



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

DISEÑO ÓPTIMO DE NÚCLEOS DE HORMIGÓN ARMADO PARA EDIFICIOS DE PLANTA LIBRE

JUAN FRANCISCO HILLBRECHT ELLIS

Tesis para optar al grado de
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:
JUAN CARLOS DE LA LLERA MARTIN

Santiago de Chile, Junio, 2013

©2013, Juan Francisco Hillbrecht Ellis



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

DISEÑO ÓPTIMO DE NÚCLEOS DE HORMIGÓN ARMADO PARA EDIFICIOS DE PLANTA LIBRE

JUAN FRANCISCO HILLBRECHT ELLIS

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

JUAN CARLOS DE LA LLERA

JUAN CARLOS FERRER

ANDRÉ COTÉ

MIGUEL RÍOS

Para completar las exigencias del grado de
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, Junio, 2013

*A mi familia y amigos por el apoyo y
confianza que me depositan día a día.*

AGRADECIMIENTOS

Quisiera agradecer en primer lugar a mi familia por brindarme su apoyo y confiar en mis capacidades en todo este proceso. Agradezco a mis padres la educación que me han entregado y las habilidades que me han ayudado a desarrollar. Soy quien soy en gran parte por lo que ellos me han entregado día a día.

Mención especial hago a mis amigos incondicionales que han sido un apoyo fundamental durante mi vida. Muchas veces han cumplido el rol de familia en Santiago, dada la lejanía de mis padres. Son ellos los que me han dado las palabras de aliento para continuar en todo momento.

También agradezco a mi profesor guía Juan Carlos De La Llera, quien cooperó en la búsqueda de un tema de tesis y el desarrollo de ésta, exigiéndome cada día para lograr un buen trabajo, y por supuesto aportando su experiencia en el área de estructuras. De igual forma le doy las gracias al profesor Juan Carlos Ferrer, quien fue un apoyo en el área de optimización para el desarrollo de mi tesis.

Finalmente menciono a Eduardo Spoerer y su oficina por darme la posibilidad de compatibilizar estudios y trabajo. Agradezco la confianza que depositan en mi trabajo y la posibilidad de desarrollar proyectos que fortalecen mi desarrollo profesional.

Índice de Contenidos

Resumen.....	1
Abstract.....	2
1. Introducción.....	3
2. Comportamiento de muros compuestos en flexo-compresión.....	5
3. Metodología de diseño.....	14
4. Edificios de planta libre.....	23
4.1. Edificio A.....	24
4.2. Edificio B.....	29
5. Conclusiones.....	31
Referencias.....	33

Índice de Figuras

Figura 1: Daño en flexo-compresión observado en muros durante el terremoto de febrero 27, 2010.....	5
Figura 2: Comportamiento a flexión de una sección típica en sus dos direcciones.....	7
Figura 3: Efecto en la relación momento – curvatura de parámetros tales como confinamiento, espesor del muro y cuantía de acero en tracción.....	8
Figura 4: Resistencia y ductilidad en la curva de interacción de una sección asimétrica.....	9
Figura 5: Nivel de ductilidad en función de la carga relativa al balance.....	11
Figura 6: Cuadros comparativos de resistencia y ductilidad entre variables.....	12
Figura 7: Posible ubicación del óptimo.....	14
Figura 8: Diagrama de flujo de la metodología de diseño propuesta.....	17
Figura 9: Sección típica de análisis con las variables a considerar.....	18
Figura 10: Planta tipo Edificios A y B.....	24
Figura 11: Corte y elevación del Edificio A.....	25
Figura 12: Espesores finales de muros y área de acero en cada piso	

.....	y sección del Edificio A.	27
Figura 13: Resultados del proceso de optimización para los espesores de muro y		
cantidad de acero en los cabezales del Edificio B.....		31

Índice de Tablas

Tabla 1: Resumen de restricciones del modelo propuesto.....	22
Tabla 2: Evolución de espesores para cada iteración.....	28
Tabla 3: Evolución de cantidad de acero para cada iteración.....	28

RESUMEN

Esta investigación propone una metodología para el diseño óptimo de núcleos de hormigón armado de edificios de planta libre, que considera el comportamiento a flexo-compresión de secciones típicas presentes en este tipo de edificios. En ella se identifica cuáles son las variables más significativas que controlan la resistencia y ductilidad en curvatura de la sección. El problema se formula como uno de optimización no-lineal cuyo objetivo es minimizar el costo de la estructura, sujeto a restricciones de resistencia a esfuerzos de corte y flexo-compresión, ductilidad en curvatura de la sección, y a valores extremos de las variables. Del estudio de secciones de muro típicas de edificios de planta libre y de los edificios optimizados se desprende, que además de confinar las puntas de muro, es necesario aumentar el espesor de los cabezales en compresión para lograr la ductilidad en rotación deseada, y que el acero en estas puntas suministra gran parte de la resistencia a flexo-compresión del muro.

Palabras claves: Edificios de planta libre, Optimización de estructuras, Comportamiento en flexo-compresión de muros.

ABSTRACT

This investigation propose a methodology for the optimum design of RC shear wall cores for open plants buildings, that consider the flexion and compression behavior of typical sections of this type of buildings. It identifies which are the most significant variables that control the strength and ductility in rotation of the wall section. The problem is formulated as a nonlinear optimization which aims to minimize the cost of the structure, subject to restrictions of shear resistance, design for flexural and axial loads, minimum rotation ductility in section, and extreme values of the variables. From studying typical wall sections of free plant buildings and from optimized buildings is apparent that besides the confining of the wall is necessary to increase the thickness of the compression section in order to achieve a desired rotation ductility, and that the steel in the extreme of the wall provides much of the resistance in flexion of the wall.

Keywords: Open plan buildings, Optimization of structures, Flexion and compression behavior of walls.

1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad, los edificios de oficina presentan una estructuración denominada de planta libre constituida por un núcleo central de muros de hormigón armado que involucra caja de ascensores y escaleras, un marco perimetral, y una losa que conecta a ambos mediante un diafragma cuyo rol flexural ha sido recientemente estudiado (Encina, De La Llera, 2011) y es importante. Para efectos de la resistencia lateral es importante estudiar en detalle el comportamiento del núcleo central de este tipo de edificios, como principal elemento resistente a solicitaciones sísmicas. Consecuentemente, se estudian las limitaciones en resistencia y ductilidad de este tipo de estructuración para distintas dimensiones geométricas de la sección y distribución de armadura en planta.

Dada la importancia del núcleo en la resistencia lateral del edificio es interesante plantear el diseño de su sección de hormigón armado como un proceso de optimización, que entregue las dimensiones de los elementos y redistribuya eficientemente las armaduras, para lograr la máxima ductilidad de rotación posible en los muros, y con ello un mejor desempeño cíclico durante un sismo severo. Visto además como un proceso de optimización, se puede intentar minimizar el costo de la estructura mediante una metodología que respete las restricciones de diseño y conduzca a un diseño económico. El diseño debe cumplir con las exigencias normativas impuestas por los códigos NCh433 y NCh430 vigentes. Implícito en dichos códigos está el factor R que es un reflejo de la capacidad de deformación inelástica de la estructura y por ende un aspecto clave en el diseño.

Otros investigadores ya han planteado el proceso de diseño de diversas estructuras como un proceso iterativo y convergente de optimización (X.-K. Zou, C.-M Chan, 2005; S. Ganzerli, C.P. Pantelides, L.D. Reaveley, 2000). En general, los métodos propuestos de diseño óptimo son lineales y buscan minimizar el costo del hormigón y acero en estructuras de marcos, con valores límites mínimos y máximo de las variables del problema, tales como dimensiones de elementos y cuantías de acero, sujeto además a controlar los desplazamientos máximos de entrepiso (Zou, Chan, 2005). Para edificios de marcos, ellos estiman el desplazamiento de techo de la estructura a partir de la geometría de los elementos usando trabajo virtual, o mediante pushover si se desea considerar la respuesta inelástica de la estructura. Sin embargo, estas metodologías no consideran como restricción

la demanda en corte y flexo-compresión de los elementos. Si pensamos en aplicar un proceso de diseño óptimo a edificios chilenos con estructuración de planta libre, debe ser requisito fundamental considerar estos aspectos en el proceso de diseño.

Si bien estas investigaciones son relevantes a este trabajo como inspiración de la metodología de diseño que se quiere formular, el diseño óptimo de edificios de planta libre necesita plantear de una forma distinta las restricciones del problema, principalmente debido a las diferencias en la estructuración de los edificios analizados, en que el comportamiento a flexo-compresión es el que controla el diseño sísmico de los muros del núcleo central de estos edificios, conjuntamente con la ductilidad que son capaces de generar, un aspecto fundamental en la filosofía de diseño tradicional de edificios. En este sentido, la forma de la sección, la presencia de cabezales, los espesores y cuantías de acero, afectan directamente el desempeño dúctil en flexo-compresión de la sección (T. Paulay, M.J.N. Priestley, 1992). Estos factores podrían incidir por ejemplo en que la carga axial de balance de una sección en una de sus direcciones de análisis, sea muy baja, implicando que en presencia de un sismo severo, se puede producir una falla frágil en flexo-compresión en los pisos inferiores de un edificio debido a las mayores cargas axiales.

2. COMPORTAMIENTO DE MUROS COMPUESTOS EN FLEXO-COMPRESIÓN.

Los núcleos de hormigón armado de edificios de planta libre son secciones compuestas por varias alas y un alma, y deben analizarse como una sección, ya que el análisis independiente de los muros no garantiza el cumplimiento de la resistencia y ductilidad como sección completa. La asimetría de estas secciones genera comportamientos complejos de evaluar en flexo-compresión tanto en resistencia como curvatura, especialmente si se compara con el de secciones rectangulares.



Figura 1: Daño en flexo-compresión observado en muros durante el terremoto de febrero 27, 2010.

El daño producto del comportamiento a flexo-compresión de muros asimétricos durante el terremoto del 27 de febrero de 2010 (Chile), se concentró principalmente en los cabezales de borde de los muros, causando el pandeo de las barras longitudinales y con ello la pérdida de la capacidad en flexión del muro. Esto puede haberse visto acelerado por la falta de confinamiento de la armadura longitudinal, aspecto que se encuentra actualmente en estudio (J.W. Wallace, 2012).

La alta densidad de muros en planta del edificio de muros “chileno” hizo pensar que gracias a esta estructuración muy exitosa durante el terremoto de marzo de 1985, típica de los edificios chilenos, no era necesario el confinamiento ni regular las cargas axiales de estos muros. A esto se suma que la práctica de diseño usado localmente no considera el efecto

global de la flexión de muros acoplados, impidiendo observar un eventual comportamiento frágil. Se suma a esto el que la altura de los edificios chilenos aumentó considerablemente en los últimos 25 años (Wallace, 2011), sin aumentar necesariamente el área en planta de los muros, lo que indujo mayores cargas axiales. En consecuencia, se observó producto de la flexo-compresión, muros completos y puntas de muros diseñados muy por sobre la condición de balance, lo que induce un comportamiento frágil.

Una buena manera de estudiar la ductilidad en curvatura de una sección compuesta es mediante su relación momento - curvatura para distintos niveles de carga axial. Para determinar la relación momento - curvatura de un muro compuesto se escoge el modelo Hognestad para hormigón no confinado, el modelo de Kent & Park (J.B Mander, M.J.N Priestley, R. Park, 1988) para el hormigón con confinamiento, y un modelo elasto-plástico para las barras de acero. Las propiedades de los materiales utilizados son $f'_c = 300$, $f_y = 4200$, $\epsilon_0 = 0.002$, $\epsilon_{cu} = 0.003$. Para la determinación de las curvas se asume una deformación unitaria máxima del hormigón confinado $\epsilon_{cu} = 0.008$, la que corresponde a un valor consensuado por distintos investigadores (H. Park, S.-M. Kang, L. Chung, D.-B. Lee, 2007) y que también recoge el nuevo decreto 61 de la norma NCh433 (MINVU, 2011). Sobre la sección compuesta se imponen condiciones cinemáticas crecientes de rotación de la sección hasta alcanzar los estados límite de los materiales y se determina en cada caso el momento flector correspondiente al valor de carga axial aplicado.

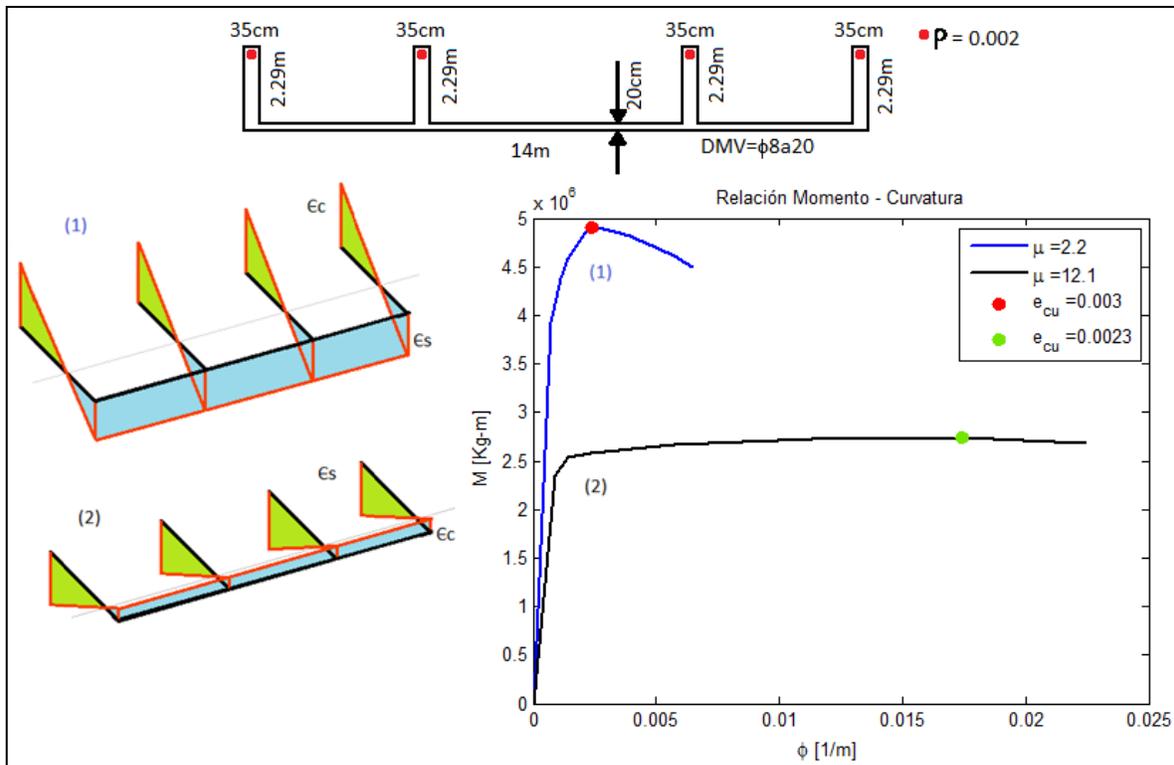


Figura 2: Comportamiento a flexión de una sección típica en sus dos direcciones.

La Figura 2 muestra la relación momento curvatura para una sección típica de este tipo de edificios en sus dos direcciones de análisis para un mismo valor de carga axial. Se observa como la ductilidad y resistencia varían significativamente según la dirección del momento flector. La compresión de puntas libres del muro compuesto conduce a una alta resistencia y a una falla esencialmente frágil del muro. En la dirección contraria se genera tracción de las puntas libres, lo que conduce a una falla dúctil del muro y a una resistencia menor de la sección.

En la Figura 3 se muestra mediante un ejemplo de curvas de momento – curvatura el efecto de parámetros que controlan el comportamiento tales como el confinamiento, el aumento de espesor de los muros y el aumento de la armadura en tracción. La sección de muro considerada en este análisis corresponde a la misma de la Figura 2 con variaciones en los espesores de muro, confinamiento y armadura de tracción, lo que se indica esquemáticamente en la Figura 3. La relación $M-\phi$ de la Figura 3 considera una relación elasto-plástica para el acero, y una relación constitutiva de Kent & Park (Kent, Park, 1971)

con estribos $\phi 10a10$ más trabas $\phi 10a10$ en cada capa. En este análisis se despreció el aumento de la resistencia del hormigón debido al confinamiento. El confinamiento de la punta de muros produce una mayor ductilidad de la sección. Sin embargo, la sola presencia de un confinamiento no garantiza una falla dúctil, ya que para niveles de carga axial superiores a la carga de balance se hace necesario aumentar el ancho de los cabezales en compresión además de su cuantía de acero. Para aumentar la resistencia de la sección se puede aumentar la armadura de tracción.

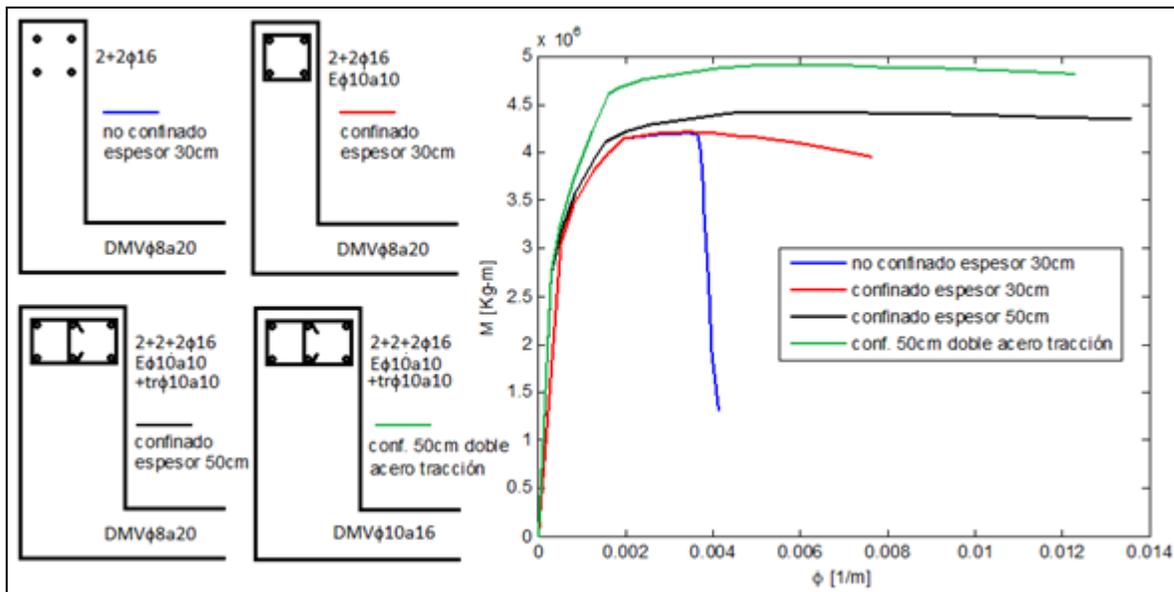


Figura 3: Efecto en la relación momento – curvatura de parámetros tales como confinamiento, espesor del muro y cuantía de acero en tracción.

En el diseño a flexo-compresión de un muro compuesto se deben satisfacer restricciones de resistencia y ductilidad. Es evidente que el diseño debe cumplir con la resistencia necesaria para que las combinaciones de carga (P_U , M_U) se encuentren dentro de la región encerrada por la curva de interacción (P, M) de diseño. Sin embargo, estas combinaciones de carga han sido reducidas por un factor R de acuerdo a lo estipulado en la norma de diseño sísmico, en este caso la NCh433 (INN, 1996). Es imperativo que las secciones de hormigón armado diseñadas, sean capaces de desarrollar la ductilidad requerida por el diseño al momento de un sismo. De no ser así, el diseño cae en una ficción y por ende los esfuerzos reales superarán con creces los utilizados en el diseño.

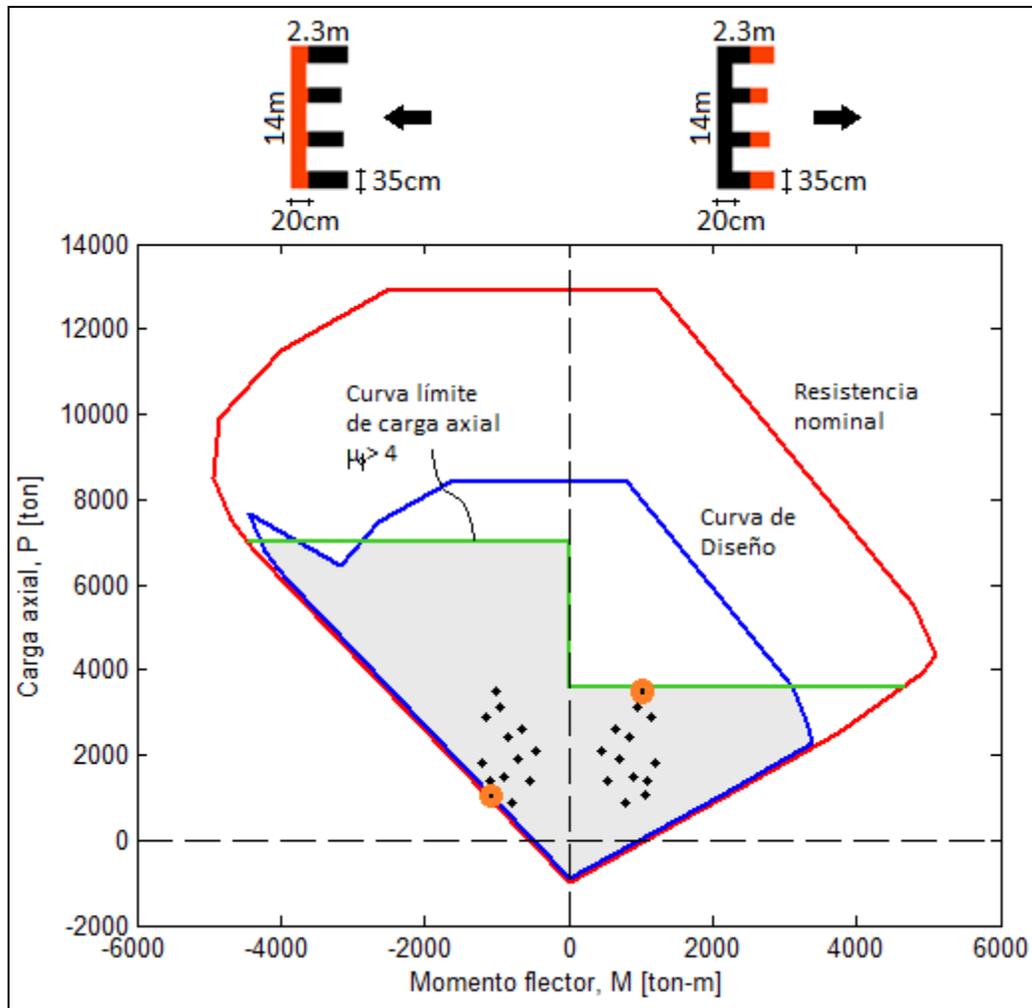


Figura 4: Resistencia y ductilidad en la curva de interacción de una sección asimétrica.

Se presenta en la Figura 4 la curva de interacción de resistencia nominal (P , M) para la sección compuesta del muro indicado, junto con la curva de diseño (ϕP , ϕM), y la restricción (curva verde) correspondiente al nivel de carga axial máximo tal que la sección de muro exhibe un valor mínimo de ductilidad $\mu_{\phi}=4$ en curvatura. Las combinaciones de carga (P_U , M_U) se indican en esta figura mediante los puntos en forma de rombo. Los puntos en círculos corresponden a las combinaciones de carga (P_U , M_U) que controlan el diseño. De esta forma se aprecia gráficamente que la sección compuesta puede limitarse por resistencia al traccionar las puntas libres de muro, o restringirse al cumplir un mínimo de ductilidad al comprimir estas puntas de muro.

Actualmente, la normativa vigente en Chile (MINVU, 2011) no restringe directamente la carga axial máxima aceptable para una sección compuesta. Sí se restringe la tensión de compresión máxima promedio de una sección simple o compuesta a un valor de $0.35f'_c$, lo que significaría estar bajo la línea de balance de la curva de interacción para una sección rectangular con igual cuantía de acero en ambos extremos. Sin embargo, esta restricción carece de sentido físico para una sección compuesta, ya que su ductilidad μ_ϕ varía según sea la dirección de análisis, tal como se muestra en la Figura 4. Es posible mostrar que en la mayoría de los muros compuestos y para una misma carga axial siempre existe una dirección menos dúctil que la otra, obteniendo para una carga axial, digamos $P_U = 0.35f'_cA_g$, una ductilidad de curvatura μ_ϕ muy distinta para ambas direcciones de análisis.

En este estudio, el valor máximo de carga axial que se exigirá para el diseño de secciones compuestas será aquél que logre una ductilidad de curvatura de mínima $\mu_\phi = 4$, la que es consistente con la ductilidad de rotación esperada para un edificio de hormigón armado (T. Paulay, M.J.N Priestley, 1992). Resulta conveniente exigir un nivel mínimo de ductilidad μ_ϕ en vez de un nivel máximo de tensión de compresión, ya que para una misma carga axial, la geometría de la sección puede afectar significativamente el valor de ductilidad. Además μ_ϕ está relacionado con el valor de la carga de balance tal como se muestra en la figura 5.

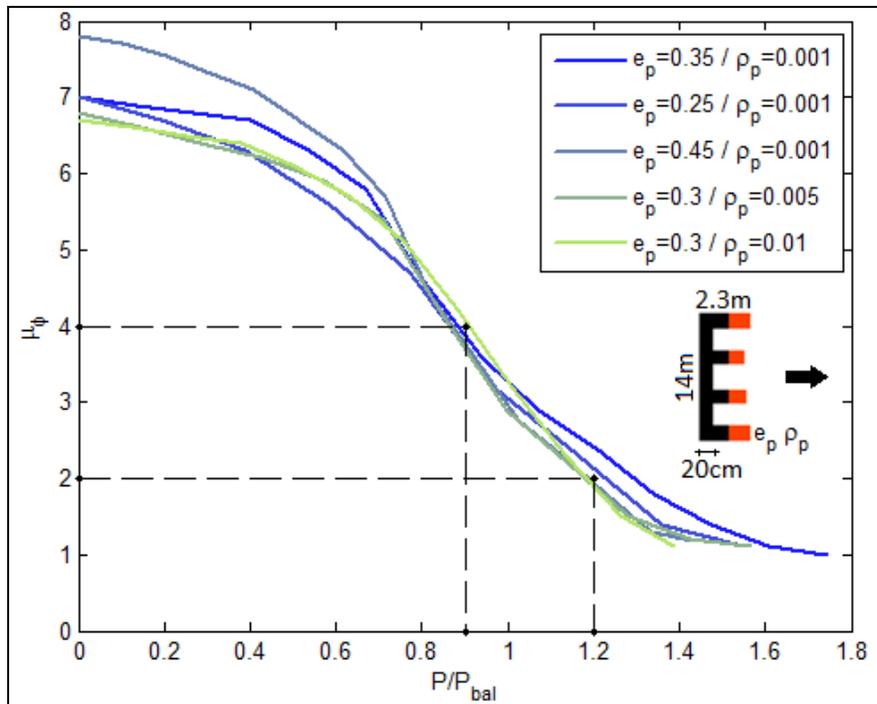


Figura 5: Nivel de ductilidad en función de la carga relativa al balance.

En general, la relación entre μ_ϕ y la carga axial normalizada con respecto a la carga de balance (P/P_{bal}) para una misma sección con distintos valores de espesor de muro y cuantías de acero en sus extremos, decrece a medida que P/P_{bal} crece. El comportamiento de μ_ϕ es similar en todos los casos, alcanzando $\mu_\phi \geq 4$ para valores de P/P_{bal} menores a 0.9, y ductilidades $\mu_\phi \leq 2$ para razones $P/P_{bal} \geq 1.2$. La elección de $\mu_\phi \geq 4$ avala un valor de carga axial $P \leq 0.9P_{bal}$, lo que entrega una capacidad de rotación mínima aceptable para el diseño de este tipo de estructuras (Paulay, 2002).

Para obtener una mejor interpretación de los resultados que arrojará el proceso de optimización no-lineal del núcleo de muros de un edificio de planta libre, es interesante realizar un análisis de sensibilidad de su resistencia y ductilidad en función de la geometría y la enfierradura que condicionan su respuesta en flexo-compresión. Para ello consideramos el sistema de muros indicado en la Figura 6, que consiste en un muro típico de caja de ascensores constituido por un alma y cuatro alas. Las variables consideradas son e_p , e_l , ρ_p , ρ_l que representan los espesores y cuantías de acero de los muros con puntas libres y del muro largo.

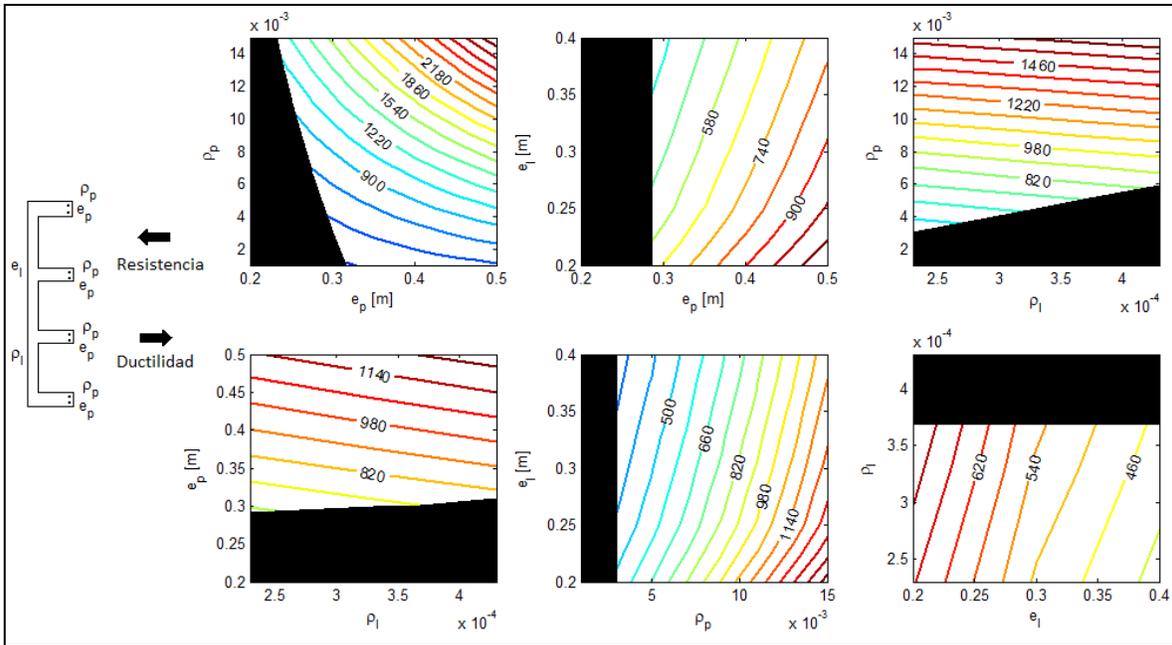


Figura 6: Cuadros comparativos de resistencia y ductilidad entre variables.

Cada uno de los recuadros de la Figura 6 grafica curvas de nivel para resistencia nominal en flexión del muro en la dirección que tracciona las puntas libres de la sección (Figura 6) y para una carga axial baja de $500\text{ton} = 0.0174f'_cA_g - 0.0373f'_cA_g$. En estos gráficos se oculta la zona del plano que representa $\mu_\phi \leq 4$ cuando se invierte la acción de las cargas y se comprimen las puntas libres del muro con una carga axial de $3000\text{ton} = 0.1044f'_cA_g - 0.2238f'_cA_g$. La idea de indicar en el mismo gráfico la resistencia a flexión para una carga axial baja y la ductilidad para una carga axial alta, es ilustrar los límites que controlan el diseño a flexo-compresión para las distintas combinaciones de carga (P_U, M_U) que actúan sobre la sección compuesta analizada. Cada gráfico de la Figura 6 muestra dos variables manteniendo las otras dos en un valor constante: $e_p = 0.3\text{m}$, $e_l = 0.2\text{m}$, $\rho_p = 0.005$ y $\rho_l = 0.00023$. En base a estos resultados se puede identificar qué variables son más significativas en resistencia a flexión y cuáles en μ_ϕ para la sección dada.

El aumento de espesor e_p y cuantías de acero ρ_p de los muros con puntas libres producen un aumento significativo de resistencia de la sección, esto es, resulta conveniente para aumentar la resistencia flexural aumentar la cantidad de armadura en tracción del muro

(Figura 6). Por otra parte, el aumento de armadura en compresión ρ_1 no aporta mucho a la resistencia flexural del muro, y el aumento del espesor del muro comprimido e_1 puede incluso reducir la resistencia de la sección como se puede ver en la Figura 6, debido al cambio de posición del centro de masa de la sección. En cuanto a μ_ϕ , lo más conveniente es aumentar el espesor de los muros comprimidos e_p , o alternativamente sin llegar a niveles excesivos de cuantía, la enfierradura de borde. El aumento del espesor de muro traccionado e_1 no tiene efecto en μ_ϕ , y el aumento de la armadura en tracción ρ_1 puede ser perjudicial para μ_ϕ . Para la geometría de las secciones de núcleos de edificios de planta libre, formas de E o similares, conviene aumentar el espesor e_p y cuantía de acero ρ_p de los muros de puntas libres y así mejorar la resistencia a flexión y μ_ϕ del muro compuesto. El aumento del espesor del muro principal solo debiera ocurrir para cargas axiales muy altas, o bien por requerimientos de esfuerzo de corte en esa dirección.

Asumiendo que las variables que más aportan a la resistencia y ductilidad del muro compuesto en la dirección de estudio son el espesor e_p y cuantía de acero ρ_1 de los muros con puntas libres, es esperable que el procedimiento de optimización entregue cambios en esas variables. Como la función a minimizar será el costo de la estructura, es posible suponer curvas de nivel de costo en el plano definido por el espesor de muro e_p y cuantía de acero ρ_p , y comparar estas curvas con las de nivel de resistencia a flexión que resultan de traccionar las puntas libres bajo una carga axial baja (Figura 7). Se muestra además en esta Figura la línea correspondiente a $\mu_\phi = 4$, que resulta de comprimir las puntas libres bajo una carga axial alta.

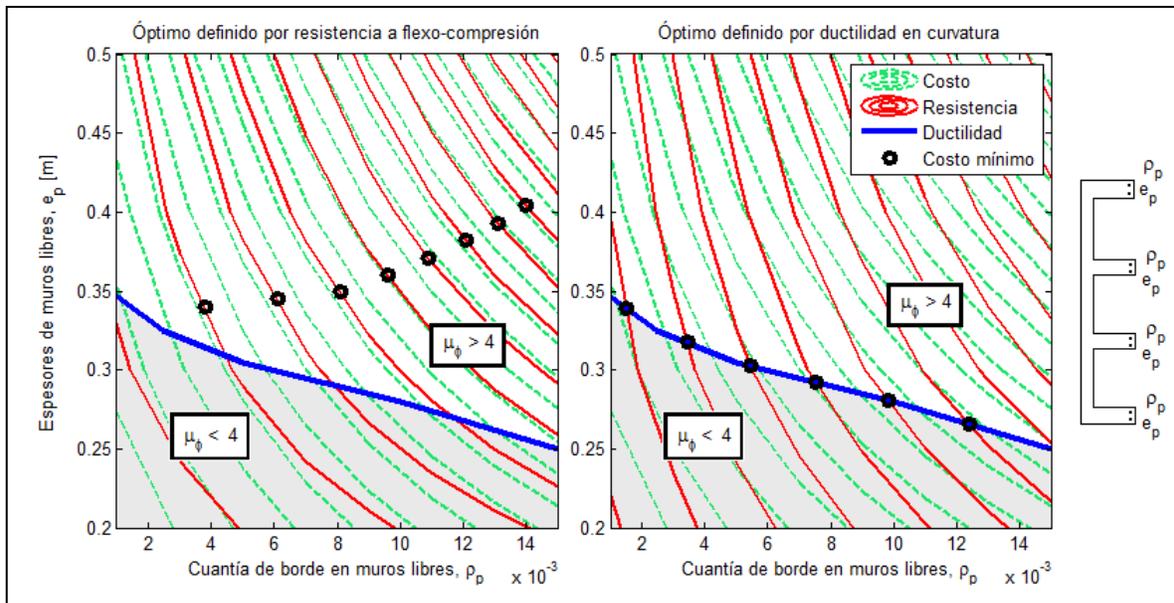


Figura 7: Posible ubicación del óptimo.

Es aparente de la Figura 7 que dependiendo de la geometría de la sección y del nivel de carga axial, se puede variar la pendiente de las curvas de nivel de resistencia en flexión. Esto afecta la posición del óptimo de mínimo costo, ya que éste no solo depende de la resistencia exigida, sino que de la ductilidad μ_ϕ de la sección. En la Figura izquierda se observa gráficamente la ubicación del mínimo costo, situado en el nivel de resistencia exigido por el análisis. En la Figura de la derecha se puede ver que al cambiar la pendiente de las curvas de nivel de resistencia debido a estar analizando la misma sección para una carga axial distinta, el mínimo costo se encuentra sobre el nivel de resistencia solicitado, pero sobre la línea de ductilidad de curvatura $\mu_\phi = 4$.

3. METODOLOGÍA DE DISEÑO

Es intuitivo que el núcleo de muros de una estructura de planta libre condiciona el comportamiento elástico e inelástico de la estructura (Javier Encina, 2011, Matías Chacón y Joao Marques, J.C. De La Llera, 2012). El proceso de optimización en esta investigación busca determinar las dimensiones geométricas de la sección de hormigón y la distribución

óptima del refuerzo de acero, cumpliendo con las restricciones de diseño y reduciendo al mínimo el costo directo del núcleo de la estructura.

Uno de los supuestos simplificadorios más fundamentales de la metodología de optimización no-lineal propuesta es que durante cada iteración del proceso se asume que se cumplen las restricciones de deformación máxima de entrepiso. Luego de cada iteración, se verifica si la solución cumple con las exigencias de desplazamiento de entrepiso máximo y en caso de no cumplir, la función objetivo del problema crece debido al uso de un penalizador por deformación introducido en esta función. De esta forma, en las iteraciones siguientes, aumentan los espesores de muro para evitar la penalización. Es obvio que al aumentar los espesores de los muros que conforman el núcleo, la estructura se rigidiza y se disminuye el desplazamiento lateral de los pisos. Sin embargo, rigidizar la estructura por medio de aumentar el espesor de los muros es poco efectivo frente a cambiar su longitud o directamente la estructuración. Si la estructura no cumple con las deformaciones de entrepiso, es mejor intentar cambiar la estructuración del edificio, redistribuir los muros en planta o introducir algún sistema de disipación de energía para controlar los desplazamientos laterales.

Otra simplificación propia de la metodología propuesta corresponde al proceso de análisis estructural del edificio en cada iteración el que se asume lineal. Usando el software ETABS (Computers and Structures, Inc) se construye un modelo lineal de la estructura que permita obtener los esfuerzos en cada sección del núcleo en cada piso y así poder utilizar estos datos en su diseño. Estos esfuerzos representan un “input” para el estudio de ductilidad de la sección, el que se hace a partir de la curva $M-\phi$ inelástica de la sección y confeccionada a partir del comportamiento inelástico del hormigón y el acero presentes en la sección.

Estudios anteriores usando marcos planos (Chan CM, Zou XK, 2005) han buscado separar el problema en dos etapas: una de determinación óptima de la geometría de las secciones, seguida de una que determina la enfierradura. Todo esto con el propósito de reducir la dimensión del problema a optimizar. En la primera fase de estos estudios se ajustan las dimensiones mediante un proceso lineal controlado por los desplazamientos de entrepiso, los que quedan expresados en función de las dimensiones de los elementos tipo *frame*. Esta formulación de desplazamientos se logra a partir del uso del principio de trabajo virtual

(Chan, Zou, 2004). En una segunda fase, y aprovechando el desacople entre rigidez y resistencia de elementos de hormigón armado, se vuelven a restringir los desplazamientos de entrepiso utilizando las dimensiones de los elementos definidos en la etapa anterior, y para los que ahora se determina el refuerzo de acero necesario en cada sección a través de un proceso de *pushover*. El proceso global funciona automáticamente, y garantiza convergencia y la existencia de un óptimo.

Este estudio realiza un procedimiento similar al propuesto por Chan y Zou (Chan CM, Zou XK, 2005), pero adaptado a un tipo de estructuración distinta. Los muros del núcleo son elementos compuestos cuyo comportamiento cíclico, tal como fue analizado en la sección anterior, es altamente asimétrico como resultado de las diferencias geométricas en la sección comprimida en una u otra dirección. Esto también implica ductilidades muy distintas en distintos sentidos de la sollicitación. Por otra parte, las restricciones de flexo-compresión y corte cobran vital importancia, ya que el diseño de muros es controlado principalmente por los esfuerzos producto de sollicitaciones sísmicas, y el manejo de los desplazamientos de entrepiso no puede ser restringido mediante una fórmula derivada de trabajos virtuales, ya que se trabaja con modelos más complejos de elementos finitos. Sin embargo, las variables de optimización del problema siguen siendo las dimensiones de los elementos y sus cuantías de acero. Dada la importancia de los cabezales en compresión, se espera encontrar un óptimo en que aparezcan cabezales más grandes que permitan otorgar la ductilidad requerida a la sección junto con disponer de una cuantía de acero adecuada para cumplir con la resistencia necesaria a flexión.

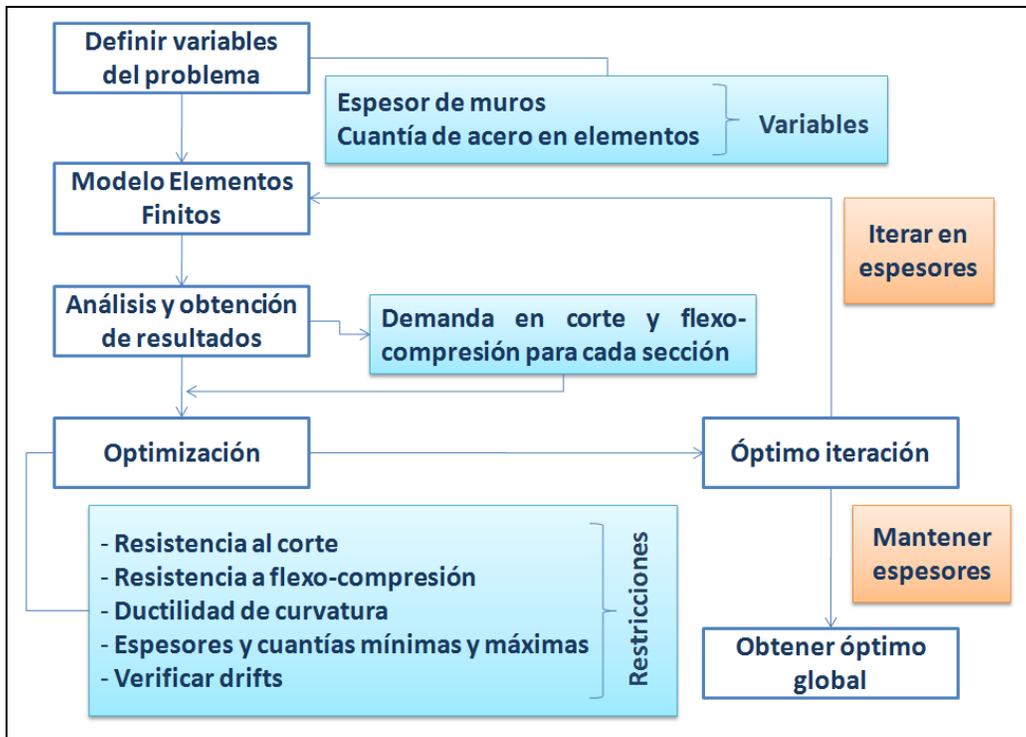


Figura 8: Diagrama de flujo de la metodología de diseño propuesta.

La Figura 8 muestra el procedimiento de diseño óptimo que se propone para el diseño de núcleos de edificios de planta libre. El primer paso es definir las variables del problema que definen la geometría y cuantías del núcleo de muros. Por lo general, se definen como variables del problema los espesores de los muros de la sección y las cuantías de acero para cada elemento. Como segundo paso se construye un modelo estructural de elementos finitos del edificio (utilizando por ejemplo el software ETABS). Este modelo entrega los resultados de esfuerzos de corte y flexo-compresión para cada elemento, necesarios en el proceso de optimización. Se obtienen además las deformaciones de entrepiso del edificio que deben satisfacer las exigencias normativas de la norma NCh433. Of 96 Mod. 2009 (INN, 1996). Definido el modelo, se aplica el proceso de optimización, el que se detalla con mayor profundización enseguida. De esta forma, el resultado corresponde a un óptimo local, es decir un vector de espesores y cuantías de acero para todas las secciones del edificio, que satisfacen los esfuerzos obtenidos del análisis lineal correspondientes a las variables de estado (espesores y refuerzos de muro) del proceso anterior. Consecuentemente, se debe revisar si existen cambios en algunos espesores de los muros

del edificio. De ser así, se debe volver a analizar el edificio con los nuevos espesores hasta lograr convergencia a un estado óptimo que ya no sufra variaciones con respecto a la iteración anterior del proceso de optimización.

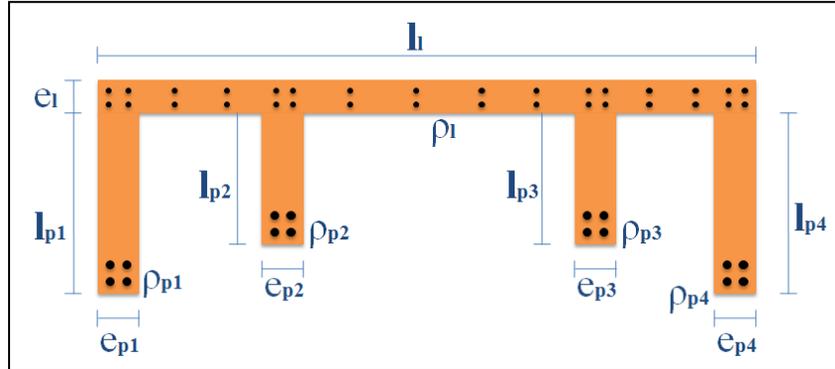


Figura 9: Sección típica de análisis con las variables a considerar.

Indicada en la Figura 9, se ve la sección típica de un muro compuesto para este tipo de edificios. La definición de las variables del sistema incluye los espesores de los muros con puntas libres (e_{pi}), el espesor del muro longitudinal (e_l), la cuantía de acero con puntas libres (ρ_{pi}) y la cuantía de acero del muro largo (ρ_L). La función objetivo se expresa como el costo directo del hormigón y el acero vertical presente en el núcleo de muros de la estructura; esto es

$$\text{Min}_{e_i, \rho_i} \sum_{i=1}^n (c_h + c_a \rho_i) h_i l_i e_i + \alpha D$$

donde e_i representa el espesor de cada muro rectangular perteneciente o no a una sección compuesta; ρ_i corresponden a las cuantías de acero de estos muros; c_h y c_a los costos unitarios de hormigón y acero; h_i , l_i la altura de piso y longitud del muro. La función objetivo contempla un penalizador para la deformación de entrepiso (D), que es una variable entera con valor 0 en caso de que se satisfaga el límite de las deformaciones de todos los pisos menor a 0.002; o 1 en caso de exceder dicho límite en al menos un piso. El valor de $\alpha=10^{20}$ fue calibrado de forma que el penalizador tuviera un efecto muy relevante si es que se violaba esta restricción de deformación.

Adicionalmente el diseño de la sección debe satisfacer las restricciones de resistencia al corte y flexo-compresión comúnmente exigidas por el código ACI318S-08 (American Concrete Institute, 2008). Ellas implican que el corte último máximo que puede solicitar a un elemento de ancho b y largo útil d es:

$$V_U \leq \phi \cdot 2.12 \cdot \overline{f'_c} b d$$

Utilizando las variables del problema de optimización, se puede expresar esta restricción en función del espesor de cada elemento, y aproximar el valor de d como el largo de cada muro l_i :

$$e_i \geq \frac{V_{U_i}}{\phi \cdot 2.12 \cdot \overline{f'_c} l_i}$$

Esto implica que cumplir con la restricción de corte máximo en el i -ésimo muro, se traduce en una restricción de espesor mínimo para ese elemento a partir de la demanda de corte V_U extraída del análisis lineal de la estructura completa.

Asimismo, se debe cumplir con la restricción para resistencia a flexo-compresión. Esto significa que todos los pares de carga axial y momento flector (P_U , M_U) de todas las combinaciones de carga mayoradas deben situarse dentro de la curva de diseño en flexo-compresión. Es también posible expresar el momento nominal de la sección (M_n) en función de las variables del problema de optimización, espesores de muros y cuantías de acero, y de la carga axial presente en la sección, definidos los materiales y sus comportamientos. En términos algebraicos se debe cumplir en cada sección y en cada piso, la siguiente desigualdad:

$$M_U \leq \phi M_n = \phi M_n(e_p, e_l, \rho_p, \rho_l, P)$$

donde M_U se extrae del análisis lineal del edificio, mientras que la expresión de M_n se expresa como una aproximación polinomial de orden ' m ' que contenga las variables del problema y la carga axial; esto es

$$M_n(e_p, e_l, \rho_p, \rho_l, P) \approx \sum \alpha_k f(e_p, e_l, \rho_p, \rho_l, P)$$

donde α_k representa coeficientes que se calibran a partir de una base de datos de resultados que se genera estimando la resistencia a flexo-compresión de la sección compuesta del

núcleo del edificio para distintos valores de espesores, cuantías de acero y niveles de carga axial. El número de coeficientes α_k a considerar es arbitrario y su valor se ajusta a partir de un análisis de regresión que determina cuáles de ellos son significativos en el cálculo del momento nominal de la sección. Adicionalmente se obtiene extraer el valor del coeficiente de ajuste de la regresión $R^2 \approx 0.98$ que permite conocer cuan cercana resulta la aproximación realizada.

El diseño en flexo-compresión de una sección de muro compuesta y asimétrica no es solo un problema de resistencia, sino también de ductilidad mínima en rotación. Como el diseño sísmico de estos muros proviene de un espectro sísmico reducido por concepto de ductilidad, por economía, este diseño debe ser consistente con la ductilidad flexural real de los elementos diseñados. La norma actual NCh430 (INN, 1961) chilena no es clara en este aspecto. Tras el terremoto de Chile del 27 de Febrero de 2010 se incorporaron nuevas exigencias para el diseño de muros de hormigón armado que apuntan a exigir mayor ductilidad de la sección (MINVU, 2011). En la actualidad, la norma exige que los muros no superen una carga máxima de compresión de $0.35f'_cAg$, límite que corresponde a estar bajo la carga de balance en un muro de sección rectangular con igual armadura en sus extremos. Sin embargo, este es un parámetro poco relevante en muros compuestos, ya que no hace referencia a la relación con la carga de balance del muro y no asegura una falla dúctil en flexo-compresión. Además exige que la sección deba tener una capacidad mayor a la demanda en curvatura; sin embargo, la forma de calcular esta demanda afecta esta relación. Consecuentemente, esta metodología trata el tema de ductilidad de una forma más directa, esto es, exige un mínimo de ductilidad en curvatura:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \geq 4$$

Tal como se mostrara anteriormente, exigir un valor de ductilidad de curvatura para un muro compuesto igual o superior a 4, garantiza estar bajo la carga de balance, y por ende evita una falla frágil en flexo-compresión de la sección.

El valor de ductilidad en curvatura μ_ϕ de la sección se calcula a partir de la curva M- ϕ de la sección utilizando una constitutiva elasto-plástica para el acero y una constitutiva de hormigón confinado a elección tal como Kent & Park (Kent, Park, 1971). Cuanta mayor sea

la carga axial para un valor μ_ϕ adecuado se requerirá una mayor área en compresión del hormigón, eventualmente una mayor cuantía de acero en las cabezas de compresión, y un correcto confinamiento de la sección.

Para automatizar esta metodología de diseño, se opta también por definir la ductilidad de curvatura μ_ϕ en función de las variables del problema de optimización y la carga axial, análogamente a lo que se hizo con el momento nominal de la sección.

$$\mu_\phi e_p, e_l, \rho_p, \rho_l, P = \sum \beta_i f e_p, e_l, \rho_p, \rho_l, P \geq 4$$

Nuevamente se hace uso de un análisis de regresión lineal para determinar los valores de los coeficientes β_i de la regresión a partir de la misma base de datos generada anteriormente. El valor de $R^2 \approx 0.87$ demuestra que el ajuste es bueno.

La formulación incluye también valores mínimos y máximos para las variables de optimización. Los espesores deben cumplir con un dieciseisavo de la altura libre de muro, y las cuantías de acero deben satisfacer los rangos regulares establecidos por la norma (Ref. NCh430, ACI318). La Tabla 1 muestra un cuadro resumen con todas las restricciones incluidas en la metodología propuesta de diseño óptimo de núcleos de muros:

Tabla 1: Resumen de restricciones del modelo propuesto.

Restricción	Tratamiento
Esfuerzo de corte	<p>Corte máximo para el i-ésimo muro</p> $V_{U_i} \leq \phi 2.12 \bar{f}'_c b d, \quad \phi = 0.75$ <p>O equivalentemente</p> $e_i \geq \frac{V_{U_i}}{\phi 2.12 \bar{f}'_c d_i}$
Flexo-compresión	<p>a) Resistencia:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Expresar M_n como función polinómica de las variables del problema y de la carga axial, $M_n = \alpha_0 + \sum_{i=1}^n \alpha_i f_i e_p, e_l, \rho_p, \rho_l, P$ <ul style="list-style-type: none"> - Fijar los parámetros α_i mediante una regresión lineal. - Establecer la relación capacidad – demanda $M_{U_i} \leq \phi M_{n_i}$ en cada sección como restricción para todas las combinaciones de carga y piso del edificio. <p>b) Ductilidad en curvatura, μ_ϕ:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Expresar μ_ϕ como función polinómica de las variables del

	<p>problema de optimización y de la carga axial,</p> $\mu_{\phi} = \beta_0 + \sum_{i=1}^n \beta_i f_i e_p, e_l, \rho_p, \rho_l, P$ <ul style="list-style-type: none"> - Fijar los parámetros β_i mediante una regresión lineal. - Imponer $\mu_{\phi} \geq 4$ como restricción para la combinación de mayor carga axial en cada sección y piso del edificio.
Deformaciones de entrepiso	Verificar en cada iteración del proceso, que el drift de cada piso en el centro de masa no supere 0.002.
Límites del espesor de los muro	<p>No existe límite superior para el espesor de muro. El límite inferior corresponde a un dieciseisavo de la altura libre de piso para evitar inestabilidad bajo carga vertical.</p> $\frac{h}{16} \leq e_i \leq e_{max}$
Límites de cuantía de acero	$\rho_{min} \leq \rho_i \leq \rho_{max}$ <p>Para la punta libre de un muro, se considera:</p> $\rho_{min} = 0.001 \text{ (valor típico de la práctica chilena)}$ $\rho_{max} = 0.025 \text{ (valor máximo usado para elementos en flexión)}$

Los ejemplos considerados a continuación fueron primero desarrollados mediante un modelo de elementos finitos en el software ETABS 9.7.4 (Computers and Structures, Inc). Los resultados de dicho proceso fueron exportados al toolbox Sat-build (Juan Carlos De La Llera, 2009) y trabajados en base a MATLAB (The MathWorks, Inc). Por otra parte, el ajuste polinómico de las expresiones de momento último y ductilidad de curvatura se hace con el comando “*stepwisefit*”, y el proceso de optimización con la función “*fmincon*” (The mathWorks, Inc). Se determina usar “*fmincon*”, ya que minimiza la función objetivo sujeto a restricciones de igualdad y desigualdad lineales y no lineales. Luego de cada iteración del proceso de optimización, los nuevos espesores son actualizados automáticamente en el modelo de elementos finitos de Sat-Build.

4. EDIFICIOS DE PLANTA LIBRE

En esta sección, la metodología propuesta se aplica a dos edificios de planta libre. El primero (Edificio A) corresponde a un edificio real de 17 pisos y 6 subterráneos ubicado en

la ciudad de Santiago, Chile, y fundado sobre suelo tipo B $V_s \geq 500 \frac{m}{s}$. Tal como se muestra en la Figura 10, el núcleo de este edificio presenta dos elementos de geometría similar que no presentan variaciones significativas en altura. El segundo ejemplo (Edificio B) considera un edificio ficticio de 20 pisos con dos elementos idénticos enfrentados y planta simétrica (Figura 10), ubicado en zona sísmica II y suelo B. Se considera este segundo edificio para verificar el funcionamiento de la metodología de diseño óptimo en otra estructura, que además presenta la particularidad de ser simétrico y considera cabezales de muro de largo 1 metro con un espesor distinto al resto del muro.

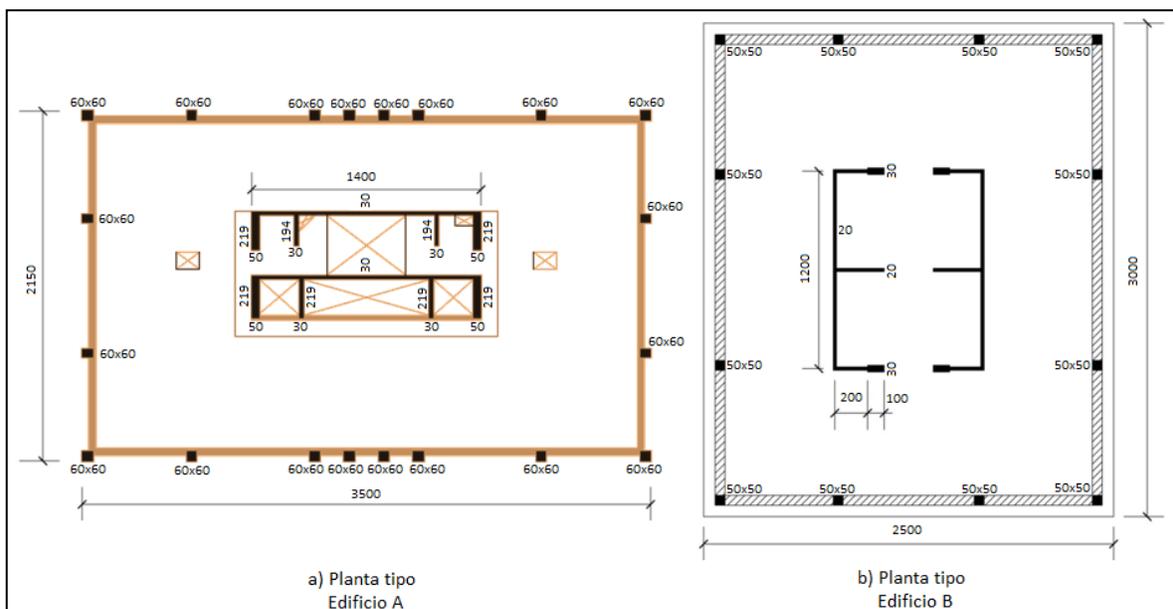


Figura 10: Planta tipo Edificios A y B.

4.1. EDIFICIO A

El núcleo de muros del Edificio A presenta dos secciones de muro en forma de C, similares en geometría, y compuestas por un muro principal y cuatro alas perpendiculares al muro longitudinal. El espesor inicial de los muros longitudinales es de 30cm; las alas extremas tienen un espesor de 50cm; y las alas interiores de 30cm. El hormigón es un H35 y el acero A630-420H. Adicionalmente, en la Figura 11 se muestran un corte y una elevación principal del edificio. El problema a optimizar puede ser planteado de la siguiente forma:

$$\text{Min}_{e_i, \rho_i} \sum_{i=1}^n (c_h + c_a \rho_i) h_i l_i e_i$$

o alternativamente como un problema no-lineal

$$\begin{aligned} & \text{Min } \lambda \\ & \lambda \geq \sum_{i=1}^n (c_h + c_a \rho_i) h_i l_i e_i \end{aligned}$$

que es un problema no-lineal en que sabemos la solución estará en el borde de la restricción que es activa.

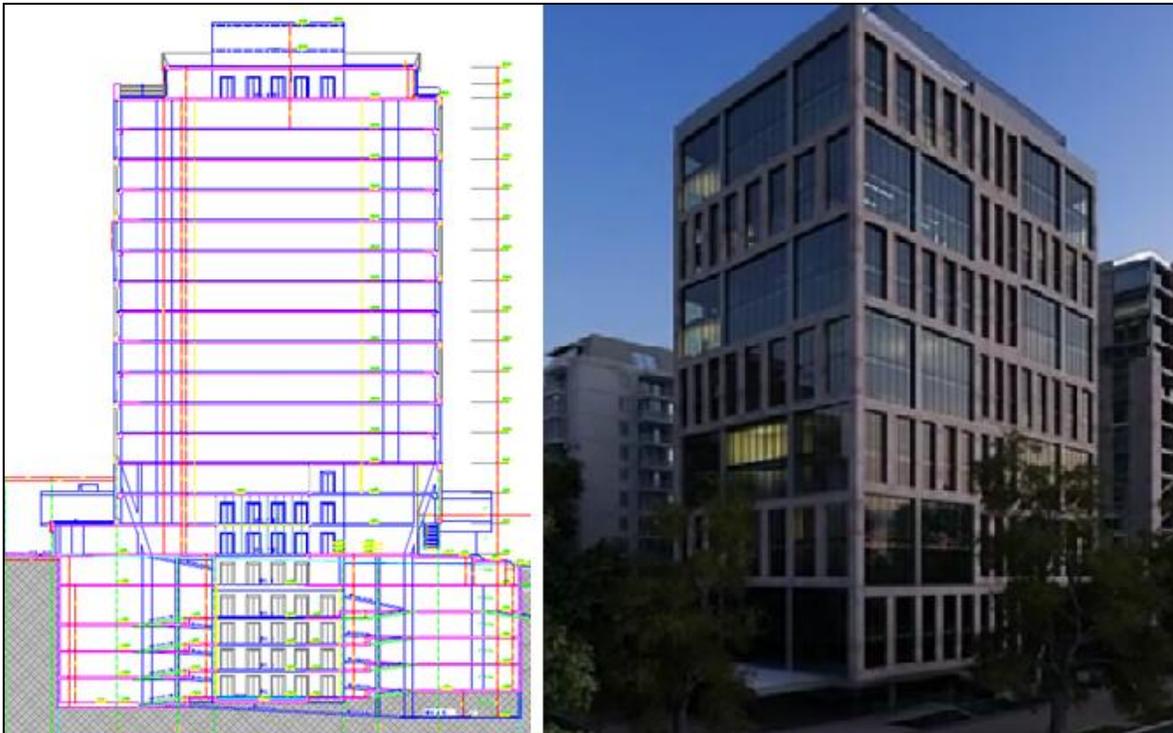


Figura 11: Corte y elevación del Edificio A.

El problema de optimización queda definido por 4 variables por cada sección de muro (8 por piso) y cada piso; espesor del alma del muro en C (e_l); espesor de los muros de las alas transversales con puntas libres (e_p); cuantía de acero del alma del muro (ρ_l) y cuantía de acero de las alas (ρ_p). Los límites a considerar para las variables del problema son:

$$0.2m \leq e_l \leq 0.4m, 0.2m \leq e_p \leq 0.5m$$

y para el refuerzo de malla vertical se considera el mínimo DMVφ8a20 (e=20cm) y un máximo de 10 veces el valor mínimo,

$$0.00023 \leq \rho_l \leq 0.0023$$

y para los muros ala,

$$0.001 \leq \rho_p \leq 0.025$$

Para la expresión momento resistente versus ductilidad de curvatura μ_ϕ se propone utilizar una regresión polinomial como sigue:

$$M_n / \mu_\phi = \alpha_0 + \sum_{i=1}^n \alpha_i f(e_p, e_l, \rho_p, \rho_l, P)$$

La aproximación funcional para $f(e_p, e_l, \rho_p, \rho_l, P)$ considera todos los polinomios posibles de grado menor o igual a 5 que contengan las 4 variables del problema y el valor de la carga axial $e_p^i e_l^j \rho_p^k \rho_l^l P^m$, con $i + j + k + l + m = 5$. Para cada sección de muro se aplica un procedimiento “*stepwise*” para seleccionar solo los α_i relevantes en esta aproximación a partir de una base de datos generada anteriormente para la sección de muro con distintos valores de las variables del problema. El procedimiento determina el valor del coeficiente R^2 para la regresión que permite estimar la bondad del ajuste que se logra con la base de datos utilizada. Por lo general, $R^2 \approx 0.98$ para momento nominal, y $R^2 \approx 0.87$ para ductilidad de curvatura μ_ϕ . Es decir, se logra un mejor ajuste para momento último que para μ_ϕ , aun cuando este último es suficiente como para tener una aproximación correcta en la búsqueda de un diseño óptimo.

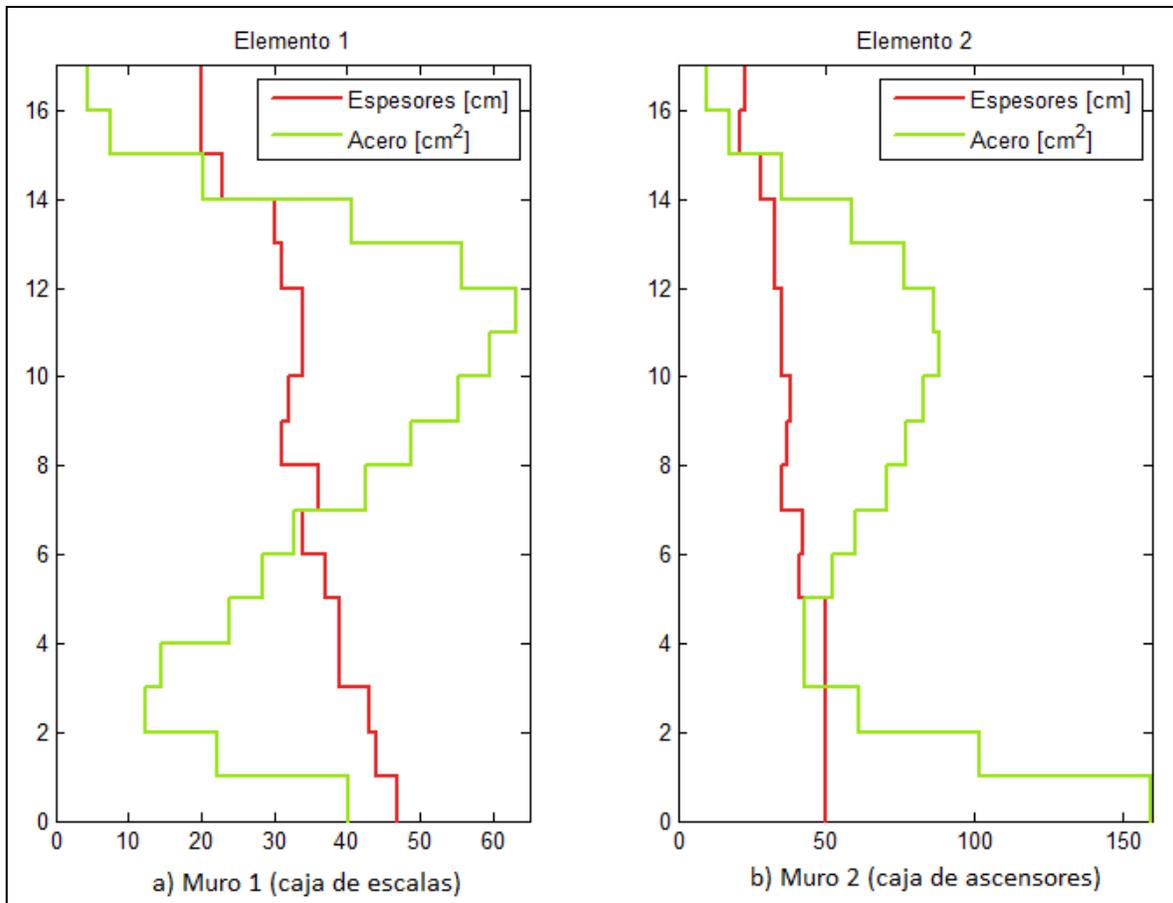


Figura 12: Espesores finales de muros y área de acero en cada piso y sección del Edificio A.

Se toma como punto de partida del proceso de optimización los espesores de muro que tiene el edificio en realidad; es decir, todos los muros principales de espesor 30cm, los muros transversales interiores de 30cm, y los muros transversales exteriores de 50cm. En la Figura 12 se resume el resultado final de las variables de espesor y cantidad de acero de muros del Edificio A. Se aprecia que los espesores de muro aumentan hacia la base debido al aumento de carga axial, sin embargo el área de acero se ve aumentada a mitad de altura para cumplir con la resistencia a flexo-compresión y en los pisos inferiores para cumplir con el mínimo de ductilidad de curvatura exigido. La Tabla 2 muestra también la evolución de los espesores de cada muro para las distintas iteraciones antes de la convergencia, y lo mismo para las cantidades de acero de punta en la Tabla 3. Se muestra la rápida convergencia al óptimo en 5 iteraciones. Una vez que se produce la invariabilidad de

espesores de muro en todos los muros del edificio, el análisis estructural arroja los mismos resultados, por ende las cuantías de acero de los muros quedarán fijas tras el proceso de optimización para mínimo costo.

Tabla 2: Evolución de espesores para cada iteración.

Piso	Elemento	Espesores [cm]				
		1	2	3	4	5
16	1	20	20	20	20	20
	2	24	22	22	21	21
8	1	36	35	33	36	36
	2	38	37	36	35	35
1	1	50	48	47	47	47
	2	50	50	50	50	50

Tabla 3: Evolución de cantidad de acero para cada iteración.

Piso	Elemento	Acero [cm ²]				
		1	2	3	4	5
16	1	8.32	4.38	6.13	7.45	7.45
	2	20.49	18.79	17.34	17.48	17.48
8	1	52.82	47.52	37.58	42.57	42.57
	2	81.56	71.3	70.96	70.52	70.52
1	1	31.76	40.99	41.17	40.14	40.14
	2	231.05	160.97	160.97	159.88	159.88

Es aparente de la Figura 12 un aumento constante del espesor de los muros transversales a medida que aumenta la carga axial en los pisos inferiores. También se observa una concentración de acero a media altura del edificio debido a la tracción de las puntas libres de los muros, y en los pisos inferiores por una mayor exigencia de ductilidad al comprimir las puntas libres de dichos muros. Esto dice relación con que el óptimo se encuentra para cada piso en una combinación de aumento del espesor y cuantía de acero de los muros en sus puntas libres con respecto a su diseño original. La resistencia flexural proviene del mayor acero en las puntas traccionadas, y la mayor ductilidad de curvatura μ_{ϕ} , de la mayor sección de hormigón de las puntas comprimidas. Se observa también que los muros no debieron aumentar su espesor por la restricción de corte máximo.

Si se compara la estructura optimizada con la estructura original, se obtiene una reducción en el valor de la función objetivo de \$96.969.306 a \$84.806.172, lo que equivale a una reducción del 14,3%. La reducción en el costo de hormigón y acero de punta y malla vertical del alma de los muros del núcleo es significativa, y esto además considera el cumplimiento de una ductilidad en curvatura $\mu_\phi > 4$. El periodo de la estructura varió de $T=2.168s$ en la estructura original a $T=2.206$ en la estructura optimizada por esta metodología para la dirección de análisis.

4.2.EDIFICIO B

En la Figura 10 se muestra una planta tipo del Edificio B. Esta estructura tiene 20 pisos, todos ellos con igual geometría y propiedades. El edificio cuenta con un núcleo de muros formado por dos secciones en E idénticas enfrentadas entre sí, además de un marco perimetral y una losa que los conecta mediante un diafragma. El cálculo estructural de este edificio se hizo para un suelo tipo B y zona sísmica II. Al ser el edificio nominalmente simétrico, y asumir que sus propiedades no cambian en altura, basta con analizar una sola sección del núcleo de hormigón armado.

Se ejecuta la metodología de diseño óptimo para este segundo edificio para tener otro ejemplo con una estructuración diferente, que además presenta una simetría exacta y toma como variable el espesor de los cabezales de los muros con puntas libres en vez del espesor del muro completo. Además se considera una carga mayor por piso y mayor cantidad de pisos, lo que puede influir significativamente en los resultados, ya que se ve más afectado el concepto de ductilidad en curvatura que la resistencia a flexo-tracción. Además presenta un espesor de losa en el sector del núcleo menor al Edificio A, lo que se traduce en un comportamiento menos compuesto entre las dos secciones de muro.

El procedimiento de optimización utilizado para este edificio es análogo al realizado para el Edificio A. Las variables del problema son el espesor del alma longitudinal del muro (e_l), el espesor de los cabezales (e_p), y las cuantías de acero (ρ_p, ρ_l). La función objetivo del problema y la expresión aproximada para el momento nominal y la ductilidad de curvatura μ_ϕ son:

$$\text{Min}_{e_i, \rho_i} \sum_{i=1}^n (c_h + c_a \rho_i) h_i l_i e_i + \alpha D$$

o alternativamente

$$\text{Min } \lambda$$

$$\lambda \geq \sum_{i=1}^n (c_h + c_a \rho_i) h_i l_i e_i + \alpha D$$

$$M_n = \alpha_0 + \sum_{i=1}^n \alpha_i f_{e_p, e_l, \rho_p, \rho_l, P} \geq \frac{M_U}{\phi}$$

$$\mu_\phi = \alpha_0 + \sum_{i=1}^n \alpha_i f_{e_p, e_l, \rho_p, \rho_l, P} \geq 4$$

La Figura 13 muestra los valores de espesor para los cabezales y la cantidad de acero (cm²) en ellos al final del proceso de optimización. En este edificio se obtuvo un espesor para el alma longitudinal del muro de 21cm en el segundo piso y de 22cm en el primer piso. Estos aumentos de espesor se produjeron por la exigencia de ductilidad en el sentido contrario (puntas de muro libre en tracción) dada la alta carga axial presente en la sección en los pisos inferiores.

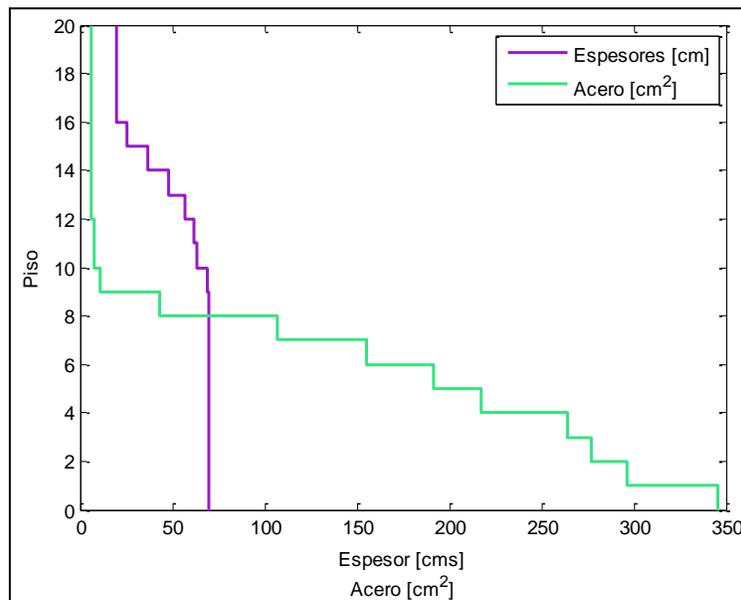


Figura 13: Resultados del proceso de optimización para los espesores de muro y cantidad de acero en los cabezales del Edificio B.

5. CONCLUSIONES

Esta metodología que busca optimizar el diseño del núcleo de muros de un edificio de planta libre arroja las siguientes conclusiones:

Las variables que controlan la resistencia a flexo-compresión y la ductilidad a rotación de los muros del núcleo son el espesor y cuantía de acero de los muros transversales (alas) al eje longitudinal del muro. El cambio en estas variables tiene dos partes, la mayor cuantía de acero por requerimiento de resistencia a flexo-compresión, y mayor espesor en los pisos inferiores hasta alcanzar a veces el máximo posible, para lograr una mayor ductilidad en rotación μ_ϕ y un aumento de las cuantías de acero en las puntas de muro.

El confinamiento en las puntas de muro es requisito para lograr un comportamiento dúctil de la sección, pero el confinamiento no parece ser suficiente para lograr una ductilidad requerida si no existe suficiente hormigón en compresión. Debido a la particularidad del tipo de sección de muro que presentan los edificios de planta libre (E, C, T, etc.) se debe otorgar un mayor espesor de muro en los cabezales de compresión, como también se hace necesario redistribuir adecuadamente la armadura en planta. La armadura vertical en los cabezales aportará mayor ductilidad al comprimir las puntas, y además aportará resistencia a flexo-compresión al estar los cabezales traccionados.

Los resultados aquí descritos muestran que el espesor del alma del muro principal debe mantenerse en el mínimo posible, ya que un aumento no aporta mayor ductilidad de rotación cuando la sección se comprime en sus puntas libres, y su mayor espesor es también perjudicial para la resistencia de la sección en la dirección que comprime a dicho muro. Sin embargo, bajo cargas axiales muy altas, puede ser necesario aumentar este espesor para favorecer la ductilidad de curvatura de la sección al traccionarse la armadura de las puntas de muro. Este espesor también puede verse afectado por la resistencia a corte necesaria para la sección.

Una comparación entre el diseño final de la estructura y su diseño original muestra que para los casos estudiados se obtuvo una reducción en el costo directo de hormigón y acero de

aproximadamente 14,3%. Esto sin considerar que el diseño cumple con entregar las resistencias requeridas y una ductilidad de rotación del muro principal $\mu_{\phi} \geq 4$.

REFERENCIAS

- Ch. Kent, R. Park. Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Engineering, ASCE Vol. 97 (1971) 1969-1990.*
- Chan CM, Zou XK. An optimal resizing technique for seismic drift design of concrete buildings subjected to response spectrum and time history loadings. *Computers and Structures* 83 (2005) 1689-1704.
- Chan CM, Zou XK. Elastic and inelastic drift performance optimization for reinforced concrete buildings under earthquake loads. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2004; 33:929-950.
- Chan CM, Zou XK. Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis. *Engineering Structures* 27 (2005) 1289-1302.
- D.S. N°60 Requisitos de diseño y cálculo de hormigón armado. *Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Chile, 2011.*
- D.S. N°61 Diseño Sísmico de edificios. *Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Chile, 2011.*
- Ganzerli S, Pantelides CP, Reaveley LD. Performance-based design using structural optimization. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2000; 29:1677-1690.
- Hoggun Park, Su-min Kang, Lan Chung, Do-bum Lee. Moment-curvature relationship of flexure-dominated walls with partially confined end-zones. *Engineering Structures* 29 (2007) 33-45.
- J. W. Wallace. February 27, 2010 Chile earthquake: Preliminary observations on structural performance and implications for U.S. building codes. *ASCE Structures Congress, 2011.*
- J. W. Wallace. Performance of Structural Walls in Recent Earthquakes and Tests and Implications for US Buildings Codes. *15WCEE, Lisboa 2012.*
- J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park, Fellow, ASCE. Observed stress-strain behavior of confined concrete. *Journal of Structural Engineering, Vol. 114, 1988.*
- J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park, Fellow, ASCE. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering, Vol. 114, 1988.*
- Javier Encina, Juan Carlos De La Llera. Modelación simplificada de edificios altos de planta libre incluyendo el efecto flexural de la losa. *Tesis de Magister en Ciencias de la Ingeniería PUC 2011.*

Joao Marques, Juan Carlos De La Llera. Aspectos de modelamiento en edificios en altura de planta libre usando Ansys. *Tesis de Magister en Ciencias de la Ingeniería PUC* 2012.

Matías Chacón, Juan Carlos De La Llera. Evaluación del desempeño no-lineal de edificios en altura de planta libre. *Tesis de Magister en Ciencias de la Ingeniería PUC* 2012.

NCh430 Hormigón Armado – Parte II. *INN-Chile, 1961.*

NCh433 Diseño Sísmico de Edificios. *INN-Chile, 1996.*

Paulay T, Priestley MJN. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. 1992.

Paulay T. The displacement capacity of reinforced concrete coupled walls. *Engineering Structures* 24 (2002) 1165-1175.

Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI318S-08) y comentario. *American Concrete Institute, 2008.*

Wang Q, Wang L, Liu Q. Effect of shear wall height on earthquake response. *Engineering Structures* 23 (2001) 376-384.

Willford M, Whittaker A, Klemencic R. Recommendations for the seismic design of high-rise buildings. *Council on Tall Buildings and urban Habitat, Seismic Design Guide* 2008.