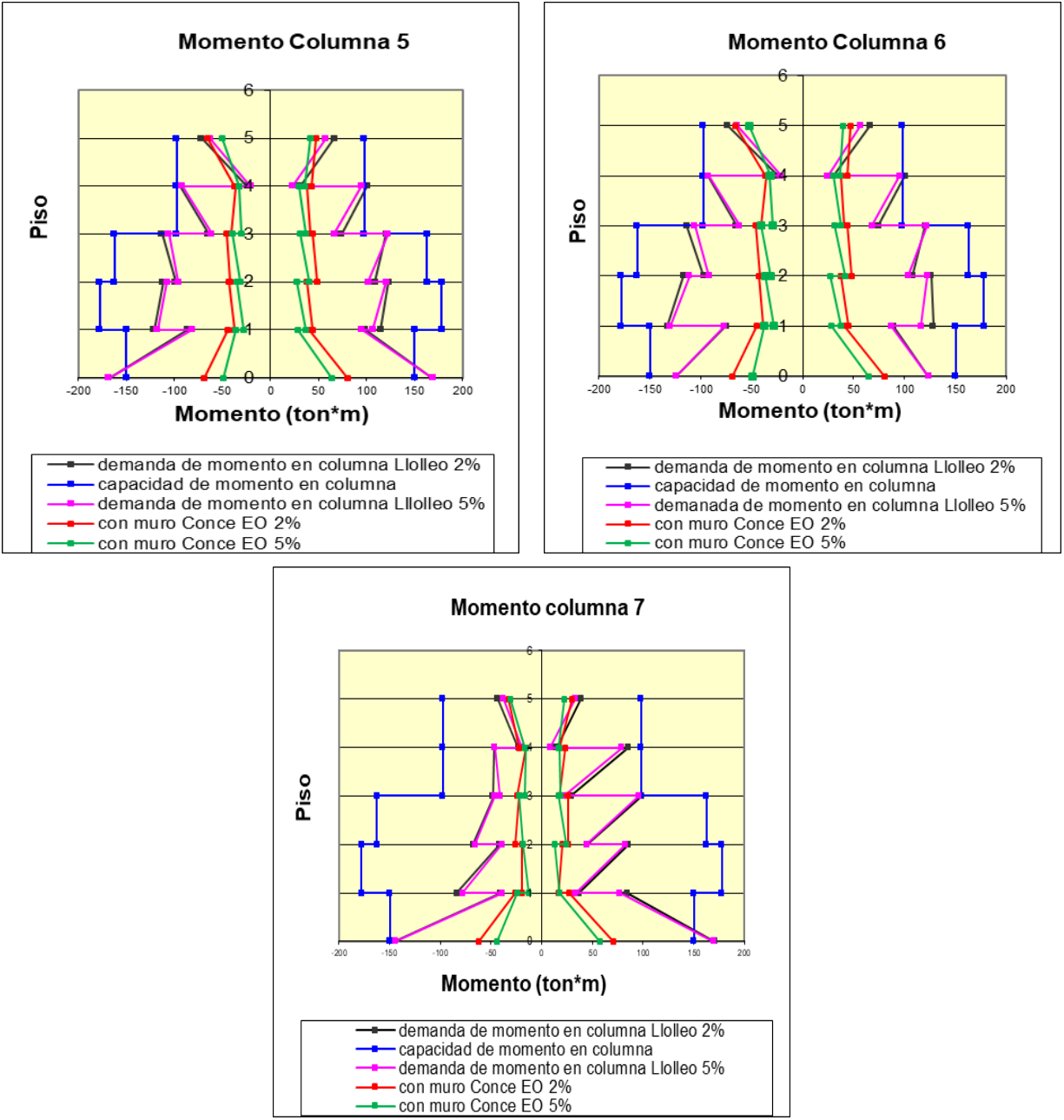


Figura 4.29: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Concepción componente Este Oeste, columnas 5 a 7.

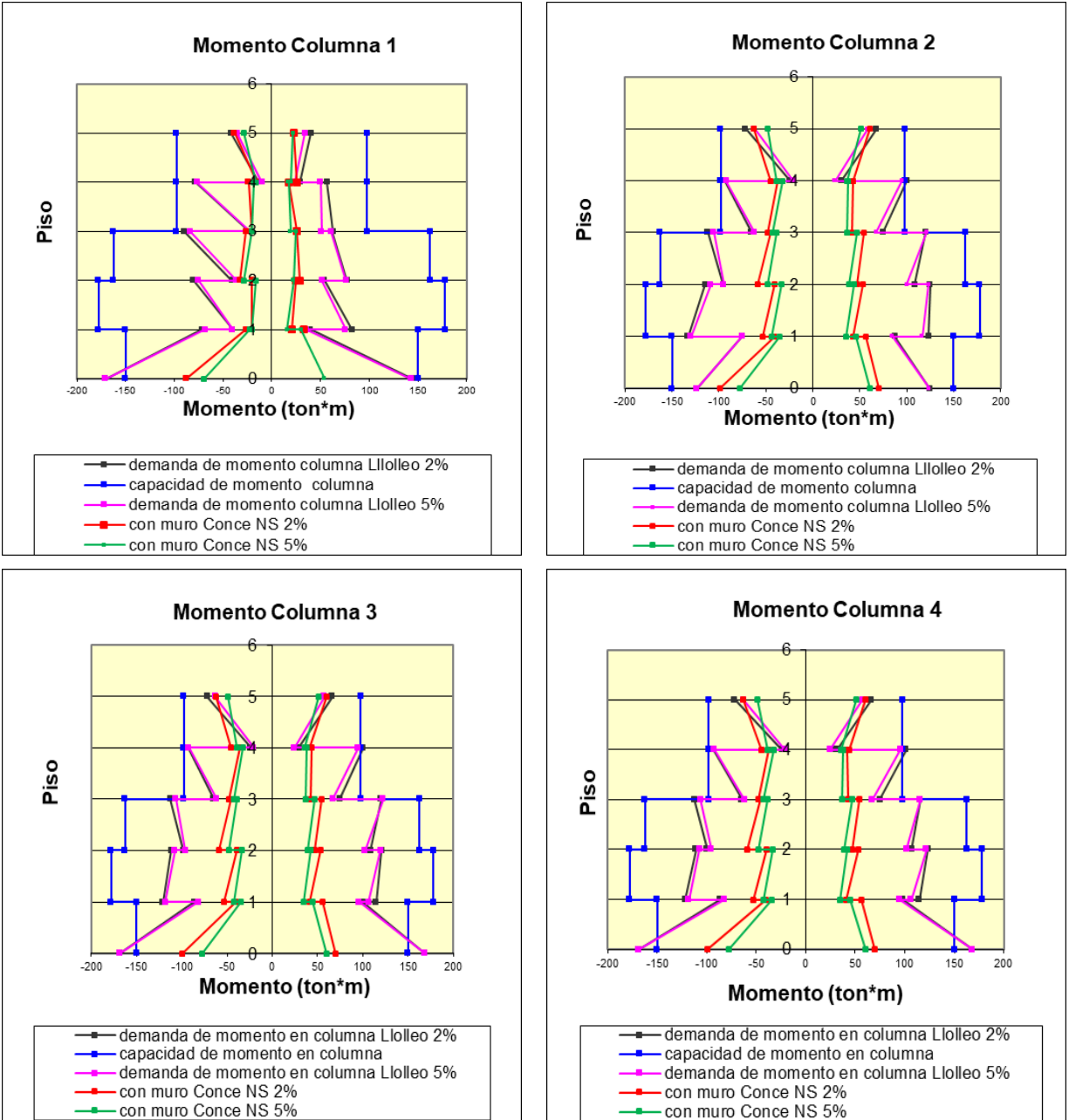


Figura 4.30: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Concepción componente Norte Sur, columnas 1 a 4.

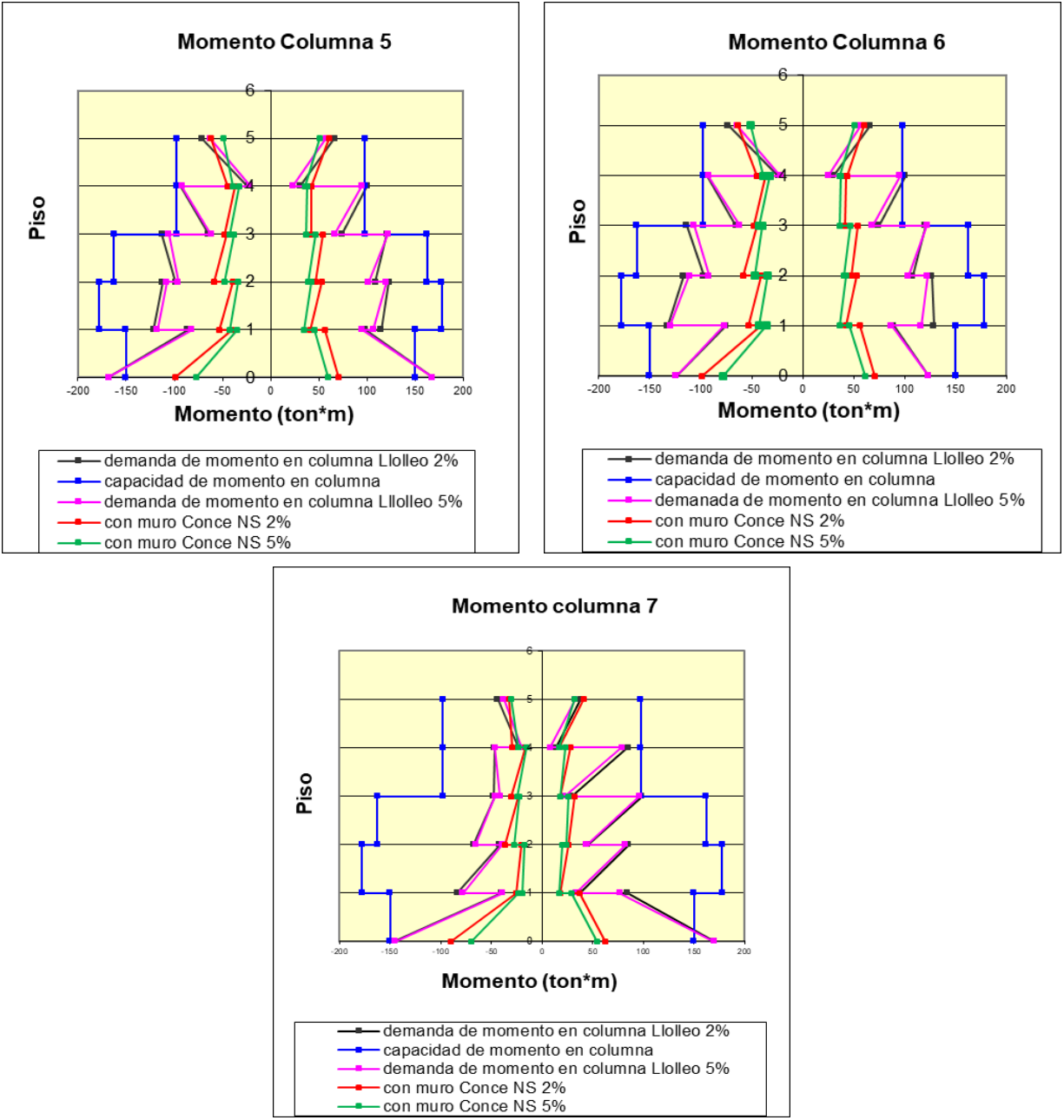


Figura 4.31: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Concepción componente Norte Sur, columnas 5 a 7.

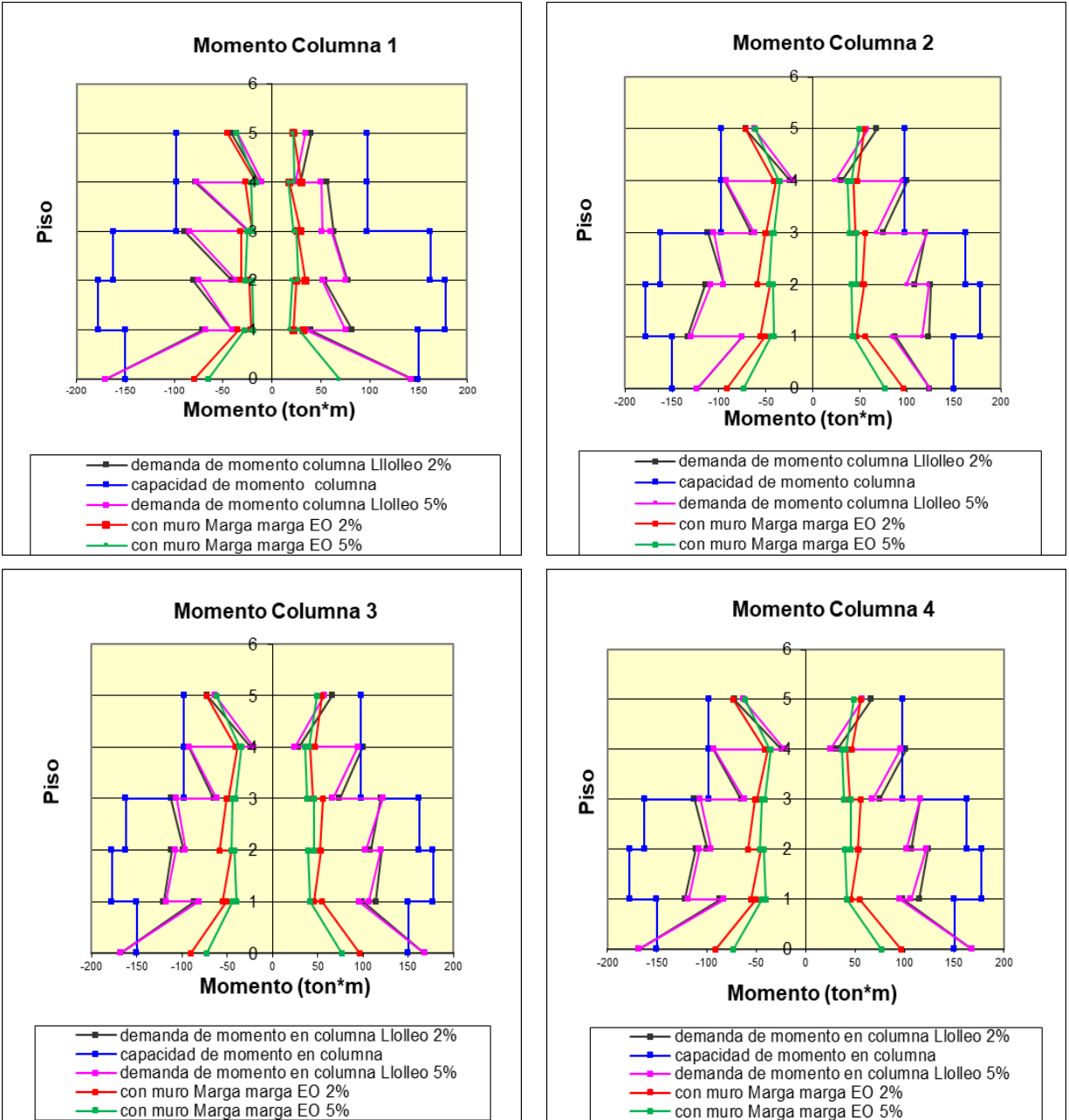


Figura 4.32: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Marga marga componente Este Oeste, columnas 1 a 4.

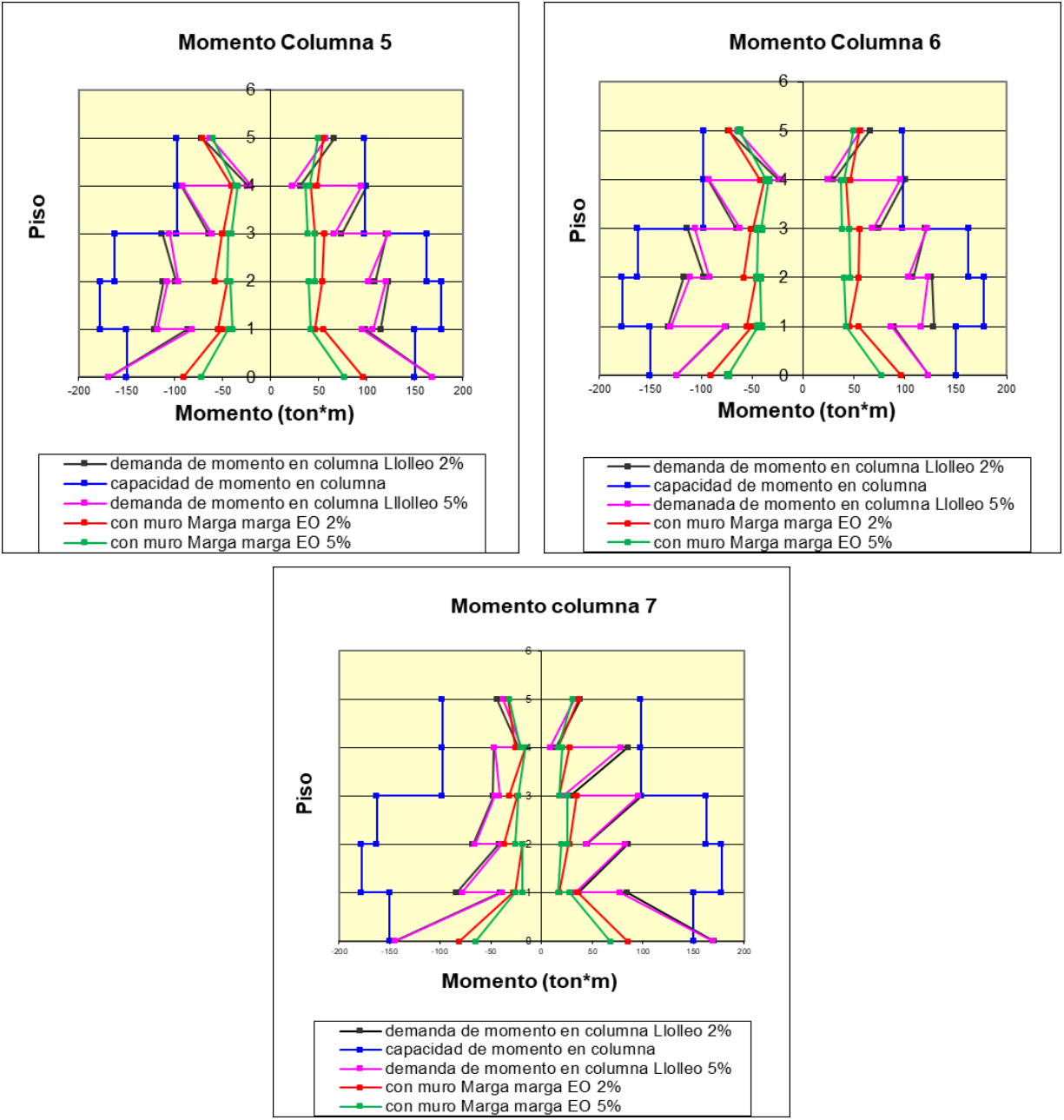


Figura 4.33: Resistencia a la flexión disponible y requerida en las columnas con registro Marga marga componente Este Oeste, columnas 5 a 7.

Finalizados los análisis tiempo-historia no lineal y analizados los resultados, algunas evidencias quedan a la vista, en lo relativo al desempeño de las estructuras (con y sin refuerzo) bajo distintos escenarios de la acción sísmica. Las demandas obtenidas con el registro sísmico de Llolleo muestran una mejora sustantiva del desempeño de la estructura al incluir muros mecedores, reduciendo las demandas de desplazamiento en aproximadamente un 50%: los desplazamientos de techo se reducen de 13 a 7 [cm] mientras que los drifts máximos lo hacen de un 1 a 0.5%. Evidentemente todo esto redundará en menores demandas de ductilidad en vigas y/o columnas. En el registro de Northridge, los resultados obtenidos para la estructura con refuerzo (muros mecedores) resultan similares a los obtenidos con el registro de Llolleo con la diferencia que, para el registro de Northridge, las demandas (momento y corte) sobre los muros mecedores son el doble con respecto a las obtenidas con el registro de Llolleo. Es importante notar que los muros se modelaron con elementos elásticos.

Los análisis complementarios realizados a la estructura con refuerzo, esta vez considerando registros del Terremoto del Maule (2010), mostraron resultados consistentes con los comentados previamente, es decir, una considerable reducción de las demandas de desplazamientos (o de ductilidad) en comparación a los obtenidos con el registro de Llolleo.

Un aspecto relevante, y que motivó este trabajo, es la baja capacidad de deformación de las columnas, de ahí el interés de evaluar como incide en su respuesta la inclusión de muros mecedores en la estructura. Los resultados muestran una reducción importante en los esfuerzos de flexión y corte; concretamente el refuerzo de la estructura provoca que las columnas no fluyan, a diferencia de la estructura original (sin refuerzo) donde se observa una fluencia generalizada en la base de las columnas del primer piso. Respecto a los esfuerzos de corte en las columnas, generalmente asociados a fallas frágiles con poca capacidad de deformación, los resultados también son positivos, evidenciando una reducción de los mismos; esta reducción provoca que en la estructura con refuerzo solo se supere la capacidad de las columnas en el primer piso y no en todos los pisos como en el caso sin refuerzo. No obstante, incrementar la resistencia o capacidad al corte en las columnas del primer piso se logra de manera simple, como se comentó previamente en este documento.

En las estructuras que contienen marcos de hormigón armado, una vez alcanzada la respuesta inelástica del sistema, es totalmente esperable la fluencia de las vigas en las caras de los nodos. La Tabla 4.2 muestra las demandas de ductilidad de curvatura promedio en cada piso para vigas y columnas considerando, de modo ilustrativo, los resultados obtenidos con el registro de Llolleo. Se observa una reducción de demandas de ductilidad y una redistribución de las mismas. La inclusión de muros mecedores modifica el perfil de desplazamientos logrando drifts muy parecidos en altura, no concentrando las deformaciones en algún piso en particular. Notar que para el caso sin refuerzo las deformaciones de entrepiso se concentraban en el primer nivel.

Tabla 4.2: Demandas globales y locales, registro sísmico de Llolleo

Demanda	Estructura sin muro		Estructura con muro	
	$\xi=2\%$	$\xi=5\%$	$\xi=2\%$	$\xi=5\%$
$\Delta_{Techo}$ [m]	0.14	0.11	0.068	0.062
Drift Máx. [%]	1.2	1	0.5	0.5
$\bar{\mu}_{\phi,1}$ (vigas)	6.04	5.52	3.89	2.66
$\bar{\mu}_{\phi,2}$ (vigas)	6.11	5.56	3.54	2.58
$\bar{\mu}_{\phi,3}$ (vigas)	7.54	6.16	4.13	3.27
$\bar{\mu}_{\phi,4}$ (vigas)	7.11	6.07	5.43	4.55
$\bar{\mu}_{\phi,5}$ (vigas)	-	-	6.84	4.63
$\bar{\mu}_{\phi,1}$ (columnas)	2.41	2.19	-	-

\*  $\bar{\mu}_{\phi,i}$  representa demanda de ductilidad de curvatura promedio en el piso i-ésimo

# Capítulo 5

## CONCLUSIONES

En esta tesis se propuso incorporar muros mecedores (o rocking walls) dentro de los vanos, o bien, hormigonados in situ en las fachadas en un edificio típico de marco. Como caso de estudio se eligió la torre principal del Hospital San Pablo de Coquimbo, fuertemente dañado en el sismo de 1997.

De los resultados numéricos mostrados en esta tesis se puede concluir que es factible usar muros mecedores para reforzar estructuras de marcos vulnerables a fallas en sus columnas debido a una baja capacidad de deformación, originada por una falla prematura al corte a una baja ductilidad. Es importante destacar que, para ciertos registros, como Concepción Este-Oeste, Concepción Norte-Sur y Marga-Marga Este-Oeste, la sola presencia de los muros resulta suficiente para prevenir la falla en las columnas. Para los registros de Llolleo y Northridge, es necesario adicionalmente reforzar las columnas (encamisar) solo del primer piso porque el muro no disminuye lo suficiente las demandas de corte en la base. Respecto de las demandas de flexión, la inclusión de muros mecedores provoca que las columnas tengan respuesta elástica sobre la sección crítica y con incursión no lineal, en caso de existir, solo en la base de las mismas.

Los muros reducen los desplazamientos laterales esperados en el edificio de marcos a prácticamente la mitad. Adicionalmente, los muros mecedores modifican el perfil de deformación lateral haciendo que el desplazamiento lateral de entrepiso sea prácticamente constante en la altura evitando su concentración en algún piso en particular. Ambos parámetros podrían provocar una disminución correspondiente de daños en elementos no estructurales conectados a la estructura principal.

Con los análisis realizados se puede evaluar la demanda de resistencia al corte en las columnas y decidir si es indispensable encamisarlas en los pisos superiores, o es posible actuar solamente sobre las columnas del primer piso con una seguridad razonable. Obviamente que en el diseño de una estructura nueva, al armar por capacidad se otorga una resistencia al corte mucho mayor que la necesaria. Sin embargo, en una estructura existente, conocer el corte real podría en algunos casos permitir que la estructura siguiera funcionando sin necesidad de evacuarla después de un terremoto. En el caso estudiado, los resultados sugieren que el edificio sea abandonado y posteriormente reforzado, dado que es altamente probable que las columnas fallen al corte ante un terremoto severo. Si se agregan los muros, los resultados obtenidos muestran que las columnas tendrían una resistencia al corte suficiente. A pesar de que este mismo efecto se obtiene con muros estructurales empotrados en sus bases, las dificultades de construcción y el agrietamiento en los muros ante terremotos severos son mayores que con los muros mecedores propuestos.

En futuros trabajos se propone considerar refuerzo tradicional y postensado (conexión híbrida) a los muros propuestos en esta tesis.

## **RECONOCIMIENTOS**

Profesor Athol J Carr, contribuyó con valiosos comentarios sobre el modelo utilizado en el programa Ruaumoko.

## REFERENCIAS

- [1] M. Astroza y R. Boroschek, «Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de hospitales,» de *Conferencia Internacional "Sistemas Modernos de Preparación y Respuesta ante Riesgos Sísmicos, Volcanicos y Tsunami.*, Santiago, Chile., 1998.
- [2] P. Bonelli y R. Boroschek, «Reinforced concrete structural walls as solution to retrofit a r/c frame,» de *Proceedings of an International Workshop Performance-based Seismic Desing Concepts and Implementation. Edited by P. Fajfar and H. Krawinkler.*, Bled, Slovenia, 2004.
- [3] M. Contreras y P. Bonelli, «Proyecto de refuerzo hospital Juan Noe Crevani de Arica,» Memoria para optar al título de ingeniero civil, Usm., Valparaiso, 2004.
- [4] M. Ceric y P. Bonelli, «Refuerzo del Hospital Juan Noe Crevani de Arica con diagonales de acero,» Memoria para optar al título de ingeniero civil, USM., Valparaiso., 2004.
- [5] F. Elorza y P. Bonelli, «Rehabilitacion del Hospital Juan Noe Crevani de Arica mediante aislacion basal,» Memoria para optar el título de ingeniero civil, USM., Valparaiso., 2006.
- [6] R. Boroschek y M. Astroza, «Estudio de vulnerabilidad sísmica y daño en la torre principal del hospital de Coquimbo,» Fundacion para la transferencia tecnologica- Servicio de salud de Coquimbo., Santiago, 1998.
- [7] D. Marriott, S. Pampanin y D. Bull, «Improving the seismic performance of existing reinforced concrete buildings using advanced rocking wall soultions,» de *2007 NZSEE Conference*, Christchurch, New Zealand, 2007.
- [8] L. Toranzo, A. Carr y J. Restrepo, «Displacement based of rocking walls incorporating hysteretic energy dissipators,» de *7th International Seminar on Seismic Isolation, Pasive Energy Dissipation and Active Control of Vibrations of Structures* , Assisi, Italy, 2001.
- [9] A. Carr, «Ruaumoko Program for inelastic Dynamic Analisis-Users Manual,» Department of Civil Engineering, University of Canterbury., Christchurch, New Zeland., 2000.
- [10] G. Housner, « The behaviour of inverted pendulum structures during earthquakes,» *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 53, nº 2, pp. 403-417, 1963.
- [11] J. Restrepo y A. Rahman, «Seismic Performance of Self-Centering Structural Walls Incorporating Energy Dissipators,» *Jorunal of Structural Engineering.*, vol. 133, nº 11, November,2007..
- [12] D. Marriot, *The Development of High-Performance Post-tensioned Rocking Systems for the Seismic Design of Structures*, Canterbury, New Zeland: University of Canterbury, 2009.
- [13] S. Pampanin y S. Marriot, *PRESS DESING HANDBOOK*, Auckland, New Zeland: New Zeland Concrete Society, 2010.
- [14] D. Marriott, S. Pampanin, D. Bull y A. Palermo, «Dynamic Testing of Precast, Post-tensioned Rocking Walls System whith Alternative Dissipating Solutions,» *Bulletin of the New Zeland Society for Earthquake Engineering* , vol. 41, nº 39, pp. 90-103, 2008.
- [15] A. Palermo, S. Pampanin y A. Carr, «Efficiency of Simplified Alternative Modelling Approaches to Predict the Seismic Response of Precast Concrete Hybrid Systems,» de *Fib Symposium* , Budapest., 2005.
- [16] N. Priestley, S. Sritharan, J. Conley y S. Pampanin, «Preliminary Results and Conclusions from the PRESS Five-Story Precast Concret Test Building,» *PCI Journal*, vol. 44, nº 6, pp. 42-67, 1999.
- [17] T. Holden, J. Restrepo y J. Mander, «Seismic Performance of Precast Reinforced and Prestressed Concret Walls,» *Journal of Structures Engineering-ASCE.*, vol. 129, nº 3, 2003.
- [18] T. Nagae, K. Tahara, K. Fukuyama y T. Matsumori, «Test Results of Four-Story Reinforced Concrete and Post-Tensioned Concrete Buildings: The 2010 E-Defense Shaking Table Test,» de *WCEE*, Lisboa, Portugal., 2012.
- [19] L. Panian, M. Steyer y S. Tipping, «Post-Tensioned Concrete Walls for seismic Resistance,» *PTI JOURNAL, Journal of Post-tensioned Institute*, vol. 5, nº 1, pp. 7-16, 2007.
- [20] L. Panian, P. Williams y M. Donovan, «Redefining High-Performance Concrets Structures,» *PTI Journal*, vol. 5, pp. 23-30, November ,2012.

- [21] S. Pampanin, K. Elwood y W. Y. Kam, «Seismic Performance of REinforced Concrete Buildings in the 22th February Christchurch Earthquake,» *Bulletin of New Zealand Society of Earthquake Engineering*, vol. 44, n° 4, pp. 239-278, november 2011.
- [22] S. Otani, «SAKE: A Computer Program for Inelastic Response of R/C Frames to Earthquakes,» University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign., Illinois., 1974.
- [23] P. Bonelli, «"Características del registro asociadas al daño en edificios de hormigon armado",» *Revista de ingenieria sismica*, vol. 60, pp. 1-20, 1999.
- [24] C. Vergara y P. Bonelli, «Muros Mecedores como una alternativa de diseño sismico.,» Memoria para optar al titulo de ingeniero civil , USM., Valparaiso., 2005.