



UCAB Universidad Católica
ANDRÉS BELLO

FACULTAD DE INGENIERÍA / ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Análisis y diseño de muros estructurales de concreto,
considerando las experiencias de los terremotos de
Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011**

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

Presentado ante la

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

Como parte de los requisitos para optar al título de

INGENIERO CIVIL

Realizado por

Briceño Z., Adriana P.

Carreras G., Nelson H.

Profesor Guía

Ing. Arnaldo Gutiérrez

Fecha

Octubre de 2013

Agradecimientos

A nuestros padres: María, Eduardo, Adriana, Jorge y Marco; quienes con su esfuerzo y amor nos guiaron y nos apoyaron en cada momento de nuestra carrera. Este logro también es de ustedes.

A nuestro tutor, el Ing. Arnaldo Gutiérrez, y al Ing. Patricio Bonelli. Por su tiempo, por todo el material ofrecido, por todas las dudas aclaradas y por la confianza depositada en nosotros. Sin ustedes no habría sido posible.

Agradecemos a los profesionales que aportaron su experiencia y sus conocimientos, añadiendo valor a este trabajo: Ing. José Manuel Velásquez, Ing. Denis Rodríguez, Dr. Ing. Luis Fargier G., Ing. Eduardo López, Ing. Alfonso Malaver.

Al Ing. Ricardo Rivas, por sus consejos y su tutela a lo largo de esta experiencia.

Gracias a Bárbara y a Walter, por toda la comprensión y el apoyo, cuando el tiempo nunca era suficiente.

Por último, gracias a Dios, por todas las oportunidades que hemos tenido en la vida. Y por todo aquello que no sabemos.

Índice General

Introducción.....	vii
Sinopsis.....	vii
Abstract.....	viii
Planteamiento del problema	ix
Alcance	ix
Objetivo general	x
Objetivos específicos	x
Capítulo 1.- Muros estructurales de concreto reforzado	1
Características generales.....	1
Clasificación según su geometría	3
Clasificación según sus modos de falla	4
Sistemas de muros estructurales	8
Capítulo 2.- Desempeño de los muros estructurales en terremotos recientes	13
Características del movimiento sísmico en Chile.....	13
Terremoto de Maule, Chile 27 de febrero de 2010.....	13
Características de las edificaciones con muros y tipificación de los daños.....	14
Lecciones aprendidas.....	17
Características del movimiento sísmico en Nueva Zelanda	18
Terremoto de Christchurch, Nueva Zelanda 22 de febrero de 2011	19
Características de las edificaciones con muros y tipificación de los daños.....	20
Características sísmicas de Venezuela	21
Capítulo 3.- Comparación de normativas	23
Cambios en el ACI 318-08: <i>Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural</i> y <i>Comentario</i>	24
Nuevas disposiciones generales al <i>Decreto Supremo DS. 60 que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado</i>	32

Nuevas disposiciones generales al <i>Decreto Supremo DS. 61 que fija los requisitos del diseño sísmico de edificios.</i>	40
Diferencias entre las distintas normativas, incorporando algunas especificaciones de la <i>Norma Neozelandesa NZS 3101:2006 Concrete Structures Standard</i>	41
Capítulo 4.- Discusión sobre los criterios de diseño para muros estructurales	45
Método de Cárdenas y Magura para muros típicos de los sistemas tipo túnel.....	46
Discusión sobre la utilización de sistemas tipo túnel en zonas de alto riesgo sísmico.....	49
El uso de ETABS en el diseño de muros estructurales.....	50
Otras discusiones vigentes sobre los criterios adoptados por ACI 318.....	51
Capítulo 5.- Ejemplos ilustrativos.....	53
Simplificaciones adoptadas para los datos iniciales	54
Criterios del Dr. Luis Fargier	57
Criterios del Ing. Denis Rodríguez.....	69
Comparación entre criterios.....	76
Discusión sobre estimación de "c" y disposición del acero vertical.....	77
Criterios del Decreto Chileno DS. 60.....	83
Criterios de la Norma Neozelandesa NZS 3101:2006 sobre la resistencia al corte en muros estructurales	88
Propuesta para la determinación de la necesidad de miembros de borde a partir de la carga axial crítica, incorporando criterios de ACI 318-11	90
Longitud de los miembros de borde	94
Capítulo 6.- Recomendaciones para una futura revisión de la Norma Venezolana Fondonorma 1753.....	97
Sistemas tipo túnel en Venezuela	97
Investigaciones pertinentes para llevar a cabo modificaciones en Fondonorma 1753.....	98
Capítulo 7.- Conclusiones	102
Capítulo 8.- Recomendaciones	104
Referencias bibliográficas.....	105

APÉNDICE A
COMENTARIOS ADICIONALES ACERCA DE LAS MODIFICACIONES EN LAS
NORMATIVAS INTERNACIONALES

APÉNDICE B
VERIFICACIÓN DE LOS EJEMPLOS ILUSTRATIVOS Y SIMPLIFICACIONES
RECOMENDADAS

APÉNDICE C
VERIFICACIÓN EN EJEMPLOS ILUSTRATIVOS DE LA NECESIDAD DE MIEMBROS
DE BORDE A PARTIR DE LA CARGA AXIAL

APÉNDICE D
CONVERSACIÓN CON LOS PROFESIONALES

APÉNDICE E
REFERENCIAS EN MATERIAL DIGITAL

Índice de Figuras

Figura 1-1: Partes de un muro rectangular simple	2
Figura 1-2: Clasificación de los muros según su relación de aspecto.	3
Figura 1-3: Clasificación de los tipos de muros según su proyección en planta.	4
Figura 1-4: Modos de falla de muros en voladizos	4
Figura 1-5: Respuesta histerética de un muro controlado por corte	5
Figura 1-6: Respuesta histerética de un muro dúctil	6
Figura 1-7: Efecto de la distribución del refuerzo y de la cuantía en la resistencia a flexión y en la curvatura.	7
Figura 1-8: Distribución del acero de refuerzo longitudinal en la sección transversal de un muro	8
Figura 1-9: Deformación ante cargas laterales de un pórtico, un muro y un sistema dual	9
Figura 1-10: Clasificación de los muros según su disposición en planta.	10
Figura 1-11: Muros discontinuos	10
Figura 1-12: Resistencia al corte afectada por aberturas en muros	11
Figura 1-13: Tipos de muros acoplados	11
Figura 2-1: Datos del Terremoto de Maule, Chile 2010.	14
Figura 2-2: Falla catastrófica del edificio Alto Río	16

Figura 2-3: Torre O'Higgins con falla catastrófica a partir del décimo piso en Concepción, Chile	17
Figura 2-4: Ubicación geográfica del epicentro Christchurch, Nueva Zelanda 2011.....	19
Figura 2-5: Fallas observadas en muros rectangulares y sección L.....	21
Figura 2-6: Fallas geológicas en Venezuela.....	22
Figura 3-1: Detallado del confinamiento en los miembros especiales de borde.....	27
Figura 3-2: Longitud de transferencia del refuerzo horizontal del muro y anclaje en los miembros de borde.....	28
Figura 3-3: Detallado del confinamiento en los miembros ordinarios de borde.....	29
Figura 3-4: Refuerzo transversal en Empalmes.....	33
Figura 3-5: Efecto de la carga axial.....	36
Figura 3-6: Requisitos de confinamiento según NZS 3101:2006.....	42
Figura 4-1: Hipótesis para la resistencia a flexión en muros rectangulares.....	47
Figura 4-2: Edificio con sistema tipo túnel en construcción.....	49
Figura 4-3: Diagramas amplificados de corte y momento.....	52
Figura 5-1: Vista en planta del edificio.....	54
Figura 5-2: Características geométricas del muro estudiado.....	55
Figura 5-3: Esquema del segmento de muro y su diagrama de deformaciones simplificado ..	58
Figura 5-4: Diagrama N-M para el muro estudiado en el Nivel 1.....	66
Figura 5-5: Corte por capacidad.....	67
Figura 5-6: Despiece del muro en el Nivel 1. Criterios del Dr. Luis Fargier.....	68
Figura 5-7: Ábaco para caso de acero uniformemente distribuido, $F_c = 25$ MPa, $F_y = 420$ MPa	70
Figura 5-8: Estimación del eje neutro c , a partir del Diagrama N-M.....	71
Figura 5-9: Despiece del muro en el Nivel 1. Criterios del Ing. Denis Rodríguez.....	75
Figura 5-10: Muro 1 con disposición simplificada para cuatro capas de acero.....	78
Figura 5-11: Diagrama N-M dibujado para zona controlada por tracción.....	79
Figura 5-12: Estimación de c a partir del Diagrama N-M.....	80
Figura 5-13: Superposición de Diagramas N-M. Muro 1 y Muro 2 ($\phi = 1$).....	82
Figura 5-14: Disposiciones del acero vertical. Muro 1 y Muro 2.....	83
Figura 5-15: Muro 3. Detallado de acero vertical.....	84
Figura 5-16: Diagrama N-M. Muro 2. Caso Riguroso.....	85
Figura 5-17: Determinación de la capacidad de curvatura ϕ_u	86
Figura 5-18: Esquema en altura del desplazamiento en el techo.....	87
Figura 5-19: Diagrama N-M y valores de c	91
Figura 5-20: Relación entre la profundidad del eje neutro y la carga axial.....	92

Figura 5-21: Determinación de la necesidad de miembros de borde a partir N_u	92
Figura 5-22: Ábacos para determinar $N_{u_{cr}}$ de un muro para distintos casos de δ_u/hw	93
Figura 5-23: Valores de c' en función de δ_u/hw	95

Índice de Tablas

Tabla 2-1: Datos del Terremoto de Maule, Chile 2010.....	13
Tabla 2-2: Datos del Terremoto de Christchurch, Nueva Zelanda 2011.....	19
Tabla 3-1: Regulaciones de los requerimientos de diseño para segmentos verticales de muros	25
Tabla 3-2: Modificaciones al ACI 318 2008 - 2014 en cuanto a muros estructurales de concreto	30
Tabla 3-3: Valores de S_o vs. h_x	35
Tabla 3-4: Modificación en la normativa chilena luego del Terremoto Maule, Chile. Febrero 2010.....	38
Tabla 3-5: Diferencias entre ACI 318, DS. 60 y Fondonorma 1753:2006	43
Tabla 5-1: Datos del ejemplo	56
Tabla 5-2: Cargas actuantes en el Nivel 1	57
Tabla 5-3: Determinación de los valores límites de tanteo de c (Nivel 1)	59
Tabla 5-4: Tanteo del eje neutro, c (Nivel 1)	61
Tabla 5-5: Acero colocado en cada borde del muro (Nivel 1)	64
Tabla 5-6: Interpolación para estimar " c "	72
Tabla 5-7: Comparación teórica entre los criterios estudiados	76
Tabla 5-8: Resultados obtenidos para este ejemplo, según los criterios estudiados	77
Tabla 5-9: Comparación de valores de " c " para cada caso	81
Tabla 5-10: Valores de " c " para los muros estudiados.....	83
Tabla 5-11: Valores de c' para diferentes derivas	94
Tabla 5-12: Longitud de confinamiento de los miembros de borde	95
Tabla 6-1: Propuesta de requisitos normativos en sistemas tipo túnel.....	101

Introducción

Sinopsis

A partir de los daños observados por el terremoto de Chile 2010, las normativas que rigen el diseño sismorresistente en ese país sufrieron una serie de modificaciones, especialmente en lo referente al diseño de muros estructurales de concreto reforzado. Se observaron fallas similares tras el terremoto de Christchurch, Nueva Zelanda 2011, por lo cual se hace necesario conocer el motivo de tales daños para adecuar el proyecto estructural de edificios con muros de concreto reforzado.

En este trabajo se estudian las normativas que rigen el diseño de muros estructurales en Chile, Estados Unidos y Venezuela, haciendo además un análisis de la evolución y los cambios en el Código ACI 318 para el diseño de muros estructurales, porque la Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006 se basó principalmente por estos documentos.

Tras un análisis comparativo de las normativas y la solución de ejemplos numéricos de muros rectangulares simples, se observa que, en general, la normativa venezolana sigue estando vigente, proponiéndose algunas modificaciones puntuales. En este trabajo se recoge una discusión en cuanto a algunos sistemas constructivos, particularmente el sistema tipo túnel. Aunque se propone introducir un nuevo articulado en Fondonorma 1753 que regule estos sistemas, actualmente no se cuenta con la información suficiente para lograrlo, por lo que se proponen una serie de investigaciones.

Finalmente, en los ejemplos numéricos se discuten algunas diferencias en el diseño de muros por el uso de simplificaciones prácticas realizadas por los profesionales, proponiéndose una metodología unificada alternativa.

Palabras claves: muros estructurales, concreto reforzado, diseño sismorresistente, muros rectangulares, sistemas tipo túnel.

Abstract

Based on the damage observed in Chile after the M_w 8.8 earthquake in 2010, standards that rule the seismic design in that country suffered several changes, especially in the design of reinforced concrete structural walls. Similar failures were experienced in New Zealand following the M_w 6.3 Christchurch earthquake. Therefore, it is necessary to understand the reasons of those damages to adequate the building's design in reinforced concrete structural walls.

This contribution has studied the structural walls requirements from Chile, United States and Venezuela. Additionally, an analysis of ACI 318 changes for structural walls design was done, due to Venezuela's Standards Fondonorma 1753:2006 was mainly based on those codes.

After a comparative analysis of these codes and the solution of numerical examples of rectangular simple walls, it is observed that, although some minor changes are proposed, the Venezuelan's Standard remains valid. In this contribution, discussions regarding some constructive systems are presented, as the case of tunnel form buildings. Although there is a will to add a new chapter in Fondonorma 1753 to regulate these systems, so far there is not enough information to achieve it. Some investigations are suggested in this matter.

Finally, some differences in the design of walls as a result of practical simplifications assumed by professionals are discussed in the numerical examples. An alternative method is proposed to unify these terms.

Keywords: structural walls, reinforced concrete, seismic design, rectangular walls, tunnel form buildings.

Planteamiento del problema

Los terremotos recientes de Maule, Chile 27 de febrero de 2010 y Christchurch, Nueva Zelanda 22 de febrero de 2011, dañaron severamente estructuras de muros estructurales de concreto reforzado, consideradas hasta entonces como los sistemas estructurales sismorresistentes idóneos en zonas de ocurrencia frecuente de grandes terremotos.

Estas experiencias arrojaron una serie de enseñanzas que rápidamente han sido incorporadas tanto en la normativa local como en documentos de uso internacional como el Código ACI 318. La norma venezolana Fondonorma 1753:2006 *Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural* en su Capítulo 14 adoptó con modificaciones propias, las recomendaciones del ACI 318-05 y 318-08, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary* por lo que interesa conocer cuáles fueron los cambios introducidos en la edición ACI 318-11 y los propuestos para el ACI 318-14.

Se plantea entonces como trabajo especial de grado recopilar, estudiar, evaluar y comparar mediante ejemplos numéricos las actualizaciones de las normas chilena, neozelandesa y norteamericana con la Fondonorma 1753:2006 para poder decidir la conveniencia de su incorporación en una futura revisión de la norma venezolana, haciendo distinción sobre los sistemas constructivos utilizados en el país.

Alcance

Este trabajo se limita al análisis y diseño de muros estructurales de concreto reforzado, siguiendo los criterios vigentes del Instituto Americano del Concreto (ACI), así como las normativas chilena y venezolana, las cuales se guían por estos criterios. Se tienen en cuenta los parámetros de diseño sismorresistente, siendo la razón principal de este estudio. Se mencionan de manera ilustrativa las recomendaciones sugeridas por otras instituciones, como es el caso de la normativa neozelandesa, para tener en cuenta la discusión existente en el proyecto de muros estructurales y el estado del arte de los mismos.

Se considera únicamente el estudio de muros rectangulares simples controlados por tracción, excluyéndose los muros con alas de sección T, C y similares; los cuales presentan características especiales que deben ser analizadas con detalle en futuros trabajos. Solo se presentan las modificaciones hechas a las normativas en el diseño de estos muros. El diseño de las fundaciones escapa al alcance de este trabajo, por lo que deberá ser objeto de futuros trabajos.

Se detectan las diferencias entre los sistemas constructivos utilizados en Chile y Venezuela. Se mencionan los sistemas conformados únicamente por muros estructurales, los sistemas duales pórtico-muro y los sistemas tipo túnel. Escapan del estudio los sistemas de muros acoplados y los dinteles.

Objetivo general

Estudiar, evaluar y comparar mediante ejemplos numéricos las actualizaciones de las normas chilena, neozelandesa y norteamericana con la Fondonorma 1753:2006 para poder decidir la conveniencia de su incorporación en una futura revisión de la norma venezolana.

Objetivos específicos

- Establecer comparaciones sobre las características más importantes de los movimientos sísmicos registrados en Maule y Christchurch, en contraste con las condiciones sísmicas venezolanas.
- Establecer comparaciones entre las metodologías de análisis y diseño de muros estructurales de las normativas internacionales con la norma venezolana.
- Analizar y evaluar las modificaciones de las correspondientes normas internacionales para incorporar las lecciones aprendidas de estos terremotos.
- Desarrollar ejemplos numéricos comparativos del proyecto (análisis y diseño) de muros estructurales según la normativa internacional y la norma venezolana.
- Proponer las actualizaciones y modificaciones que procedan en la Fondonorma 1753:2006, haciendo las distinciones entre muros de los sistemas túnel de los muros usados en sistemas duales pórticos –muros.

Capítulo 1.- Muros estructurales de concreto reforzado

Características generales

Los muros estructurales de concreto reforzado son sistemas ampliamente utilizados en el proyecto de edificaciones sismorresistentes. Sus características resaltantes de elevada rigidez y ductilidad le permiten resistir de forma muy eficiente las cargas laterales debidas a las acciones sísmicas y de viento, limitando los desplazamientos laterales de la estructura y permitiendo gran disipación de energía en las zonas diseñadas para tal fin.

Por esta razón, ciertos edificios de gran altura se diseñan con este sistema de muros o en forma de sistemas duales pórticos - muros, para así aprovechar las bondades de estos últimos en las estructuras aporricadas obteniendo un comportamiento estructural eficiente.¹

Los factores constructivos también influyen en la utilización de muros, como es el caso de los sistemas tipo túnel. Estos sistemas permiten una rapidez de construcción mucho mayor en comparación con otros métodos tradicionales, pudiendo llegar al vaciado de una planta por día.

En cuanto a sus dimensiones, los muros se caracterizan por su reducido espesor en comparación con el resto de sus dimensiones, con potencial para conseguir grandes alturas sin presentar problemas de inestabilidad. Se puede adoptar el valor establecido por la Fondonorma 1753:2006 en la Subsección 18.4.2.b., que limita la geometría de las columnas para una relación entre la menor dimensión de la sección transversal y la correspondiente en una dirección perpendicular que no sea inferior a 0.4. De ser menor, se caracteriza el miembro como un muro.

El comportamiento de un muro se suele representar como una viga vertical empotrada en voladizo (*cantilever*) con un modo de deformación dominado por flexión. El modelo es válido para sistemas que toman en cuenta una disposición simétrica de los muros en planta para evitar los efectos torsionales producidos por cambios de rigidez, así como una baja presencia de vanos o aberturas que influyan en la respuesta estructural de la edificación.

Por tratarse de miembros de concreto reforzado, la adecuada disposición del acero de refuerzo en toda la longitud de los muros es necesaria para obtener el comportamiento esperado, en especial cuando se desea diseñar para que dicho acero incurra en el rango inelástico en zonas específicas con el propósito de disipar energía. Se suelen diseñar miembros de borde, los cuales consisten en zonas ubicadas en los extremos del muro con una disposición especial

¹ Los sistemas de pórticos con paredes de mampostería, muy utilizados en Venezuela, presentan problemas en cuanto a la incompatibilidad de deformaciones que existe entre el esqueleto estructural y las paredes; siendo una desventaja en comparación con los edificios de muros.

del acero de refuerzo, con importante confinamiento y un eventual aumento de sección. La sección central o alma del muro suele reforzarse con un detallado más sencillo.

De forma general, el armado se realiza en las dos direcciones, colocándose refuerzo horizontal y vertical con el fin de resistir la fuerza cortante en las dos direcciones ortogonales al plano del muro, así como las solicitaciones por momento flector y fuerza axial. Se pueden utilizar tanto barras corrugadas como mallas electrosoldadas como acero de refuerzo, con las consideraciones particulares a tomar en cuenta para cada caso. El refuerzo diagonal puede ser conveniente en algunos casos, como por ejemplo en dinteles solicitados a fuerzas cortantes muy altas. En la Figura 1-1 se muestran las partes un muro rectangular simple.

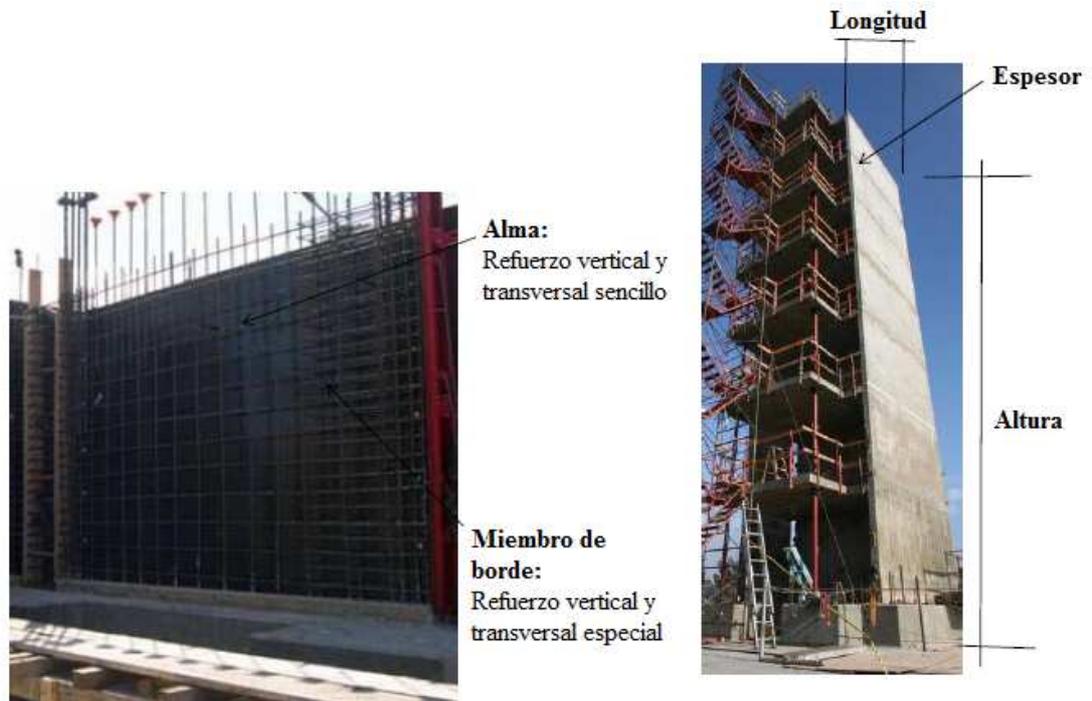


Figura 1-1: Partes de un muro rectangular simple

Fuente: Lehman & Lowes (2013)

El comportamiento esperado del muro varía según sus características, pudiendo diseñarse para que el acero a flexión permanezca en el rango elástico para las solicitaciones máximas o, en cambio, para que dicho acero alcance la tensión de cedencia e incurra en el rango inelástico. Para ello se debe conocer primero el modo de falla esperado según el tipo de muro.

Clasificación según su geometría

Una distinción entre los tipos de muros existentes se realizó según diversos aspectos relacionados a la geometría. Se clasificaron en primera instancia según su relación de aspecto. Algunos muros pueden ser de distintas alturas y/o de longitud variable a medida que se asciende en los niveles de las edificaciones. A partir de esto, también se podrá observar un comportamiento distinto que más adelante se explica al detalle.

Según Fratelli, M. (1999), los muros se clasifican en cuanto a su relación de aspecto en tres tipos, como se muestra en la Figura 1-2:

- Muros bajos: cuando la relación de altura vs longitud $\frac{H}{L} < 2$,
- Muros intermedios: cuando la relación de altura vs longitud $2 \leq \frac{H}{L} \leq 5$
- Muros altos: cuando la relación de altura vs longitud $\frac{H}{L} \geq 5$

Debe tomarse en cuenta que a medida que la relación de aspecto disminuye, se aumenta la probabilidad de falla por corte en la estructura. En cambio, cuando esta relación es alta, este se comporta como viga en voladizo, donde la sollicitación predominante será la flexión.

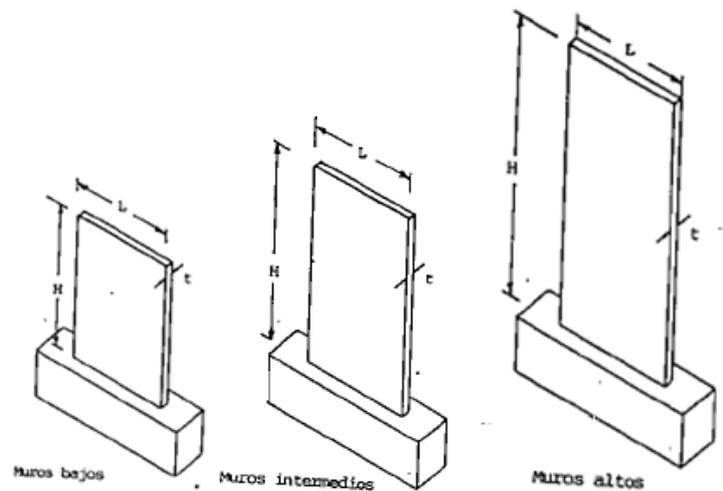


Figura 1-2: Clasificación de los muros según su relación de aspecto.

Fuente: Fratelli, M. (1999)

Los muros también se pueden clasificar según la forma de su sección transversal. En la Figura 1-3 se ilustra la clasificación siguiente:

- Muros planos: conjunto de muros que, proyectados en planta, no presentan cambio de dirección ni bifurcación.
- Muros con elementos extremos: con incremento de su sección transversal en los bordes.
- Muros con alas: los cuales al ser proyectados en planta lucen como muros perpendiculares entre sí, es decir, en forma de T, I, entre otros.
- Muros quebrados: presentan cambios de direcciones y bifurcaciones en su proyección en planta.



Figura 1-3: Clasificación de los tipos de muros según su proyección en planta.

Fuente: Paulay & Priestley (1992)

Clasificación según sus modos de falla

Según Paulay, T. & Priestley, M. (1992), el principal medio de disipación de energía en un cantilever cargado lateralmente debe ser la cedencia del refuerzo a flexión en la regiones de articulación plástica, normalmente en la base del muro. Así se muestra en la Figura 1-4(b) y 1-4(e). Se deben prevenir los modos de falla producidos por tracción diagonal [Figura 1-4(c)] o compresión diagonal causados por corte, así como las fallas por corte a lo largo de las juntas de construcción [Figura 1-4(d)] o fallas por adherencia a lo largo de los empalmes y anclajes. Para el caso de muros estructurales esbeltos, se añaden como modos de falla a evitar los casos de fractura del acero a flexión, y por inestabilidad del alma del muro o del refuerzo vertical a compresión (Alcocer, 1995).

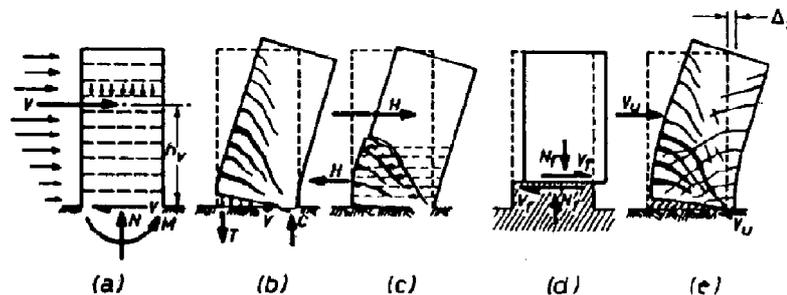


Figura 1-4: Modos de falla de muros en voladizos

Fuente: Paulay & Priestley (1992)

Los muros estructurales presentan diferencias según el mecanismo que controla su desplazamiento lateral y su resistencia. Alcocer, S. (1995) los clasifica de la siguiente manera:

- Muros de cortante: en los cuales el corte controla los desplazamientos y la resistencia;
- Muros de flexión: en los que la flexión controla los desplazamientos y la resistencia;
- Muros dúctiles (muro estructural "especial"): que poseen buenas características de disipación de energía para cargas cíclicas reversibles.

Se resalta además la importancia de la utilización de muros dúctiles para el diseño sismorresistente, evitándose los muros controlados por fuerza cortante por no tener la posibilidad de disipar energía.

Se sabe que a partir de modelos con cargas histeréticas, los cuales consisten en cargar y descargar un espécimen de forma repetitiva, se obtienen curvas mucho más estables para muros dúctiles que para muros dominados por corte, determinándose la efectividad de los primeros para disipar energía continuamente a lo largo de los ciclos. Dicha comparación se presenta en las Figuras 1-5 y 1-6.

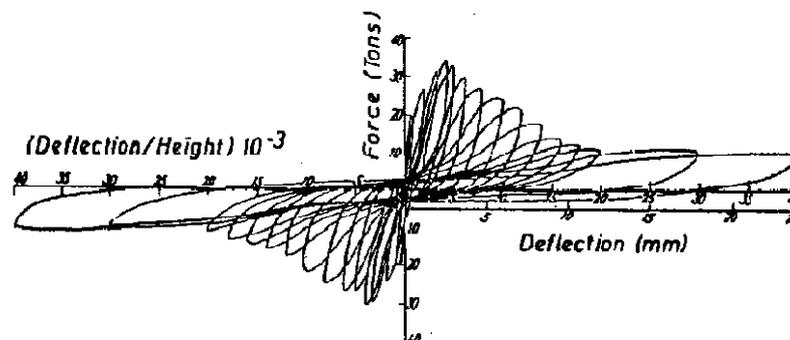


Figura 1-5: Respuesta histerética de un muro controlado por corte

Fuente: Paulay & Priestley (1992)

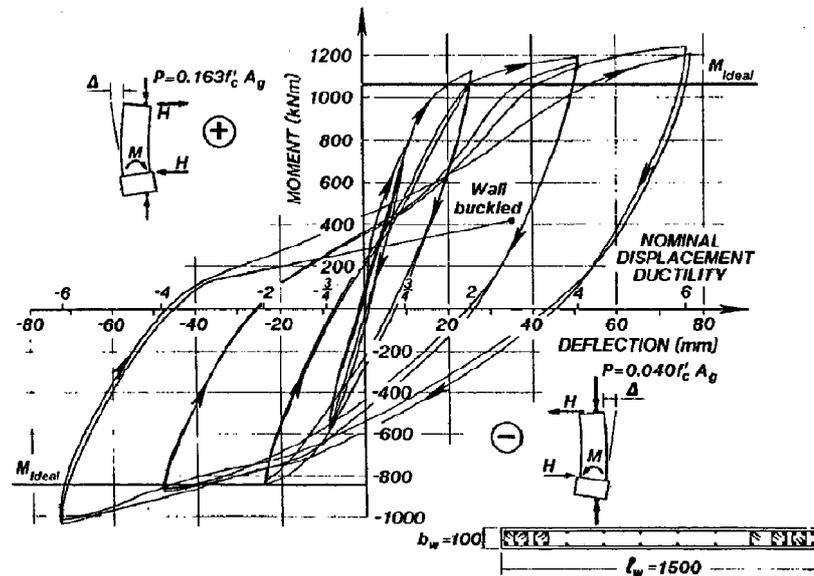


Figura 1-6: Respuesta histerética de un muro dúctil

Fuente: Paulay & Priestley (1992)

Los muros dúctiles se diseñan para que la resistencia y las deformaciones de la estructura sean gobernadas por la cedencia del acero a flexión, localizándose en puntos especialmente detallados para la ocurrencia de rótulas plásticas.

El detallado de la distribución del refuerzo a lo largo del muro también influye en su desempeño. Según Alcocer, S. (1995), los muros con refuerzo concentrado en los extremos son, en comparación con aquellos con refuerzo distribuido, más resistentes y dúctiles, como se demuestra en la Figura 1-7. Esta ductilidad puede verse reducida si el acero a flexión incursiona en el intervalo de endurecimiento de deformación, por lo cual se hace imperativo un adecuado confinamiento del miembro de borde para aumentar la capacidad de deformación útil del concreto y retrasar el pandeo del acero por flexión.

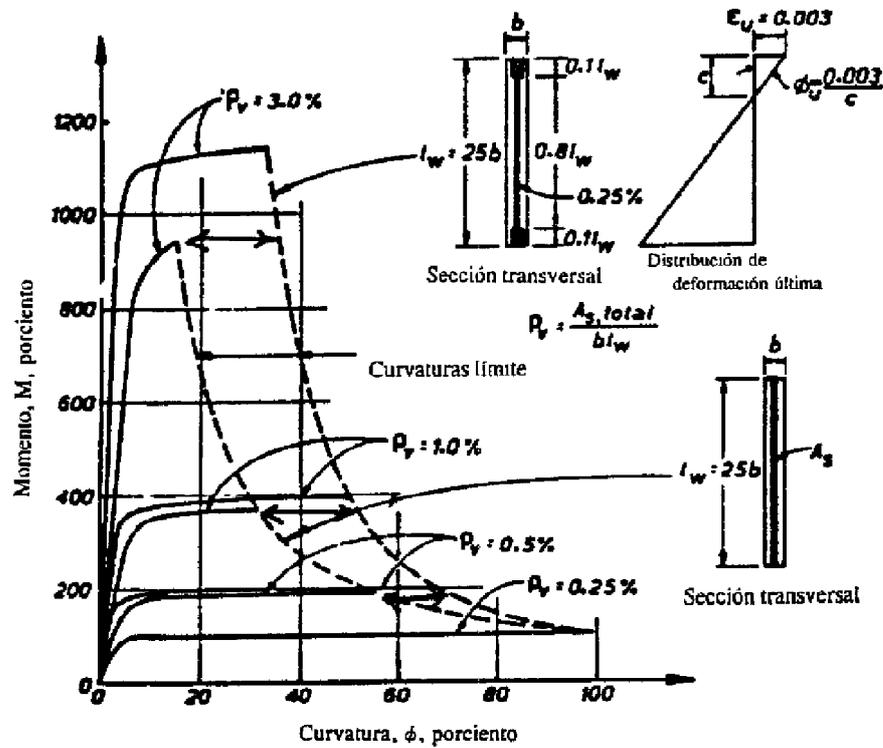


Figura 1-7: Efecto de la distribución del refuerzo y de la cuantía en la resistencia a flexión y en la curvatura.

Fuente: Alcocer, S. (1995)

Otra desventaja de este tipo de detallado es el congestionamiento de acero en los extremos, que puede presentar problemas para el vibrado del concreto en esas zonas. Se recomienda una distribución igualitaria del acero longitudinal demandado entre los miembros de borde y el alma para aumentar la resistencia al deslizamiento del muro (Rodríguez, 2011). Estas recomendaciones se recogen en la Figura 1-8 tomada de Fondonorma 1753:2006.

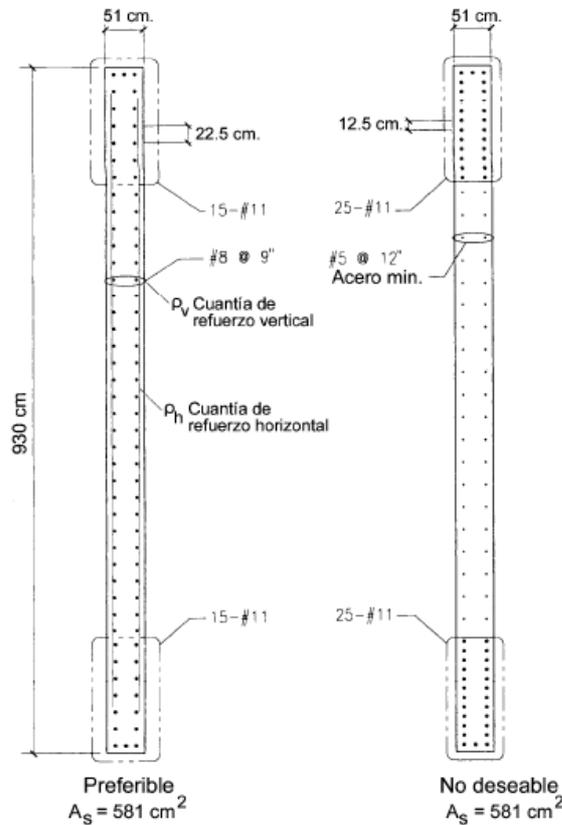


Figura 1-8: Distribución del acero de refuerzo longitudinal en la sección transversal de un muro
Fuente: Fondonorma 1753:2006

Sistemas de muros estructurales

En comparación con los sistemas de pórticos, las edificaciones con muros estructurales presentan un mejor comportamiento sismorresistente para estructuras medianas y altas. Sus características le aportan al edificio una mayor rigidez, lo cual disminuye sus desplazamientos laterales al estar sometido a acciones sísmicas. Al mismo tiempo, poseen una buena capacidad de deformación que les permite disipar energía y resistir terremotos intensos.

Como se mencionó anteriormente, el comportamiento de los muros suele representarse como una viga en voladizo en flexión. Por el contrario, los pórticos bajo cargas laterales deforman predominantemente por corte (Fratelli, M. 1999). Es práctica común en estructuras de concreto reforzado la combinación de ambos sistemas, dando lugar a sistemas duales pórtico - muro. Según Lobo, W. (2011), sobre los 30 pisos la aplicación de muros estructurales es imperativa al combinarlos con pórticos de vigas acarteladas, en un sistema dual. La

interacción entre ambos sistemas dependerá de sus rigideces, siendo conveniente que la relación entre ambos se mantenga constante en la altura, para garantizar un adecuado comportamiento estructural.

Estos sistemas son mucho más eficientes para predecir el comportamiento global de la estructura, en comparación con los sistemas de pórticos y paredes de mampostería, muy usados en Venezuela. Según Urich, A. et al. (2011), para lograr esta mejor compatibilidad de deformaciones entre el esqueleto estructural y las paredes de mampostería, los sistemas estructurales a base de muros son evidentemente más eficientes, tal como lo evidenció el desempeño de muchos edificios en Chile durante el terremoto del año 2010.

En la Figura 1-9 se puede observar que, al estar sometidos a cargas laterales, los muros y los pórticos comparten el sentido del desplazamiento en los pisos inferiores, pero se oponen en los superiores. En los sistemas duales, dada la compatibilidad de desplazamientos obligada por las losas de piso, el pórtico y el muro comparten la resistencia en los pisos inferiores pero se oponen en los superiores (Alcocer, 1995).

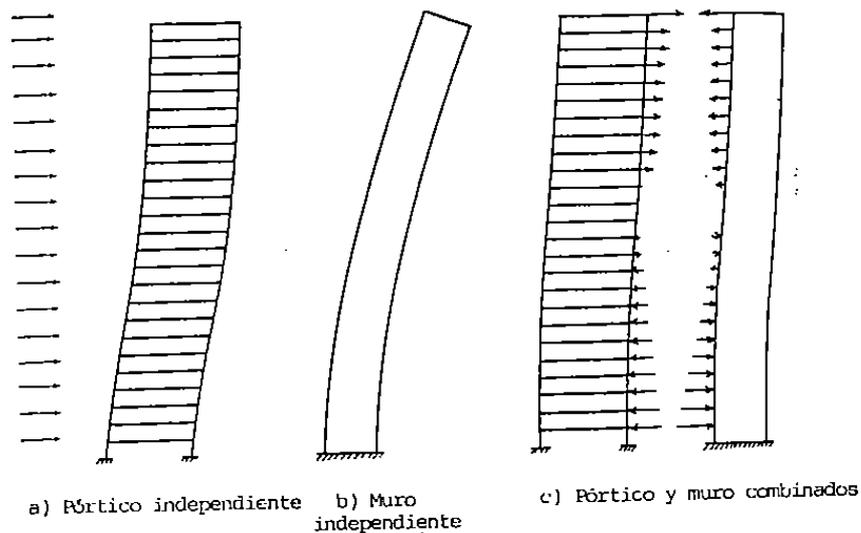


Figura 1-9: Deformación ante cargas laterales de un pórtico, un muro y un sistema dual

Fuente: Fratelli, M. (1999)

Para el caso de sistemas de muros independientes, existen varias recomendaciones de diseño para tener en cuenta todos los efectos actuantes sobre la edificación. Debe tomarse en cuenta la adecuada disposición de los muros en planta, así como sus posibles variaciones geométricas según la altura y la presencia o no de vanos que puedan llegar a afectar su desempeño.

Resulta necesario destacar las consecuencias de una inadecuada distribución de estos muros y cómo debe ser la ubicación de los mismos según el espacio y uso de la edificación. Es de vital importancia la ubicación simétrica de los muros en planta para evitar efectos torsionales, que representarían desde: daños a los elementos no estructurales, fisuración prematura del concreto y hasta el inadmisibles peligro de ruina bajo fuertes solicitaciones. En la Figura 1-10 se presenta el arreglo de muros simétricos y asimétricos, para facilitar la visualización de ambas distribuciones.

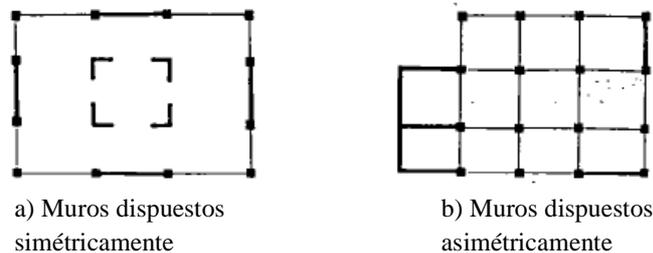


Figura 1-10: Clasificación de los muros según su disposición en planta.

Fuente: Fratelli, M. (1999)

Debido a que las solicitaciones son mayores en la base del muro, a veces resulta innecesario mantener el mismo espesor o la misma longitud en los niveles superiores. A este tipo de muros se les denomina como discontinuos. Según Fratelli, M. (1999), estas variaciones dan lugar a complejas redistribuciones de tensiones. En la Figura 1-11 se muestran algunos ejemplos de muros discontinuos.

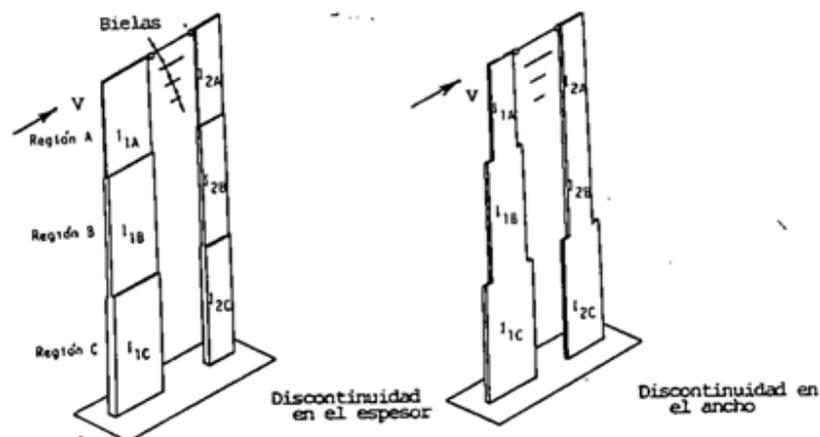


Figura 1-11: Muros discontinuos

Fuente: Fratelli, M. (1999)

Se presenta también el caso en el que existan vanos en los muros. Es necesario tener especial cuidado con este tipo de muros, ya que si los vanos son demasiado grandes, podrían afectar la resistencia y la rigidez de los mismos. Según Alcocer, S. (1995), si las aberturas se disponen de manera alternada en elevación es recomendable la colocación de refuerzo diagonal para ayudar en la formación de campos diagonales a compresión y a tracción una vez que el muro se ha agrietado diagonalmente. Un esquema de esta distribución de tensiones se muestra en la Figura 1-12. Si no hay presencia de vanos se caracterizará el muro como macizo.

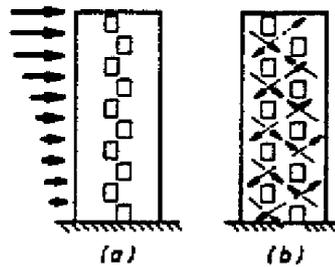


Figura 1-12: Resistencia al corte afectada por aberturas en muros

Fuente: Alcocer, S. (1995)

En cambio, si las aberturas se colocan en forma regular se obtiene un sistema de muros acoplados, que poseen muy buenas características sismorresistentes, pero presentan un comportamiento diferente al estudiado en este trabajo. Mientras el modo de disipación de energía de muros estructurales ocurrirá por plastificación en el refuerzo a flexión, los muros acoplados pueden disipar una cantidad significativa de energía a través de la sola [cedencia] de las vigas acopladas (Alcocer, S. 1995). Los tipos de muros acoplados se presentan en la Figura 1-13.

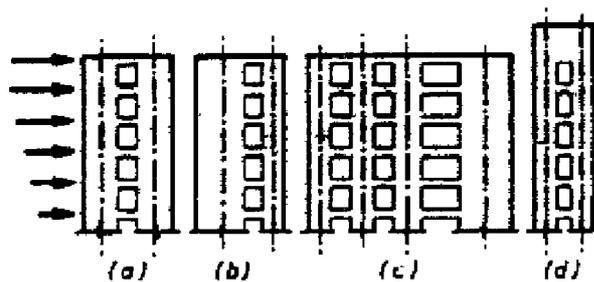


Figura 1-13: Tipos de muros acoplados

Fuente: Alcocer, S (1995)

A continuación, se presentan las condiciones que rigen el diseño de edificios de muros estructurales en Venezuela, así como en los países que presentaron daños en estos miembros a causa de terremotos recientes, destacando los casos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011. Además, se analizan las recomendaciones establecidas por la normativa norteamericana ACI 318, con sus consecutivas actualizaciones desde la versión de 2008 hasta la norma vigente de 2011; mencionando algunos adelantos que se dieron a conocer sobre la futura versión 2014.

Capítulo 2.- Desempeño de los muros estructurales en terremotos recientes

En el año 2010 como en el 2011, se presentaron terremotos en Maule, Chile y Christchurch, Nueva Zelanda respectivamente. El presente capítulo busca exponer las causas y los tipos de fallas presentes en las edificaciones con muros y presentar las lecciones aprendidas y conclusiones al respecto.

Características del movimiento sísmico en Chile

La presencia de actividad sísmica en Chile se debe a que este país está ubicado al borde del encuentro entre la placa Sudamericana y la placa Nazca, las cuales interactúan entre sí, produciéndose subducción de la placa Nazca bajo la Sudamericana. El sismo ocurrido en Maule del año 2010 fue el segundo de mayor magnitud que ha sufrido el país en su historia, solo por detrás del terremoto de Valdivia de 1960; siendo este último el terremoto de mayor magnitud registrado en la historia mundial con 9.5 grados en la escala de Richter (U.S. Geological Survey, 2012).

Terremoto de Maule, Chile 27 de febrero de 2010

El terremoto de Maule, Chile 2010 generó daños en al menos 300,000 edificios, que reflejan los errores cometidos y nos entrega importantes lecciones.

A continuación se presentan los datos y consecuencias del terremoto de Maule en la Tabla 2-1 También en la Figura 2-1 se muestra el epicentro del sismo en territorio chileno.

Tabla 2-1: Datos del Terremoto de Maule, Chile 2010.

Hora Local	03:34am
Magnitud	M_w 8.8
Duración	100 segundos
Zona Afectada	800,000 km ² en la zona central de Chile
Lugar del Epicentro	Cercano a Maule a 105 km, al noreste de Concepción
Número de Muertes	521 personas
Número de Afectados	8,000,000 de personas
Magnitud de Aceleración	0.60g
Edificios Afectados	300,000
Vías de Comunicación Afectadas	830 (puentes y vías)

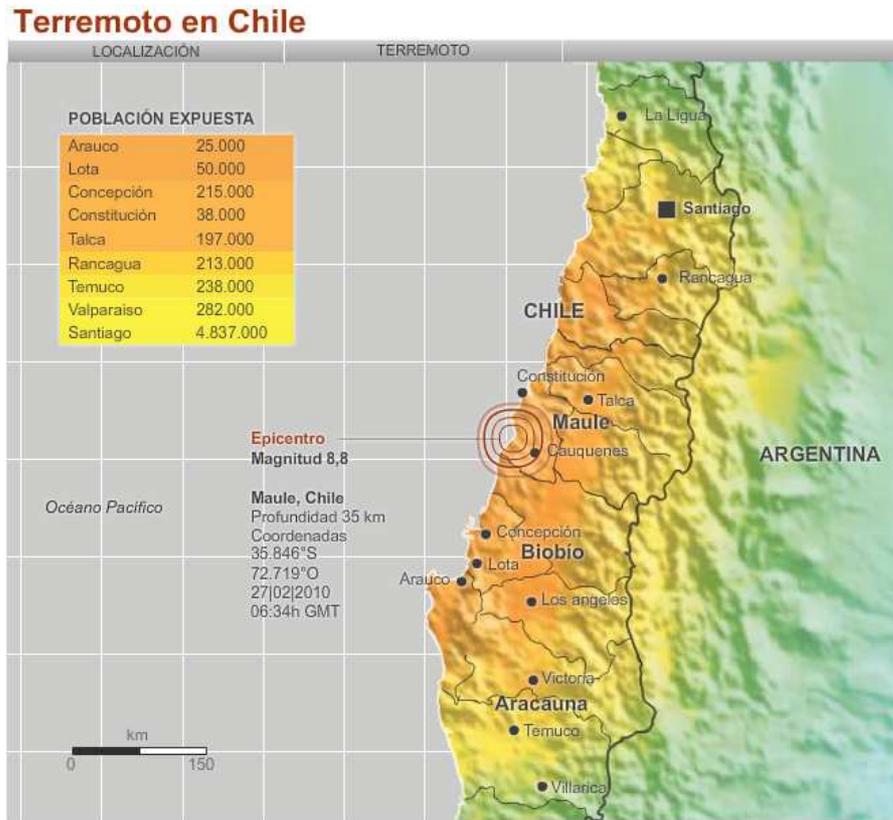


Figura 2-1: Datos del Terremoto de Maule, Chile 2010.

Fuente: Aguirre et al. (2012)

Características de las edificaciones con muros y tipificación de los daños

Tras el buen comportamiento de las edificaciones con muros estructurales en el terremoto de Viña del Mar en 1985, se eliminaron las disposiciones que indicaban el uso del refuerzo transversal en los miembros de borde. Cabe destacar la importancia del mismo para restringir el pandeo de las barras longitudinales y proveer buen confinamiento del concreto (ver *Apéndice A*).

Luego de este importante cambio, las edificaciones más recientes presentaron algunas diferencias a las proyectadas antes del año 1985. Entre ellas, muros delgados, discontinuidades entre otros. Massone, L. (2013) señala que las edificaciones típicas en Chile presentan un alto número de muros con una relación de área de muro en planta de aproximadamente 3% en cada dirección principal de una construcción. No obstante, las edificaciones sometidas a las modificaciones tras el terremoto de Viña del Mar en el año

1985, fueron proyectadas para una misma relación de área de muro en planta pero mayor número de pisos; construcciones anteriores presentaban 15 pisos y en las más recientes de hasta 25 pisos para el 3% indicado.

Otro de los inconvenientes encontrados está relacionado con la clasificación de los suelos especificada en la norma.

Uno de los aprendizajes tras el terremoto, fue que en estratos profundos de arena se producen aceleraciones con un contenido de bajas frecuencias, originando grandes desplazamientos en edificios del orden de los 15 a 20 pisos, mayor que lo que se estimaba en la norma de diseño sísmico. (BIT 84, mayo 2012, pág. 69)

Entre las fallas se pudo encontrar, desde fallas parciales hasta la ruina total de algunas edificaciones. En la Figura 2-2 se puede observar la espectacular falla del Edificio Alto Río.

En este edificio ocurrieron las siguientes irregularidades:

- Discontinuidad de muros en las líneas de fachada.
- Condición de cambio notable en los tamaños de planta (set-back) entre la torre y el sótano, lo que produjo desgarramiento en ese nivel.
- Condición de suelo blando no considerada
- Rotura de las losas, pilares y muros
- Fisuras en frontis
- Errores de confinamiento y miembros de borde



Figura 2-2: Falla catastrófica del edificio Alto Río

Fuente: Ávila, J. (2010)

En la Torre O'Higgins se presentó la ruina parcial de los niveles 10, 14 y 18 debido a piso blando y muros ligeros. En otras edificaciones, se encontraron fallas generadas por tensión diagonal de la planta baja. En la Figura 2-3 se visualizan los daños en la Torre O'Higgins.

A pesar que la mayoría de los edificios resistieron el movimiento telúrico, no pueden ignorarse los cuatro edificios que fallaron totalmente y los más de treinta edificios que sufrieron daños importantes; todos con muros. Lobo W. (2011) recoge las particularidades en la práctica constructiva chilena que, en general, han aumentado la vulnerabilidad de estos edificios:

1. Menor cantidad de muros y mayor esbeltez. Para el diseño se han preferido espesores mínimos e incremento de luces en sótanos
2. Hay irregularidades verticales y horizontales, Pisos blandos. Se exige ser más rígidos con la arquitectura.
3. Detalles deficientes en confinamiento, en solapes de acero, en los estribos, ganchos y [miembros] de borde.
4. Los edificios nuevos son más flexibles que los antiguos, en espesores y longitud de muros e incluso incluyen pórticos.



Figura 2-3: Torre O'Higgins con falla catastrófica a partir del décimo piso en Concepción, Chile
Fuente: Ávila, J. (2010)

Lecciones aprendidas

El terremoto dejó en evidencia problemas en ciertos tipos de edificios, entre ellos la necesidad de confinar las cabezas de los muros, el pandeo de las barras longitudinales, la fragilidad de los muros de bajo espesor y hasta irregularidades arquitectónicas, las cuales produjeron en algunos casos problemas mayores. En una declaración del director de SIRVE S.A.², se mencionan los errores cometidos:

Tuvimos fallas frágiles por exceso de compresión, producto de las cargas verticales y de los giros, y no estábamos detallando de forma apropiada el confinamiento de las cabezas de los muros, además de reconocer que muros delgados, de menos de 20cm de espesor, en la práctica no se pueden confinar

² SIRVE S.A. es una empresa de desarrollo tecnológico que provee soluciones integrales de ingeniería y protección sísmica en diversas áreas como edificación, hospitales, minería, industria, energía e infraestructura. Su director, Carl Lüders es Socio Fundador, Ingeniero Civil PUC y *Diplom-Ingenieur* de la *Technische Hochschule Darmstadt*, Alemania.

para alcanzar deformaciones unitarias superiores al 0,4%, apunta Carl Lüders, director de SIRVE S.A (BIT 84, Mayo 2012, pág.70).

La mayoría de los muros dañados eran regulares y continuos hasta sus fundaciones. Esta tipología de daños es el resultado de la compresión en los miembros de borde principalmente.

Existían zonas como Ñuñoa donde el suelo se calificaba como Tipo II antes del terremoto. Sin embargo, la magnitud de los daños fue inesperada. Posteriormente, se descubrió que el estrato del suelo bajo la zona es de grava y a su vez estas descansan sobre estratos de arcilla o de arena, clasificándolo ahora como tipo C.

Características del movimiento sísmico en Nueva Zelanda

El terremoto ocurrido en Christchurch, Nueva Zelanda fue el de mayor importancia desde el ocurrido en Darfield, 2010. Sin embargo, existen diversos terremotos a lo largo de la historia que supera la magnitud del ocurrido en 2011. En Wairarapa, el 23 de enero de 1855 con magnitud³ M_w 8.2 incluso existen fuertes evidencias de que este terremoto causó un Tsunami en el área y es incluso posible que las réplicas hayan causado tsunamis menores. También, en el año 2009, la región de Fíorland fue sorprendida con un fuerte sismo de magnitud M_w 7.8.

Nueva Zelanda se encuentra en el límite de las placas Australiana y del Pacífico y su actividad tectónica está caracterizada por:

- 1) Subducción oblicua⁴ de la placa del pacífico debajo de la placa Australiana a lo largo del canal de Hikurangi en la Isla del norte
- 2) Subducción oblicua de la placa Australiana debajo de la placa del Pacífico, a lo largo de la trinchera de Puysegur en el sur este de la Isla del Sur
- 3) Oblicuo, deslizamientos derecho-lateral⁵ a lo largo de numerosas fallas tectónicas en el cinturón tectónico axial, de los cuales 650km-long de la Falla Alpina es inferido para alojar aproximadamente 70-75% de los aproximadamente 40mm/año del movimiento de las placas. (Brendon Bradley y Misko Cubrinovski, 2011, pág. 853)

³ M_w . Se conoce como la magnitud por momento sísmico, siendo este uno de los métodos de medición del sismo más utilizados actualmente.

⁴ Cualquier movimiento de placas que involucre movimientos oblicuos se refiere al movimiento tanto hacia arriba, abajo derecho e izquierdo de los bloques. Centro de investigación científica y educación superior de ensenada, 8/10/2013 <http://resnom.cicese.mx/indexx.php?idCatPadre=175&op=2>

⁵ Se llama deslizamiento derecho o izquierdo lateral al movimiento horizontal de las placas siendo el uno el otro en función de la ubicación de un observador del movimiento relativo entre bloques. Centro de investigación científica y educación superior de ensenada, 8/10/2013

<http://resnom.cicese.mx/indexx.php?idCatPadre=175&op=2>

Terremoto de Christchurch, Nueva Zelanda 22 de febrero de 2011

Brendon Bradley y Misko Cubrinovski, (2011), señalan que el terremoto ocurrido en la ciudad de Christchurch presentó una magnitud M_w 6.3, causando daños y pérdidas humanas incomparables con la historia de dicho país. Se contabilizaron daños estructurales que arrojaron 181 víctimas.

A continuación se presentan los datos y consecuencias del terremoto de Nueva Zelanda en la Tabla 2-2 En la Figura 2-4 se muestra el epicentro del sismo ocurrido

Tabla 2-2: Datos del Terremoto de Christchurch, Nueva Zelanda 2011.

Hora Local	12:51 pm
Magnitud	M_w 6.3
Lugar del Epicentro	Lyttleton a 10 km del Sureste de Christchurch
Número de Muertes	181 personas
Número de Afectados	Aproximadamente 377,000 personas

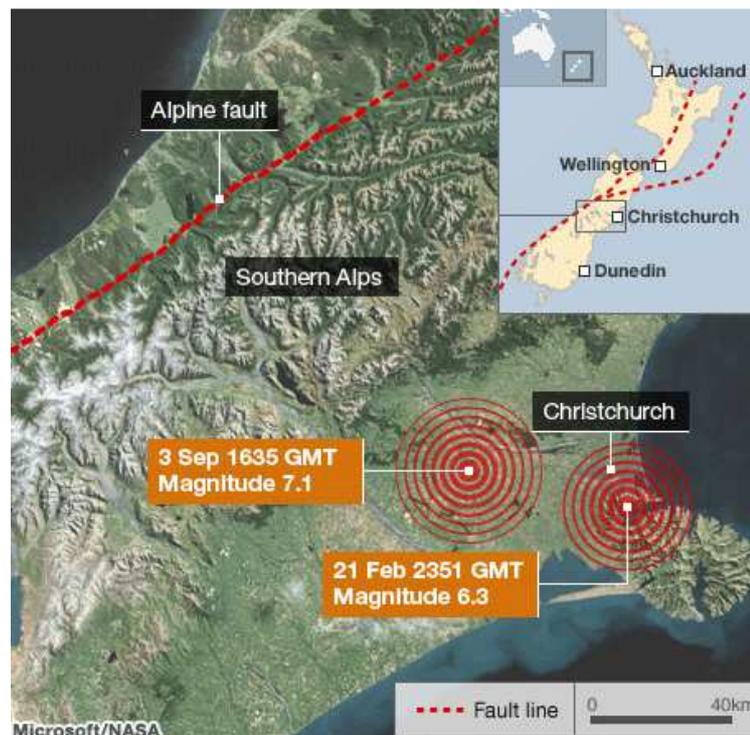


Figura 2-4: Ubicación geográfica del epicentro Christchurch, Nueva Zelanda 2011.

Fuente: Amos, J. (2011)

Características de las edificaciones con muros y tipificación de los daños

Esta ciudad, el más desarrollado centro urbano en la región de Canterbury, posee un moderado número de edificios concreto reforzado de altura media, que corresponde a un aproximado del 25% del total del edificios.

La inspección de estos edificios de la zona más afectada (Distrito Christchurch Central Building) reveló varias deficiencias en cuanto al detallado del refuerzo de muros estructurales dúctiles. Según Bonelli et al. (2012). Los principales problemas se relacionaron a:

- 1) Deficiente configuración y dimensionado de los muros, así como escaso confinamiento en los miembros de borde para restricción de pandeo
- 2) La ausencia de estribos de una rama para restricción de pandeo alrededor del refuerzo longitudinal a todo lo largo del muro, y
- 3) Excesiva carga axial por gravedad

Antes de Febrero 2011, inspecciones revelaron el desarrollo de un modo de falla similar al observado previamente en Chile, aunque en menor cantidad. En muchos casos el nivel de daños se caracterizó por el incipiente pandeo del refuerzo longitudinal.

En la Figura 2-5 se presenta el daño observado en un muro rectangular y un muro en forma de L de un edificio de 8 pisos, construido en 1999. Los daños observados son equivalentes a los descritos en varios edificios de muros de concreto reforzado en Chile.

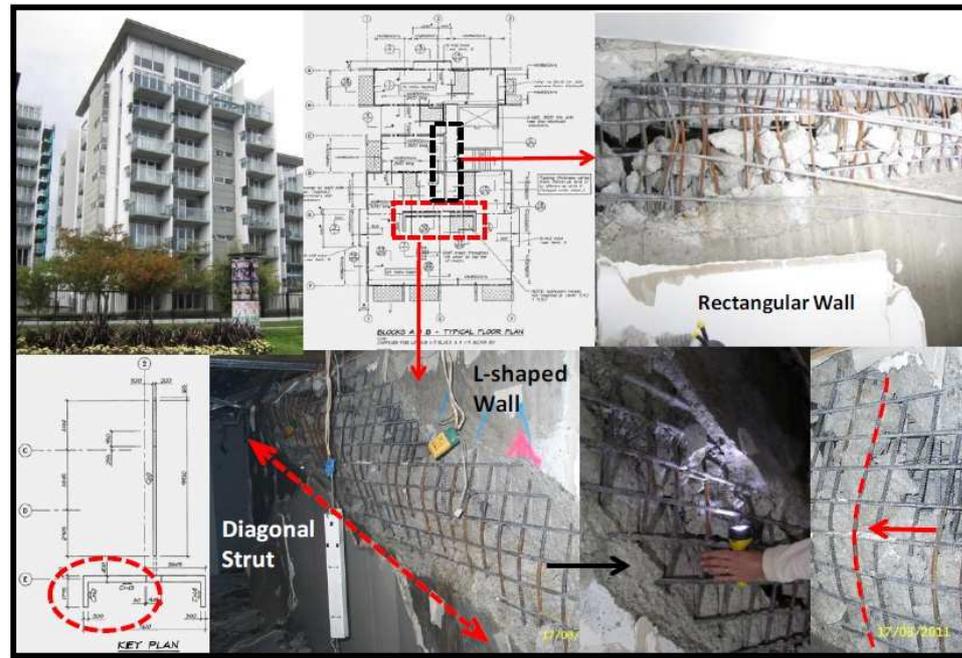


Figura 2-5: Fallas observadas en muros rectangulares y sección L

Fuente: Bonelli et al., 2012

Características sísmicas de Venezuela

Los sismos en Venezuela son producidos por la interacción entre la placa del Caribe y Suramericana, el movimiento de la placa Caribe hacia el este produce una actividad sísmica importante. La misma se ilustra en la Figura 2-6

La zona de contacto entre ambas placas está compuesta por tres sistemas de falla de anchura promedio de 100 km, nombradas falla de Boconó (Los Andes), San Sebastián (Cordillera de la Costa) y el Pilar (Serranía del Interior), las cuales son las causantes de los eventos más severos que han ocurrido.

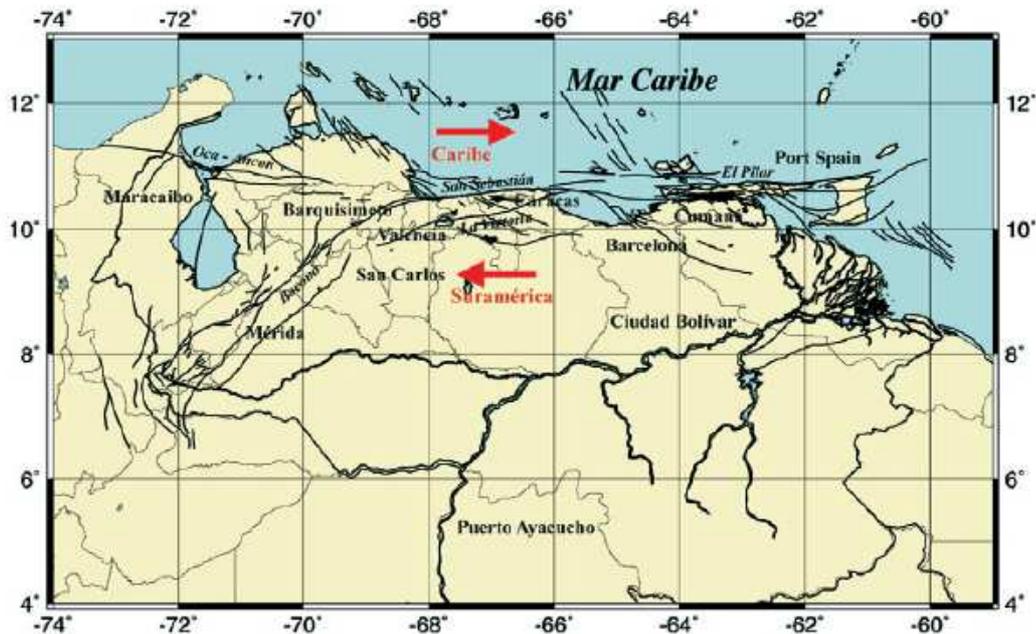


Figura 2-6: Fallas geológicas en Venezuela

Fuente: FUNVISIS (2002)

También, existen otros accidentes menores que han ocasionado sismos importantes en la historia de nuestro país, entre ellos Oca –Ancón, Valera, La victoria y algunos otros.

De todos ellos el más devastador fue el de 1812, el cual según Gunther Fiedler (1961) tuvo tres epicentros, y afectó a tres ciudades tan distantes como Mérida, Barquisimeto, San Felipe y Caracas, causando más de 20 mil víctimas, es decir, el 5% de la población estimada para la época (FUNVISIS, 2002, pág. 9).

Otro terremoto importante fue el ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967 de magnitud M_w 6.5. El mismo llevó a la creación de *FUNVISIS*⁶ y *Defensa Civil*⁷.

El terremoto de 1997 en Cariaco de magnitud M_w 6.9 ha sido catalogado como *sismo superficial*⁸, frecuentemente los más destructores.

⁶FUNVISIS, Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, creada el 27 de Julio de 1972.

⁷Defensa Civil, Institución que se encarga de las acciones de salvamento y prevención.

⁸ Sismos Superficiales, Bruce Bolt los define como aquellos que se producen en los primeros 70 km.

Capítulo 3.- Comparación de normativas

El terremoto ocurrido en Maule, Chile 27 de febrero de 2010 causó un vuelco en la normativa chilena e internacional. Se conoce que el año posterior a este evento, surgieron los decretos DS.117 y DS.118 que modificarían las normas oficiales NCh 433 Of. 96. 2009 *Diseño Sísmico de Edificios* y NCh 430 Of. 2008 *Hormigón armado-Requisitos de diseño y cálculo*, respectivamente.

El DS. 117 estableció las primeras modificaciones a la Norma NCh 433, en el cual se implementaron las nuevas disposiciones emergentes, enfocándose principalmente a la clasificación de los suelos y el espectro de diseño.

La Norma NCh 430 adoptaba por referencia las disposiciones del ACI 318:2005, para el diseño y el cálculo de las estructuras de concreto reforzado en su última versión antes del terremoto de 2010 y, además, exigía algunas modificaciones puntuales realizadas por parte del comité chileno. Por su parte, el Decreto DS. 118 señala que las nuevas disposiciones de diseño y cálculo se regirán bajo el ACI 318:2008, añadiéndose las modificaciones expuestas en el decreto emergente.

No obstante, a raíz de las primeras ejecuciones de dicho decreto, surgen cuestionamientos en cuanto a las dimensiones y costos que arrojaría el diseño de edificaciones bajo estos criterios. Estos decretos trajeron consigo ciertas implicaciones; como por ejemplo, castigar zonas que incluso no presentaron daños ante el sismo por causa de la nueva clasificación de los suelos, la concepción de exorbitantes espesores e inviables dimensiones de las juntas de dilatación por causa del nuevo espectro de diseño, entre otras consecuencias. Se derogan entonces los decretos DS. 117 y DS. 118 al corto tiempo de haberse establecido, dando lugar a los DS. 61 y DS. 60 respectivamente.

El ACI, por su parte, modificó la versión del año 2008, dando paso a la versión más reciente para la fecha, ACI 318:2011, dentro de la cual se implementaron algunas correcciones. Se cuenta para este momento también con algunas modificaciones que pudieran ser incorporadas en el ACI 318:2014, pero que hasta ahora se encuentran aún en discusión⁹.

Entre todas las modificaciones que surgieron, se compararon solo aquellas presentes en los capítulos que son pertinentes al objetivo de este trabajo. Adicionalmente, las notaciones hacen referencia a la norma que se menciona.

⁹ Se tuvo acceso a estos adelantos gracias a la presentación realizada por Hilson & Wallace en el seminario *Consecuencias del terremoto del 27F en el Diseño Sísmico de Edificios*, organizado por la *Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA*.

Cambios en el ACI 318-08: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario

Con respecto a los cambios generales en los muros

Espesor de muro

Se mantuvo el mismo espesor tanto en el ACI 318:2008 como en 2011, pero según los avances conocidos hasta el momento para ACI 318:2014, se establece una nueva dimensión mínima, mayor a los requerimientos anteriores, ahora $b \geq \frac{h_u}{16}$.

Para los muros con $h_w/l_w \geq 2$ y $c/l_w \geq 3/8$, el espesor mínimo del miembro de borde será de 30 cm.

Doble capa de refuerzo en muros

Vásquez V. (2013) señala que donde se espere pandeo del refuerzo longitudinal lateral, no se debería permitir una sola capa de refuerzo en el alma. Tanto en el ACI 318:2008 como en 2011, se permite usar una sola capa de refuerzo en el alma si no se excede cierto nivel de corte. A partir de las futuras modificaciones de 2014, también se exigirá el uso de doble capa de refuerzo cuando los muros sean esbeltos, además de la condición anterior acerca del corte. El Ing. Patricio Bonelli¹⁰ sugiere colocar siempre doble capa.

Segmentos Verticales “Wall Piers”

El comentario R21.9.1 define el alcance del capítulo referido, fue expandido con la incorporación de las nuevas especificaciones para los llamados *Machones*.

Los requerimientos de diseño para segmentos de muros verticales dependerán de la relación de aspecto en el plano del muro (h_w/L_w) y la relación de aspecto de la sección transversal (L_w/b_w) del mismo, y generalmente sigue las descripciones en Tabla R21.9.1. Las relaciones de aspecto que limitan los

¹⁰Bonelli, Patricio. Profesor titular de la Universidad Técnica Federico Santa María Chile, Valparaíso. cursó su posgrado en el Imperial College, Universidad de Londres, en 1976. Ejerce la ingeniería estructural desde 1972. Ha diseñado una vasta cantidad de obras, entre ellas puentes, edificios industriales y edificaciones multifamiliares principalmente. En su labor universitaria se ha dedicado ampliamente a la investigación en ingeniería sísmica, diseño y comportamiento del concreto reforzado. Ha liderado en Chile los grupos de estudio de las normas de diseño sísmico, y ha sido el secretario técnico en el Instituto de Normalización en los estudios de la norma de Diseño Sísmico de Edificios. Actualmente es el presidente de la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica.

segmentos de muros están basadas en el juicio del ingeniero. Se pretende que la cedencia del refuerzo vertical debido a la flexión en el segmento de muro, deba limitar la demanda por corte en él. (ACI 318:2011).

La Tabla 3-1, permite definir el segmento como muro o columna tomando en cuenta sus características geométricas.

Tabla 3-1: Regulaciones de los requerimientos de diseño para segmentos verticales de muros

Clear height of vertical wall segment/length of vertical wall segment (h_w/ℓ_w)	Length of vertical wall segment/wall thickness (ℓ_w/b_w)		
	$(\ell_w/b_w) \leq 2.5$	$2.5 < (\ell_w/b_w) \leq 6.0$	$(\ell_w/b_w) > 6.0$
$h_w/\ell_w < 2.0$	Wall	Wall	Wall
$h_w/\ell_w \geq 2.0$	Wall pier required to satisfy specified column design requirements, see 21.9.8.1	Wall pier required to satisfy specified column design requirements or alternative requirements, see 21.9.8.1	Wall

* h_w is the clear height, ℓ_w is the horizontal length, and b_w is the width of the web of the wall segment.

La Subsección 21.9.8 ahora se dispone para especificar los requerimientos de diseño de los segmentos que se forman por causa de los vanos. El ACI añade esta sección con la intención de proporcionar suficiente resistencia por corte en los segmentos, ya que en terremotos previos se han observado fallas por corte en ellos. Se pretende que desarrollen un mecanismo de cedencia a flexión.

Acerca de los miembros de borde

Miembros especiales de borde

Según ACI 318, cuando la capacidad de deformación de la estructura permita deformaciones en el concreto mayores a 0.003, se dice que los muros requerirán miembros de borde especiales; esto con la finalidad de proveer confinamiento para permitir mayores deformaciones en los muros.

La condición existente en la normativa para exigir o no miembros de borde, será modificada en el ACI 318:2014.

La nueva disposición incluye un factor de 1.5 que incrementa la deriva $\frac{\delta_u}{h_w}$:

$$c \geq \frac{lw}{600(1.5\frac{\delta_u}{h_w})} \quad (3-1)$$

No obstante, se exige $\frac{\delta_u}{h_w} \geq 0.005$ cuando el mismo se tomaba en 2011 como 0.007.

Refuerzo transversal en los miembros especiales de borde

En cuanto al área total de estribos de confinamiento, cuando se requieren los miembros especiales de borde, se exige cierta área como mínimo por el ACI. Sin embargo, para muros delgados, Wallace (2012) sugiere que el detallado puede ser insuficiente.

De lo visto en E-Defense, se determinó necesario considerar la ecuación (21-4), para contabilizar el porcentaje del recubrimiento de la sección respecto al espesor del muro. Además se expone la necesidad de desarrollar ensayos para determinar si (21-4) es suficiente para desarrollar una respuesta dúctil (V. Vásquez, 2013).

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (21-4)$$

Separación del refuerzo en la sección transversal del miembro

Se aumenta esta separación “ h_x ” a 36 cm y además se agrega ahora también la condición $\frac{2}{3}b$, tomándose el menor valor entre:

- 36 cm.
- $\frac{2}{3}b$

Si se analiza detalladamente, la separación transversal en función del espesor generalmente será menor; ya que solo para espesores de 54 cm en adelante, controlará 36 cm.

Una menor separación h_x produce mejores confinamientos y a su vez se producen arcos que determinan la zona efectivamente confinada del núcleo. Sin embargo separaciones muy pequeñas inducen al congestionamiento del acero y problemas de vaciado en obra. El valor de la separación transversal requerido por ACI 318:2014 es directamente proporcional al espesor del muro, lo cual incentiva a construirlos con un mayor espesor al ser más restrictivos con los muros de delgado espesor en cuanto al acero.

Separación de los estribos de confinamiento en la dirección longitudinal

ACI 318 exige tomar la menor entre las condiciones establecidas en 21.6.4.3 en la versión del 2011. Entre ellas, fue modificado para el ACI 318:2014 el valor de S_o , donde ahora:

$$S_o = 10 + \frac{35.5 - h_x}{7.5} \quad (3-2)$$

Esta nueva fórmula ahora arroja separaciones menores que en 2011 (ver *Apéndice A*). La Figura 3-1 ilustra los nuevos requisitos de separación en cuanto al refuerzo de los miembros especiales de borde.

Miembros Especiales de Borde

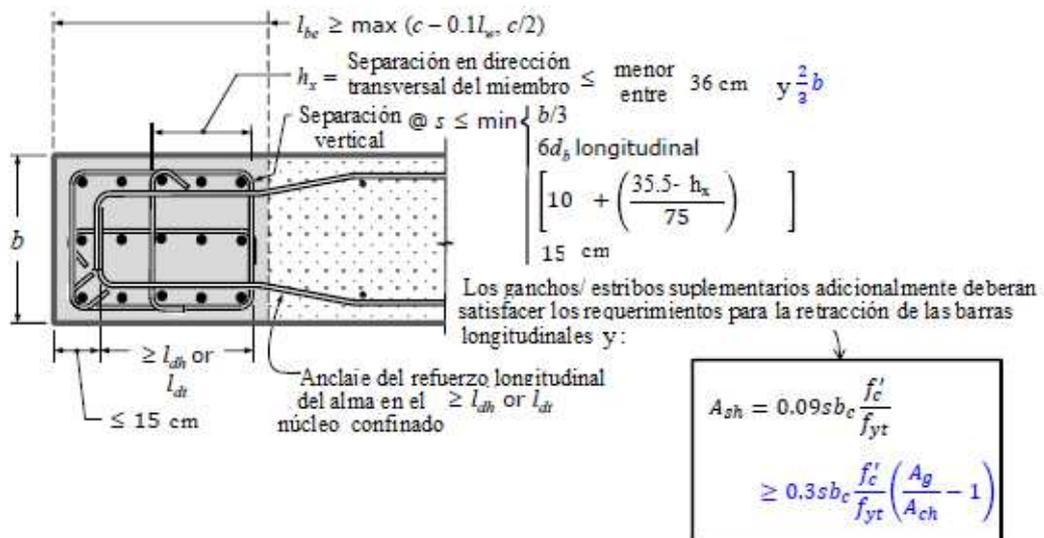


Figura 3-1: Detallado del confinamiento en los miembros especiales de borde

Fuente: Hilson & Wallace (2013)

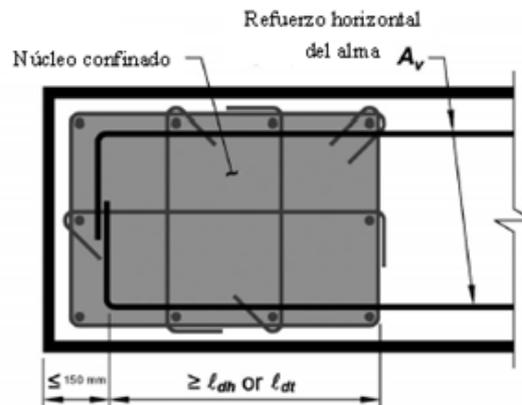
Anclaje del refuerzo longitudinal del alma en los miembros de borde

Actualmente, se exige que el acero horizontal del refuerzo del alma debe extenderse una distancia no mayor de 15 cm medidos desde la cara más extrema del borde. No obstante, también se agrega que en algunas ocasiones podría no terminar con un gancho. Aquellos casos solo se aceptarán si:

- La longitud del miembro de borde permita que se desarrolle la longitud de transferencia del refuerzo considerando
- Se cumpla con 15 cm como máximo de separación desde la cara más extrema del borde al refuerzo longitudinal

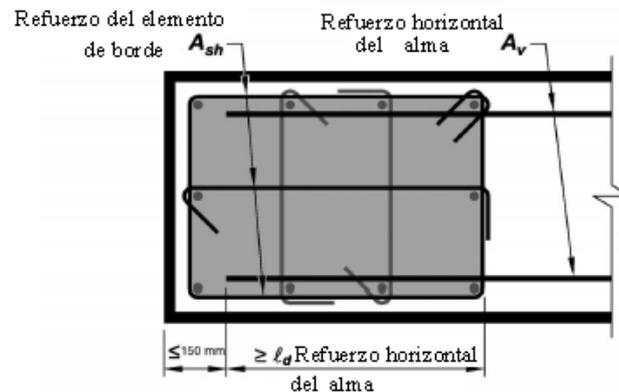
- Cuando $\frac{A_v F_y}{S}$ del alma del muro del refuerzo sea menor que $\frac{A_{sh} F_{yt}}{S}$ del refuerzo transversal de los elementos de borde paralelos al refuerzo del alma del muro.

La Figura 3-2 ilustra el párrafo anterior.



La que genere la mayor longitud de transferencia del acero de refuerzo horizontal del alma

- a) Cuando la longitud del miembro de borde no tiene suficiente longitud en la dirección de la barra.



- b) Cuando la longitud del miembro de borde tiene suficiente longitud en la dirección de la barra.

Figura 3-2: Longitud de transferencia del refuerzo horizontal del muro y anclaje en los miembros de borde.

Fuente: ACI 318:2011 R21.9.6.4,

Miembros ordinarios de borde

Separación del refuerzo de confinamiento en la dirección vertical

Tanto como en 2008 y 2011 se aceptaba una separación de 20 cm, la cual ahora se exige como $8d_b$ o 20 cm. Sin embargo, en las zonas donde se espere la cedencia del refuerzo debe ser el menor valor entre 15 cm y $6d_b$. Massone, L. (2013) comenta la relación existente entre el diámetro de la barra, la separación del refuerzo y la longitud de pandeo (ver *Apéndice A*). En la Figura 3-3 se presentan dichas disposiciones.

Elementos Ordinarios de borde con $\rho_{be} > 28 \text{ kgf/cm}^2$

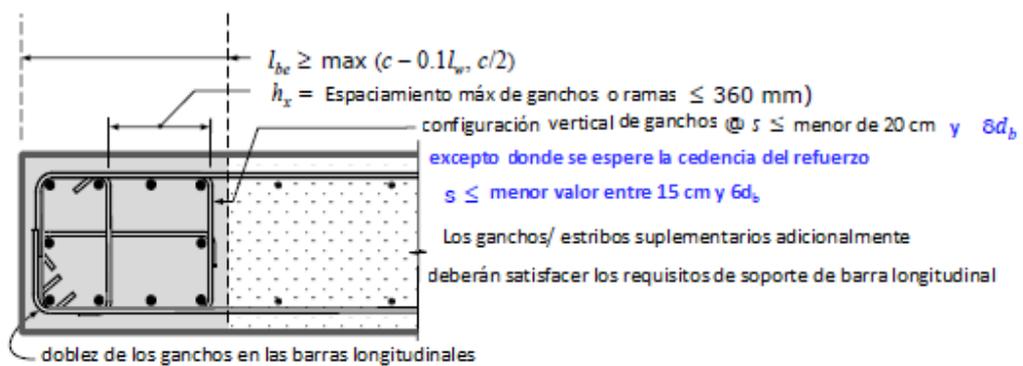


Figura 3-3: Detallado del confinamiento en los miembros ordinarios de borde

Fuente: Hilson & Wallace (2013)

A continuación se presenta la Tabla 3-2, en la cual se presentan las modificaciones del ACI 318 desde el 2008 hasta su propuestas para 2014.

Tabla 3-2: Modificaciones al ACI 318 2008 - 2014 en cuanto a muros estructurales de concreto

Criterios de diseño		*	ACI 318:2008	ACI 318:2011	ACI 318:2014
General	Espesor mínimo de muros	14.5.3.1	El menor entre: <ul style="list-style-type: none"> • 1/25 de la altura o longitud del muro. • 10cm. 		<ul style="list-style-type: none"> • $b \geq h_u/16$. También, si <ul style="list-style-type: none"> • $h_w/l_w \geq 2$ y • $c/l_w \geq 3/8$, el espesor mínimo del miembro especial de borde será de 30 cm.
	Doble capa	21.9.2.2	Cuando V_u exceda <ul style="list-style-type: none"> • $0.53A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$. 		Cuando V_u exceda <ul style="list-style-type: none"> • $0.53A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ ó • $h_w/l_w \geq 2$.
	Segmentos	R21.9.1 y 21.9.8	No existía esta Sección.	Tabla donde se especifica el tratamiento según sus características geométricas como muro o columna. Ver Tabla 3-1	No hubo modificación en este aspecto
Miembros de Borde Especiales	Se requieren si:	21.9.6.2 a)	$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$ <ul style="list-style-type: none"> • $\delta_u/h_w \geq 0.007$ 		$c \geq \frac{lw}{600(1,5\delta_u/h_w)}$ <ul style="list-style-type: none"> • $\delta_u/h_w \geq 0.005$
	Área total estribos de confinamiento	21.6.4.4 b)	$A_{sh} \geq$ <ul style="list-style-type: none"> • $A_{sh} = 0.09sb_c f'_c / f_{yt}$ ^[1]		$A_{sh} \geq :$ <ul style="list-style-type: none"> • $0.09sb_c f'_c / f_{yt}$ • $0.3sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$ ^[1]
	Separación en la dirección longitudinal	21.6.4.3 c)	El menor valor entre <ul style="list-style-type: none"> • $b/3$ • $6d_b$ $s_o = 10 + \left(\frac{35-h_x}{3} \right)$ ^{[2],[3]}		El menor valor entre <ul style="list-style-type: none"> • $b/3$ • $6d_b$ • $s_o = 10 + \left(\frac{35.5-h_x}{75} \right)$ ^[2]
	Separación en la dirección transversal	21.6.4.2	$h_x \leq$ <ul style="list-style-type: none"> • 35cm. 		$h_x \leq$ <ul style="list-style-type: none"> • 36cm • $\frac{2}{3}b$
^[1] Las fórmulas corresponden a estribos rectangulares. ^[2] s_o No debe exceder 15 cm.. ^[3] no es necesario que sea menor que 10 cm * Las secciones hacen referencia a la normativa del ACI 318:2011 Nota: Las unidades de las fórmulas se encuentran en el sistema MKS.					

Tabla 3-2: Modificaciones al ACI 318 2008 -2014 en cuanto a muros estructurales de concreto

Criterios de diseño		*	ACI 318:2008	ACI 318:2011	ACI 318:2014
Miembros de borde	Especiales Refuerzo longitudinal del alma	Recubrimiento del refuerzo longitudinal del alma	21.9.6.4 e)	No se especificaba dicha condición.	l_{dt}, l_{dh} y l_d Deberán tener una separación $\leq 15\text{cm}$ del borde del muro. ^[4]
		Exigencia o no del gancho.	21.9.6.4 e)	No se especificaba dicha condición.	Cuando: ^[5] <ul style="list-style-type: none"> • $l_{be} > l_d$ y, la distancia entre l_d y el borde del muro sea $\leq 15\text{cm}$ y, • $\frac{A_v F_y}{s} \leq \frac{A_{sh} F_{yt}}{s}$ Se podrá terminar la longitud del refuerzo horizontal del alma sin un gancho estándar.
	Ordinarios Separación de estribos cerrados en la dirección vertical.	21.9.6.5 a)	Si: ^[6] <ul style="list-style-type: none"> • $\rho_{be} > 28/f_y$; El refuerzo transversal de borde debe cumplir: <ul style="list-style-type: none"> • $s \leq 20 \text{ cm.}$ 	Se agrega: <ul style="list-style-type: none"> • $s \leq 20\text{cm}$ • $8d_b$ El menor valor entre ellos. Excepto en la sección cedente $s \leq$ <ul style="list-style-type: none"> • 15cm • $6d_b$ 	

^[4] Ver Figura. 3-2 para ampliar información

^[5] l_{be} =longitud del miembro de borde

^[6] ρ_{be} Cuantía del refuerzo longitudinal en el borde del muro.

* Las secciones hacen referencia a la normativa del ACI 318:2011

Nota: Las unidades de las fórmulas se encuentran en el sistema MKS.

Nuevas disposiciones generales al Decreto Supremo DS. 60 que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado

Como ya se ha mencionado reiteradamente, el Decreto Supremo DS. 60 derogó el Decreto 118, razón por lo cual se hará énfasis en el más reciente.

Espesor mínimo de muros

Se exige como mínimo un espesor de $\frac{L_u}{16}$, siendo L_u la longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión. Sin embargo, en el citado decreto, se indica que los muros con espesor menor a $\frac{L_u}{16}$ deberán ser diseñados tomando en cuenta los problemas de inestabilidad que pudieran afectar su comportamiento. (Massone, L., 2013, 1344) “Algunos muros, además de presentar astillamiento del concreto y pandeo de las barras longitudinales, mostraron pandeo generalizado por causa del bajo espesor de dichos muros. Para enfatizar esta situación, el código requiere un análisis de estabilidad para muros con espesores menores que $\frac{L_u}{16}$ ”

En este tema se presentan numerosas discusiones, por tanto más adelante se presentarán todos los puntos de vista de diversos profesionales.

Doble capa de refuerzo

El nuevo decreto exige que todos los muros se armen con doble capa de refuerzo, sin excepción. Esto debido a que el uso de las mismas, asegura la estabilidad fuera del plano y ofrece ventajas en cuanto a la colocación del concreto en obra, confinando mejor el núcleo del mismo dentro de la zona panel del muro.

Empalmes

En algunos casos, también se observó la falla de los empalmes en el refuerzo longitudinal de los muros. Por la necesidad de mantener la integridad del muro como un mecanismo de transferencia de carga a través del refuerzo longitudinal. se deberá cumplir ahora:

En la longitud de empalme del refuerzo longitudinal en el núcleo confinado de una zona crítica, cuando la cuantía de refuerzo longitudinal en este núcleo sea superior a $28/f_y$ o cuando el recubrimiento a la barra longitudinal de diámetro d_b sea menor que $2d_b$, deberá verificarse que en el plano vertical que contiene a las barras empalmadas cumpla con la siguiente ecuación 21-6a DS. 60 21.9.2.3 e), (2011)

$$A_{tr}f_{yt}l_d/s \geq A_b f_y (21 - 6a)$$

donde:

A_{tr} = área total de todo el refuerzo transversal dentro de un espaciamiento s que cruza el plano potencial de hendimiento a través del refuerzo que está siendo desarrollado.

f_{yt} = Resistencia especificada a la cedencia f_y del refuerzo transversal.

l_d = Longitud de transferencia.

A_b = Área de una barra.

La Figura 3-4 ilustra la colocación del refuerzo transversal en empalmes e identifica a A_{tr} , l_d , y A_b .

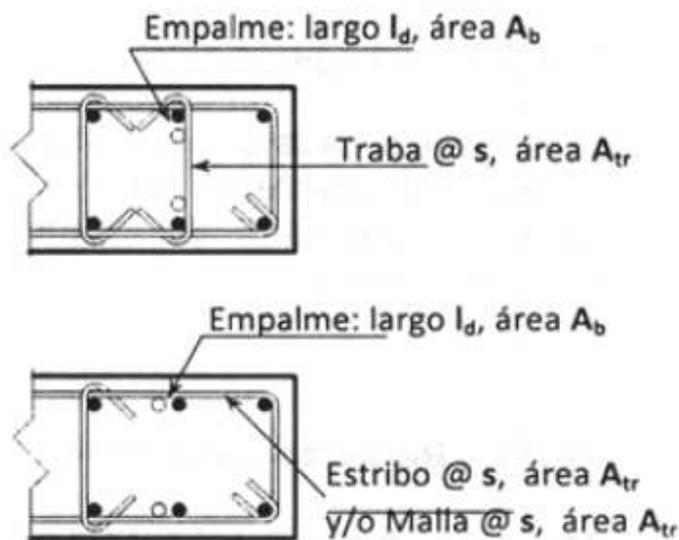


Figura 3-4: Refuerzo transversal en Empalmes.

Fuente: DS. 60 (2011)

Acerca de los miembros de borde. Miembros especiales de borde

Las zonas de compresión deben ser reforzadas con miembros especiales de borde cuando:

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta'_u/h_w)} \quad (3-3)$$

El desplazamiento de diseño δ'_u se puede calcular a partir de la forma del primer modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis

considerada, asignándole a esta forma modal una amplitud en el último nivel significativo del edificio igual a δ_u .” (DS. 60, R21.9.6.2, 2011)

donde:

δ'_u = desplazamiento relativo de diseño entre el extremo superior de un muro y el desplazamiento a nivel de la sección analizada.

δ_u = Desplazamiento de diseño definido en NCh 433 (tomando en cuenta el DS. 61)

Antes, para determinar el valor del desplazamiento en el techo, se usaba el 7/1000 de la altura exigido como mínimo por la norma del ACI 318. Luego del terremoto, se modifica este requerimiento. (DS. 60, R21.9.6.2, 2011) “no se considera necesario exigir para $\frac{\delta_u}{h_w}$ el límite inferior de 0.007 en la [Form.] (21-8) de ACI 318-08”. Esto debido a que en muchos casos de edificios el valor resulta ser menor al 7/1000, por lo cual los requisitos de confinamiento serán menores en la mayoría de los casos. Se usará ahora el valor de δ_u definido en DS. 61.

Dimensiones de los miembros especiales de borde

Ahora en el DS. 60 la longitud de los miembros especiales de borde estará dada por los siguientes valores, siendo c_c la longitud del miembro de borde.

- $\frac{c_c}{l_w} = \frac{c}{l_w} - \frac{1}{600\delta'_u/h'_w}$ ó
- 30cm

El referido Decreto señala que esta longitud determina la zona a confinar en función del desplazamiento sísmico. Sin embargo, la usada por el ACI 318, supone una demanda de desplazamiento de 1.5% de la altura del muro, arrojando valores muy conservadores en cuanto a los edificios habitacionales chilenos.

En cuanto al espesor, deberá ser como mínimo 30 cm cuando en los muros se requieran miembros especiales de borde, para garantizar que el confinamiento se realice de la manera adecuada.

Refuerzo longitudinal

Se requiere un diámetro mínimo en función del espesor del muro, siendo $\frac{1}{9}b_w$. Se incorporó este requerimiento con la finalidad de evitar el congestionamiento del refuerzo en los muros. El Ing. P. Bonelli (Correo electrónico, 24 de septiembre de 2013) comenta que “se ha preferido dejar las dimensiones del refuerzo en función del espesor en vez de un valor constante, debido a que existían muros muy delgados con barras de grandes diámetros.”

Separación en la dirección transversal h_x

Se ha restringido a 20 cm o $b/2$. Por estar en función del espesor del muro, ocasiona una tendencia a aumentar el espesor. Esta misma filosofía la ha tomado el ACI 318:2014 como se explicó anteriormente.

Separación vertical de los estribos de confinamiento

A raíz de este cambio, el DS. 60 orienta a tomar una separación vertical entre 15 y 16 cm como se muestra en la Tabla 3-3

- $s_o = 10 + \left(\frac{35-h_x}{3}\right) \leq 15\text{cm}$
- $6d_b$
- $b/2$

Tabla 3-3: Valores de S_o vs. h_x

h_x	S_o
20	15
19	15
18	15
17	16
16	16
15	16

Tomando como ejemplo una barra de 25 mm de diámetro, la condición $6d_b$ arrojaría una separación de 15 cm. Se concluye entonces que la separación de los estribos cerrados de confinamiento en la dirección longitudinal, está controlada por $6d_b$ para diámetros no mayores a 25 mm y una vez más se expresan los requerimientos de acero en función del espesor de los miembros de borde o del muro, según sea el caso.

Miembros ordinarios de borde

Separación del refuerzo de confinamiento en la dirección vertical

La separación deberá ser de 20 cm, considerando que en zonas críticas donde se espere la cedencia del refuerzo, esta deberá ser el menor valor entre 6 veces el diámetro de la barra de menor sección transversal o 20 cm. Según Massone, L. (2013) “La limitación de la separación a 6 veces el diámetro de la barra previene o demora el pandeo del refuerzo ante las derivas esperadas en los muros rígidos de corte en Chile”

Diseño por carga axial

Restricción de la carga axial

Se optó por limitar la carga axial a 35% de la resistencia del concreto, en lugar de hacerlo mediante un procedimiento complejo. El valor máximo de la carga axial en la sección transversal del muro se ha restringido a $0.35f'_cA_g$. La Norma advierte en el comentario 21.9.5.3 que en secciones asimétricas este límite podría ser insuficiente.

Como se mencionó en el Capítulo 2, existieron fallas por grandes cargas axiales en los muros. Además, Massone L. (2013) señala que a mayores valores de carga axial, la capacidad de desplazamiento disminuye. Esto es demostrado por el mismo autor a partir de ensayos realizados, de los cuales se ilustra en la Figura 3-5 los resultados obtenidos para ambos muros.

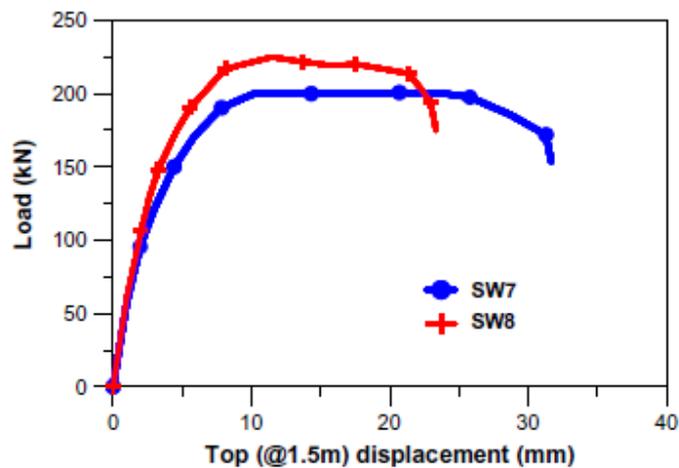


Figura 3-5: Efecto de la carga axial.

Fuente: Massone, L. (2013)

Sección de diseño

Se agrega además que se debe considerar la sección compuesta en aquellos casos donde se trate de secciones T,C,I entre otros, tomando en cuenta todo el refuerzo presente en dicha sección.

Capacidad de curvatura

Entre los cambios más resaltantes se encuentra la restricción de la deformación unitaria más comprimida de la sección crítica del muro, la cual no será mayor a $\varepsilon_c=0.008$. El límite 0.008 considera que es muy difícil lograr deformaciones mayores en bordes de muros.

El nuevo decreto establece que los muros con relación de aspecto H_t/l_w mayor o igual a 3, deben tener una capacidad de curvatura mayor que la demanda de la misma, es decir $\phi > \phi_u$. Para verificar esto se debe utilizar la máxima carga axial P_u consistente con δ_u .

Según Massone, L. (2013) “Basado en los modelos de rótula plástica, se requiere que cuando H_t/l_w sea mayor o igual a 3, cuando se alcance el desplazamiento último δ_u , se espera a su vez una deformación a compresión en el concreto de 0.008”.

$$\phi_u = \frac{2\delta_u}{H_t l_w} = \frac{\varepsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c} \quad (3-4)$$

$$\phi_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p (H_t - \frac{l_p}{2})} + \phi_e = \frac{\varepsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c} \quad (3-5)$$

donde:

H_t = Distancia entre el último nivel significativo del edificio y la sección crítica de un muro

δ_e = Capacidad de desplazamiento elástico e un muro en su extremo superior

ϕ_u = Curvatura en la sección crítica de un muro consistente con δ_u

ϕ_e = Curvatura en la sección crítica de un muro consistente con δ_e

l_p = Largo de una rótula plástica.

En la Tabla 3-4 se contemplan detalladamente todas las modificaciones impuestas a la normativa chilena.

Tabla 3-4: Modificación en la normativa chilena luego del Terremoto Maule, Chile. Febrero 2010.

		Criterios de diseño	*	ACI 318:2008	DS. 60		
General		Espesor mínimo de muros	21.9.1.1	El menor entre: <ul style="list-style-type: none"> • 1/25 de la altura o longitud del muro • 10cm. 	<ul style="list-style-type: none"> • $\geq l_u/16$ ^[1] 		
		Doble capa	21.9.2.2	Dos capas de refuerzo cuando: V_u exceda $0.53A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$	Todos los muros resistentes a solicitaciones sísmicas se deben armar con al menos dos capas de refuerzo.		
		Refuerzo en la longitud de empalme	21.9.2.3 e)	No se especificaba dicha condición.	Cuando: ^[2] <ul style="list-style-type: none"> • $\rho_{be}^{[3]} > \frac{28}{f_y}$ ó $rec < 2d_b$. En el plano vertical de las barras empalmadas se deberá cumplir $A_{tr}f_{yt}l_d/s \geq A_b f_y$		
Miembros de borde	General	Refuerzo Longitudinal		Diámetro mínimo	21.9.2.4 a)	No se especificaba dicha condición.	$d_b \leq 1/9e$
	Especiales	Se requieren si:		21.9.6.2 a)	$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$ <ul style="list-style-type: none"> • $\frac{\delta_u}{h_w} \geq 0,007$ 	$c \geq \frac{l_w}{600\left(\frac{\delta'_u}{h'_w}\right)}$ No es necesario exigir $\frac{\delta'_u}{h'_w} \geq 0,007$.	
		Refuerzo transversal	Diámetro mínimo	21.9.2.4 b)	No existe este requerimiento.	$\geq 1/3$ del d_b longitudinal que sujeta	
^[1] Los muros especiales de espesor inferior, deberán ser diseñados considerando los problemas de inestabilidad que pudieran afectar su comportamiento. ^[2] Ver Figura 3-4 para ampliar información. ^[3] ρ_{be} es la cuantía del refuerzo longitudinal en el borde del muro. * Las secciones hacen referencia a la normativa del ACI 318 ya sea que se agreguen o remplacen. Esto, debido a que Chile se rige bajo las disposiciones del ACI 318:2008. Nota: Las unidades de las fórmulas se encuentran en el sistema MKS.							

Tabla 3-5: Modificación en la normativa chilena luego del Terremoto Maule, Chile. Febrero 2010.

Criterios de diseño		*	ACI 318:2008	DS. 60	
Miembros de borde	Especiales	Refuerzo transversal	Separación longitudinal	El menor valor entre <ul style="list-style-type: none"> $b/3$ $6d_b$ $s_o = 10 + \left(\frac{35-h_x}{3}\right)^{[4]}$ 	El menor valor entre <ul style="list-style-type: none"> $b/2$ $6d_b$ $s_o = 10 + \left(\frac{35-h_x}{3}\right)^{[4]}$
			Separación transversal	<ul style="list-style-type: none"> $h_x = 35 \text{ cm}$ 	El menor entre: <ul style="list-style-type: none"> $h_x = 35 \text{ cm}$ $b/2$
		Dimensiones mínimas del miembro de borde	Longitud	<ul style="list-style-type: none"> $c - 0.1l_w$ $c/2$ El mayor entre ellos	<ul style="list-style-type: none"> $\frac{c_c}{l_w} = \frac{c}{l_w} - \frac{1}{600\delta'_u/h'_w}$
	Espesor		No se especificaba dicha condición.	$\geq 30 \text{ cm}$.	
	Ordinarios	Refuerzo transversal	Separación longitudinal	$\leq 20 \text{ cm}$	$\leq 20 \text{ cm}$ Adicionalmente, en las zonas donde el refuerzo vertical pueda fluir: \leq al menor valor entre: <ul style="list-style-type: none"> $6d_b$ de la menor barra y 20 cm
	Diseño por carga axial	Sección de diseño	21.9.5.2	No se especificaba dicha condición.	Al verificar el diseño de las secciones transversales, se debe considerar la sección completa.
carga axial		21.9.5.3	No se especificaba dicha condición.	$P_u \leq 0.35f'_c A_g$	
Capacidad de curvatura		21.9.5.4	No se especificaba dicha condición.	Cuando $h_w/l_w \geq 3$, la sección crítica deberá ^[5] tener $\phi > \phi_u$, donde: <ul style="list-style-type: none"> $\phi_u = \phi_u = \frac{2\delta_u}{H_t l_w} = \frac{\epsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c}$ ó $\phi_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p(H_t - \frac{l_p}{2})} + \phi_e = \frac{\epsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c}$ 	
^[4] No debe exceder 15cm, ni es necesario que sea menor que 10 cm ^[5] Se debe verificar la sección transversal completa con la carga axial P_u , considerando todo el refuerzo longitudinal. * Las secciones hacen referencia a la normativa del ACI 318 ya sea que se agreguen o reemplacen. Nota: Las unidades de las fórmulas se encuentran en el sistema MKS.					

Nuevas disposiciones generales al Decreto Supremo DS. 61 que fija los requisitos del diseño sísmico de edificios.

Los cambios se enfocaron principalmente a la clasificación de los suelos y el espectro de diseño.

En el Decreto 117, se incrementó la exigencia en cuanto a las velocidades de propagación de la onda de corte, lo que implica el aumento de la demanda en las edificaciones con relación a la norma de 2009.

Las gravas fluviales densas de Santiago se encontraban dentro de la clasificación de suelo tipo II por causa de las nuevas exigencias referentes a la transmisión de onda de corte, dejando en la clasificación de suelo tipo III a las arenas que se encuentran sobre mantos rocosos, a las arenas densas y a las zonas donde se pudo apreciar un comportamiento excelente.

Esta disposición fue eliminada, ahora en el DS. 61 se han clasificado los suelos con relación a su comportamiento sísmico esperado. También se establecen las propiedades geotécnicas de requisito mínimo para cada tipo. En el nuevo decreto se define un suelo intermedio entre II y III el cual equivale a C (la nomenclatura ahora varía desde A hasta E de forma decreciente con relación al comportamiento de los suelos ante el sismo).

En cuanto al espectro de diseño, se había modificado considerablemente en el decreto 117 pero se retornó a la idea de utilizar el original de la norma 433 antes del 2010 realizándose algunas pequeñas modificaciones al mismo.

Básicamente estamos manteniendo el espectro de la norma original, con retoques menores en el cálculo de las deformaciones, lo que me parece bien porque no podemos negar esos espectros, bajo los cuales habían 25 mil edificios calculados y las fallas no pasaban del orden del 0,2 a 0,3%, comenta Santolaya. (BIT 84, Mayo 2012)

También, se incorporó una nueva exigencia con respecto al desplazamiento lateral de diseño en el techo. Según la nueva exigencia, se determinaría como el incremento del 30% de la ordenada del espectro elástico de desplazamientos, para un amortiguamiento del 5% respecto al crítico, correspondiente al período de mayor masa traslacional calculado con las secciones agrietadas. Ello se expresa como:

$$\delta_u = 1.3S_{de}(Tag) \quad (3-6)$$

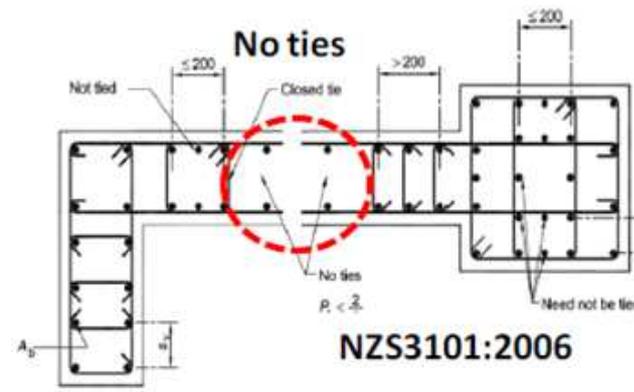
Diferencias entre las distintas normativas, incorporando algunas especificaciones de la Norma Neozelandesa NZS 3101:2006 Concrete Structures Standard

Entre todas las modificaciones expuestas en este capítulo, se observan discrepancias menores. Entre ellas podemos encontrar principalmente lo referente al espesor mínimo requerido; Chile y ACI 318 siguen la misma filosofía de castigar a los muros de espesor delgado. Sin embargo, en el DS. 60 se exige un espesor mínimo de 30 cm siempre que se requiera confinamiento y ACI 318:2014, solo lo exige en algunos casos.

Otra diferencia importante es la restricción aplicada por parte de Chile a la deformación de agotamiento del concreto y de la carga axial. ACI 318, así como la Norma Neozelandesa NZS3101:2006¹¹, no presentan este requisito.

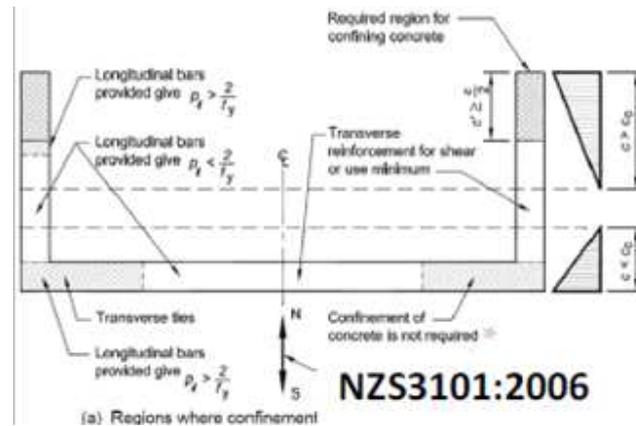
Chile exige doble capa de refuerzo para todos los casos, mientras que ACI lo hace ocasionalmente.

En cuanto al confinamiento, Chile lo calcula en función de los desplazamientos que ocurran en el sismo, mientras que ACI 318 es más conservador. No obstante, se debe tomar en cuenta que el código del ACI 318 es el guía principal para muchos países de Latinoamérica como Costa Rica, Ecuador, Chile, Venezuela entre otros. NZS3101:2006 sigue la misma filosofía de ACI 318, aunque la forma de calcular δ_u es diferente. En la Figura 3-6 se muestran las disposiciones de detallado neozelandesas:



a) Espaciado del acero transversal según disposiciones neozelandesas

¹¹ Norma Neozelandesa *Concrete Structures Standard* del año 2006.



b) Zonas confinadas

Figura 3-6: Requisitos de confinamiento según NZS 3101:2006

Fuente: Bonelli et al. (2012)

En cuanto al área del refuerzo transversal, ACI 318:2008 y el DS. 60 se rigen bajo las mismas condiciones. Sin embargo, en lo que se sabe del ACI 318:2014, se agrega otra fórmula para calcular el área del acero transversal.

ACI 318:2014 deja en función del espesor del muro las separaciones transversales y longitudinales del refuerzo. En Chile, se basan también en el mismo principio.

En NZS 3101:2006, el espaciado admisible de elementos transversales se encuentra estipulado explícitamente en orden de prevenir pandeo del refuerzo. Aun así, un espaciado tan grande como 450 mm puede usarse en algunos casos.

También pequeñas diferencias en el refuerzo transversal de los Miembros Ordinarios de Borde se encuentran presentes.

Se presentan las principales diferencias de Fondonorma 1753 en cuanto a la normativa internacional más reciente en la Tabla 3-5. En el *Apéndice A* se muestran las diferencias entre los valores máximos y mínimos de separaciones del refuerzo de confinamiento en la dirección transversal y longitudinal, con el fin de conocer la vigencia de la Norma Venezolana en este aspecto.

Tabla 3-5: Diferencias entre ACI 318, DS. 60 y Fondonorma 1753:2006

Criterios de diseño		*	ACI 318:2014	DS.60	Fondonorma 1753
General	Espesor mínimo	14.5.3.1	<ul style="list-style-type: none"> $b \geq h_u/16$. También, si <ul style="list-style-type: none"> $h_w/l_w \geq 2$ y $c/l_w \geq 3/8$, el espesor mínimo de muros será de 30 cm. 	<ul style="list-style-type: none"> $\geq l_u/16$ Los muros de espesor inferior, deberán ser diseñados considerando los problemas de inestabilidad que pudiesen afectar su comportamiento.	El menor entre <ul style="list-style-type: none"> 10 cm $\frac{L_n}{25}$ $L_w/25$ Muros con miembros de borde <ul style="list-style-type: none"> $\frac{L_n}{16}$ ó b_w
	Doble Capa	21.9.2.2	Cuando V_u exceda <ul style="list-style-type: none"> $0.53A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ ó $h_w/l_w \geq 2$. 	Todos los muros resistentes a sollicitaciones sísmicas se deben armar con al menos dos capas de refuerzo.	Cuando V_u exceda <ul style="list-style-type: none"> $0.53A_{cv}\sqrt{f'_c}$
	Segmentos	R21.9.1, 21.9.8	Se inserta Sección para segmentos verticales definidos según R21.9.1 Ver Tabla 3-1	No existen estas disposiciones.	No existen estas disposiciones.
	Carga Axial	21.9.5.3	No existe restricción	No deberá ser menor a $0.35f'_c A_g$.	A partir de 0.35 No se diseña como columna
	Refuerzo en la longitud de empalme	21.9.2.3 e)	No existe este requisito.	Si: <ul style="list-style-type: none"> $\rho_{be} > \frac{28}{f_y}$ ó $rec < 2d_b$, En el plano vertical de las barras empalmadas se deberá cumplir $A_{tr}f_{yt}l_d/s \geq A_b f_y$	No existe este requisito.
	Miembros de Borde	General			
Refuerzo longitudinal			No existe este requisito.	$d_b \leq 1/9e$	No existe este requisito.
Diámetro mínimo		21.9.2.4 a)			
Especiales	Solo si:	21.9.6.2	$c \geq \frac{l_w}{600(1.5\delta_u/h_w)}$ <ul style="list-style-type: none"> $\delta_u/h_w \geq 0.005$ 	$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$	$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$ <ul style="list-style-type: none"> $\frac{\delta_u}{h_w} \geq 0.007$
	Refuerzo transversal		No existe este requisito.	$\geq 1/3$ del d_b longitudinal que sujeta	No existe este requisito.
Diámetro mínimo	21.9.2.4 b)				

* Las secciones hacen referencia a la normativa del ACI 318:2011 ya sea que se agreguen o remplacen.
Nota: Las unidades de las fórmulas se encuentran en el sistema MKS.

Tabla 3-5: Diferencias entre ACI 318, DS. 60 y Fondonorma 1753:2006

Criterios de diseño		*	ACI 318:2014	DS.60	Fondonorma 1753		
Miembros de borde	Especiales	Refuerzo transversal	Doblez de ganchos	21.9.6.3	Estribos de una rama que terminan alternamente con ganchos de 90° y 135°.	Deben tener ambos extremos doblados en un ángulo $\geq 135^\circ$	Se recomienda usar ligaduras cerradas o de una rama con ganchos de 135°
			Área total estribos de confinamiento [1]	21.9.6.4 b)	$A_{sh} \geq$ <ul style="list-style-type: none"> $0.09sb_c f'_c / f_{yt}$ $0.3sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$ 	$A_{sh} \geq 0.09sb_c f'_c / f_{yt}$	$A_{sh} \geq 0.09sb_c f'_c / f_{yt}$
			Separación en la dirección transversal	21.9.6.2	$h_x \leq$ <ul style="list-style-type: none"> 36cm $\frac{2}{3}b$ 	$h_x \leq$ <ul style="list-style-type: none"> 20 cm $b/2$ 	$h_x \leq$ <ul style="list-style-type: none"> 35cm.
			Separación en la dirección vertical.	21.6.4.3 c)	El menor valor entre <ul style="list-style-type: none"> $b/3$ $6d_b$ $s_o = 10 + \left(\frac{35.5-h_x}{75} \right)^{[2]}$ 	El menor valor entre <ul style="list-style-type: none"> $b/2$ $6d_b$ $s_o = 10 + \left(\frac{35-h_x}{3} \right)^{[2],[3]}$ 	El menor valor entre <ul style="list-style-type: none"> $b/4$ $6d_b$ $s_o = 10 + \left(\frac{35-h_x}{3} \right)^{[2],[3]}$
	Refuerzo longitudinal del alma en el miembro	Anclaje del refuerzo longitudinal del alma	21.9.6.4 e)	l_{at}, l_{dh} y l_d Deberán tener una separación ≤ 15 cm del borde del muro. ^[2]	No existe este requerimiento	No existe este requerimiento	
		Exigencia o no del gancho	R21.9.6.4	Ver Figura 3-2	No existe el requerimiento ilustrado en la Figura 3-2	No existe el requerimiento ilustrado en la Figura 3-2	
Ordinarios	Separación longitudinal		Se agrega: <ul style="list-style-type: none"> $s \leq 20$cm $8d_b$ y donde se espere la cederencia: $s \leq$ <ul style="list-style-type: none"> 15cm $6d_b$ 	≤ 20 cm y en las zonas donde el refuerzo vertical pueda ceder: <ul style="list-style-type: none"> \leq al menor valor entre: <ul style="list-style-type: none"> $6d_b$ de la menor barra ϕ 20cm 	<ul style="list-style-type: none"> $s \leq 20$cm 		
^[1] Las fórmulas corresponden a estribos rectangulares. ^[2] No deberá exceder 15 cm. No es necesario que sea menor a 10 cm ^[3] Ver Tabla 3-3 para ampliar información * Las secciones hacen referencia a la normativa del ACI 318 ya sea que se agreguen o remplacen. Nota: Las unidades de las fórmulas se encuentran en el sistema MKS.							

Capítulo 4.- Discusión sobre los criterios de diseño para muros estructurales

Aun tratándose de un muro estructural con sus mismas características geométricas y propiedades mecánicas, y sometido a las mismas solicitaciones, los criterios de diseño pueden variar según la filosofía que se adopte, consiguiéndose resultados diferentes en cuanto a la cantidad y disposición del acero de refuerzo. Como resultado, se obtendrán muros estructurales que describen comportamientos diferentes acorde a lo esperado por cada criterio, aunque ambos cumplen para resistir de forma eficiente las solicitaciones actuantes.

En este trabajo se estudian, a través de ejemplos ilustrativos, los criterios adoptados por el Dr. Ing. Luis Fargier¹², quien diseña según las especificaciones de ACI 318 y adopta una serie de simplificaciones para determinar la cantidad de acero vertical en los bordes del muro y la profundidad del eje neutro c . Al mismo tiempo, se analizan los criterios del Ing. Denis Rodríguez¹³, quien toma las recomendaciones de Fondonorma 1753, que a su vez se basa en ACI 318 incorporando los criterios de la entonces *Uniform Building Code* UBC 97 (actual *International Building Code, IBC*). Para calcular el área de acero vertical y estimar la profundidad del eje neutro c , el Ing. Denis Rodríguez recurre al uso de ábacos.

Ambos criterios se basan en simplificaciones prácticas, debido a la dificultad que representa determinar la profundidad del eje neutro c en una sección transversal de muro con un número considerable de capas de acero dispuestas a lo largo del mismo. Por ello, se procede a un trabajo de verificación de los resultados obtenidos a partir de la construcción de los Diagramas N-M de cada muro, proponiéndose además una simplificación práctica para dibujar el tramo de interés del diagrama de forma manual sin recurrir en errores considerables. Se utilizaron hojas de cálculo a partir del programa Microsoft Excel para realizar estos cálculos, de forma de abarcar los conceptos teóricos y hacer las comparaciones respectivas. El uso de ETABS para el diseño de muros estructurales se recomienda como una herramienta eficaz para el diseño de muros, con las consideraciones señaladas en este trabajo tomadas de Fernández y Montes (2008).

¹²El Dr. Luis Fargier Gabaldón es profesor de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Los Andes (ULA) y director de la firma consultora Ingeniería de Estructuras.

¹³El Ing. Denis Rodríguez es profesor de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Metropolitana (UNIMET) y profesor de postgrado en la Universidad Católica Andrés Bello (UCAB). Director en José Bolívar & Denis Rodríguez Ing. Est.

Posteriormente, se adapta el ejemplo a las consideraciones expuestas por el Decreto Chileno DS. 60, como medio para comparar algunos de los requisitos exigidos en la práctica chilena al diseño de muros estructurales. Si bien el código chileno se basa en ACI 318-08, sus disposiciones particulares para la verificación de muros resulta importante de contrastar, particularmente, con la práctica constructiva venezolana. Esta discusión se centra en la conveniencia o no del uso de sistemas tipo túnel en zonas de alto riesgo sísmico.

En cuanto a las exigencias de la normativa neozelandesa NZS 3101:2006, resulta importante resaltar las consideraciones especiales que se presentan para determinar la resistencia al corte por capacidad, amplificando la demanda de fuerza cortante. Un criterio similar se presenta en las recomendaciones publicadas por la *Structural Engineers Association of California* (SEAOC), mientras que ACI 318 no las toma en cuenta en las actualizaciones de su normativa.

Como contribución de este trabajo al diseño de muros estructurales, se presenta formalmente una metodología propuesta por el Dr. Luis Fargier (Conversación personal, 07/09/2013). En ella, se realiza una interpretación alternativa de ACI 318-11, con el propósito de determinar la necesidad o no de colocar miembros de borde a partir de la carga axial actuante, comparando con un valor de carga axial resultante de la condición exigida por ACI 318 a partir de la profundidad del eje neutro c . Con ello, se pretende simplificar este cálculo por medio de la utilización de ábacos, considerando el concepto de carga axial como un parámetro más sencillo de determinar e interpretar por los ingenieros, en comparación al eje neutro del muro.

Previo a la resolución de los ejemplos ilustrativos, se presentan una serie de comentarios con respecto a la validez de los criterios de Cárdenas y Magura en los sistemas tipo túnel, así como la discusión en torno al uso de ETABS para diseñar muros estructurales acordes con la normativa venezolana. Finalmente, se señalan los criterios de organizaciones diferentes a la ACI que no son abordados a profundidad en este trabajo, ya que la Norma Venezolana se basa principalmente en las recomendaciones de ACI. Sin embargo, resulta importante conocer los comentarios que tienen al respecto estas organizaciones para una interpretación cabal del estado del arte, así como el seguimiento de las nuevas investigaciones.

Método de Cárdenas y Magura para muros típicos de los sistemas tipo túnel

Una metodología que sigue teniendo vigencia a pesar del tiempo para determinar la resistencia a flexión en muros, se basa en las fórmulas propuestas por Cárdenas y Magura (1973). Estas fórmulas eran parte de la normativa norteamericana en el código ACI 318-71. Para entonces, los muros eran diseñados con acero uniformemente distribuido en toda su longitud, sin ser necesaria la colocación de miembros de borde. Esta metodología resulta en cálculos sencillos que pueden realizarse de forma manual, estando respaldados por investigaciones de la Portland Cement Association (PCA) que abarca un considerable número de ensayos realizados.

Según Cárdenas y Magura (1973), la resistencia a flexión de muros rectangulares con una distribución uniforme del refuerzo vertical y sometidos a una carga axial menor a la cual produce una condición de falla balanceada, se puede aproximar a:

$$Mu = 0.5 \phi As Fy Lw \left(1 + \frac{Nu}{As Fy}\right) \left(1 - \frac{c}{Lw}\right) \quad (4-1)$$

En la Figura 4-1 se ilustran las suposiciones adoptadas por Cárdenas y Magura. Esta investigación también propone una fórmula para calcular la profundidad del eje neutro c . Del equilibrio de fuerzas, se tiene la profundidad del eje neutro como:

$$\frac{c}{Lw} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0.85\beta_1} \quad (4-2)$$

donde,

$$\omega = \frac{\rho_v Fy}{Fc}$$

$$\alpha = \frac{Nu}{Lw bw Fc}$$

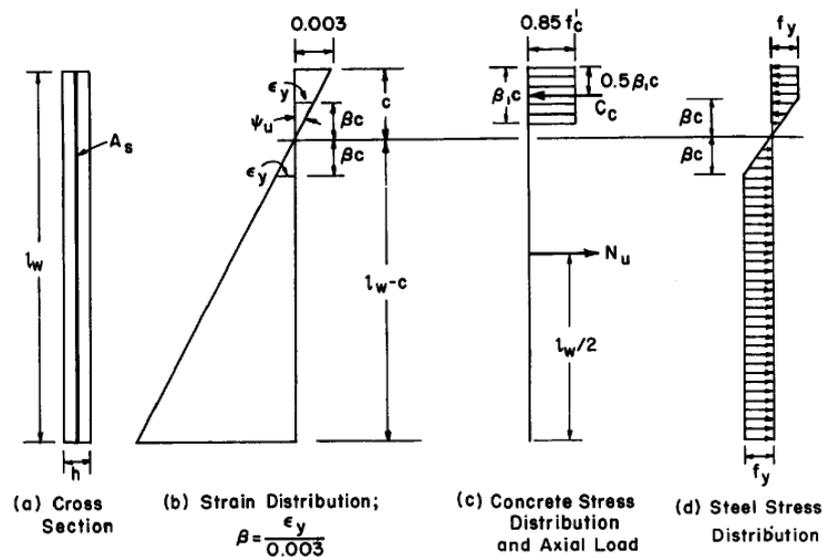


Figura 4-1: Hipótesis para la resistencia a flexión en muros rectangulares

Fuente: Cárdenas y Magura (1973)

ACI 318-71 ya restringía la cuantía mínima de acero vertical a $\rho_v \geq 0.0025$, necesario para resistir fuerzas cortantes. La filosofía de esta Norma argumentaba que esta cuantía mínima de refuerzo por corte era adecuada para que el muro desarrollara su resistencia a flexión.

Si bien la práctica constructiva actual, basándose en ACI 318, ha llevado al diseño de muros estructurales con acero concentrado en los extremos y con miembros de borde, en Venezuela se tiene el caso particular de los edificios construidos con sistemas tipo túnel. Según el Ing. José Manuel Velásquez¹⁴ (Conversación personal, 15/08/2013) estos edificios de muros estructurales poseen las siguientes características:

- Suelen ser edificios bajos de 5 a 6 pisos, y hasta 10 pisos.
- Presentan luces cortas, entre 3 a 3.5 metros, para permitir la rapidez de desencofrado esperada de estos sistemas (1 día) sin que las losas se deformen por la poca resistencia del concreto. Estos sistemas deben su fama a la rapidez de construcción, un parámetro que algunos constructores valoran más que el ahorro en costos de materiales.
- El encofrado permite construir cualquier espesor de muro, pero en la práctica usual los espesores rondan entre 12 cm y 25 cm para edificios bajos de 5 a 6 pisos.
- Poseen un área de muros en planta que representa alrededor del 4.5% del área total, muy por encima de los edificios de pórticos, que oscilan normalmente entre 0.8-1.2%.
- Son sistemas muy rígidos, y su bajo espesor de muros los hace frágiles. Tomando en cuenta solo estos factores, el comportamiento sería muy deficiente. Pero estos sistemas tienen un área de muros en planta muy elevada, lo que los hace mucho más resistentes que los sistemas de pórticos (hasta 4 veces más). De allí su buen comportamiento.
- Hasta el momento, estos edificios han resistido sin ningún tipo de problemas los terremotos registrados en Venezuela, particularmente el sismo de Cariaco de 1997.

En cuanto a su armado, la práctica usual suele ser la colocación de acero uniformemente distribuido a lo largo del muro utilizando mallas electrosoldadas, lo que conlleva que puedan aplicarse las fórmulas de Cárdenas y Magura. En los extremos solo se alcanza a colocar aceros en forma de "U" para hacer las veces de confinamiento, trabando los aceros horizontales a él. No resulta posible la colocación de miembros de borde debido a dificultades

¹⁴El Ing. José Manuel Velásquez es profesor del Dpto. de Estructuras de la Universidad Católica Andrés Bello y de la Universidad Central de Venezuela (UCV), con amplia experiencia en la construcción de edificios con sistemas tipo túnel.

constructivas. En la Figura 4-2 se presenta un edificio en construcción, donde pueden observarse algunas de las características descritas anteriormente.



Figura 4-2: Edificio con sistema tipo túnel en construcción
Fuente: Rondón (2011)

Discusión sobre la utilización de sistemas tipo túnel en zonas de alto riesgo sísmico

La discusión que plantea este trabajo se centra en la esbeltez de estos muros que, por ser tan delgados, no permiten la colocación de miembros de borde en sus extremos. Esta práctica constructiva es vista con cuidado desde Chile. El Ing. Patricio Bonelli (Correo electrónico, 20/08/2013) considera que estos sistemas son resistentes, pero extremadamente frágiles por el bajo espesor de muros, y basta que un sismo les imponga un desplazamiento mayor que el que produce la cedencia de la armadura para que falle el borde a compresión o el alma por compresión diagonal. Estima, además, que con desplazamientos en el techo del orden del cinco por mil no presentarán problemas, y solo recomienda su implementación en zonas de baja demanda sísmica.

Este argumento contrasta con los presentados por el Ing. José Manuel Velásquez (Conversación personal, 15/08/2013). Según su criterio, las bondades de los sistemas tipo túnel para resistir cargas sísmicas no solo se deben a su elevada área de muros en planta, sino a la contribución de las losas. Las luces cortas, típicas de los sistemas tipo túnel, así como sus bajas alturas de piso, les proporcionan una mayor rigidez a la estructura. Por ello, la totalidad de la estructura tenderá a comportarse como un bloque, en el cual trabajan conjuntamente todos los muros conectados por diafragmas rígidos. En cambio, edificios de muros

estructurales con grandes luces y elevadas alturas de piso ocasionan que los muros tiendan a trabajar independientemente, con unas losas que pueden llegar a flectar y comportarse como diafragmas flexibles. En Chile, los valores de diseño del indicador de área de muros en planta se ha reducido en los últimos años de 2 a 3% hasta 1% o menos en construcciones recientes (Bonelli et al., 2012), siendo prueba de las diferencias existentes entre los edificios de muros y duales pórtico-muro en Chile contra los sistemas tipo túnel venezolanos.

El Ing. José Manuel Velásquez soporta sus argumentos en el buen desempeño sismorresistente que han presentado hasta ahora los edificios tipo túnel en Venezuela, siendo una alternativa para la construcción de *edificios de vivienda de interés social*.

Debido a que los ensayos realizados en muros no suelen contemplar la contribución de las losas para restringir el desplazamiento, no se puede establecer una conclusión hasta el momento sobre la conveniencia de seguir utilizando o no los sistemas tipo túnel en zonas de alto riesgo sísmico. La evidencia en Venezuela ha demostrado que estos sistemas son capaces de resistir terremotos de forma eficiente, pero en Chile existen críticas que se basan en sus experiencias de 2010.

Los autores de este trabajo recomiendan que las organizaciones que dispongan de los equipos y el presupuesto para realizar este tipo de ensayos realicen una investigación sobre la contribución de las losas en el comportamiento de los muros, específicamente en muros delgados sin miembros de borde, con el objetivo de establecer la conveniencia o no de estos sistemas en zonas de alto riesgo sísmico. Eshghi & Tavafoghi (2012) recogen una serie de estudios que se han venido realizando, resaltando la importancia de la interacción muro-losa en el comportamiento sismorresistente de los Sistemas tipo túnel, así como la tendencia a presentarse fallas frágiles ante cargas cíclicas. Para más detalles sobre los Sistemas tipo túnel y otras variantes constructivas en Venezuela, se recomienda consultar Rondón (2011).

Finalmente, teniendo en cuenta la cantidad de edificios que se construyen en Venezuela utilizando estos sistemas, se propondrán investigaciones adicionales para una futura revisión de la normativa venezolana, de forma de evaluar la conveniencia o no de establecer especificaciones especiales para estos casos.

El uso de ETABS en el diseño de muros estructurales

El software ETABS es una herramienta muy útil para el cálculo estructural, y sus funciones permiten diseñar sistemas de muros estructurales. Su aplicación para el diseño según la normativa venezolana ya ha sido estudiado por Fernández y Montes (2008), en un Trabajo de Grado que contó como profesor guía con el Ing. Eduardo López ¹⁵.

¹⁵El Ing. Eduardo López es profesor de pregrado y postgrado del Dpto. de Estructuras en la Universidad Católica Andrés Bello (UCAB). Dedicado a proyectos de Ingeniería Estructural, edificios de acero y concreto, rehabilitación sismorresistente de edificaciones, entre otros.

Dicho trabajo contempla que el programa ETABS se basa en los criterios de diseño de ACI 318 y de UBC 97. Dichas normas presentan ciertas diferencias con la normativa venezolana; entre ellas, destacan el criterio de la Norma Venezolana de nunca despreciar la resistencia al corte del concreto, así como exigir una longitud diferente de miembros de borde a la propuesta por UBC 97. Por esas razones, Fernández y Montes (2008) recomiendan realizar una serie de modificaciones a las salidas arrojadas por el programa, para adaptarlas a los requisitos que exige Fondonorma 1753:2006. Entre ellas, destacan la inclusión de la resistencia al corte del concreto V_c en ciertas ocasiones donde ACI 318 y UBC 97 la desprecian. A su vez, recomiendan diseñar según UBC 97 para determinar la longitud de miembros de borde y modificarla según Fondonorma 1753, para luego diseñar según ACI 318 para obtener la longitud de confinamiento.

Entre otras de las bondades con las que cuenta ETABS, resaltan la generación de los Diagramas N-M para la verificación a flexión de cualquier sección y tipo de arreglo, así como la posibilidad de someter al muro a un análisis dinámico para determinar las fuerzas de diseño. Según el Ing. Eduardo López (Correo electrónico, 03/09/2013), el programa permite introducir un espectro de la Norma y el programa se encarga de generar las solicitaciones por sismo basándose en un análisis modal. A su vez, permite obtener los desplazamientos y/o derivas de piso, ya sea de forma gráfica o mediante una salida tabulada que podría exportarse a otros programas como Microsoft Excel.

Si bien ETABS provee de esta serie de bondades, Fernández y Montes (2008) encuentran en su trabajo el inconveniente de tener que alternar la utilización de las Normas UBC 97 y ACI 318 para determinar la longitud de miembros de borde con la primera y la longitud de confinamiento con la segunda. Es decir, para cumplir con la normativa venezolana, el ingeniero debe pasearse en la utilización alternada de dos normas internacionales, lo cual representa un inconveniente que debería simplificarse en el futuro.

Este trabajo pretende aportar un modelo para resolver el problema, el cual se recomienda que sea utilizado con las nuevas versiones de ETABS y la futura normativa norteamericana ACI 318-14. Pueden aprovecharse las herramientas del programa para construir los Diagramas N-M que se proponen como ábacos para el diseño de muros, los cuales en este trabajo fueron construidos a partir de hojas de cálculo de Microsoft Excel para demostrar su determinación y recomendar una serie de simplificaciones prácticas.

Otras discusiones vigentes sobre los criterios adoptados por ACI 318

Actualmente, la Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006 se basa en las actualizaciones de la normativa norteamericana ACI 318 como una de sus fuentes más importantes para acceder a los avances en materia de diseño de estructuras de concreto reforzado. Aun así, resulta importante conocer los comentarios que publican otras organizaciones de reconocida influencia en los Estados Unidos, como lo es la *Structural Engineers Association of California* (SEAOC).

Entre las principales diferencias que presenta esta escuela de ingenieros con respecto al comité de ACI, destaca la consideración de amplificar la demanda de corte por un factor de mayoración ω_v y un factor de sobrerresistencia Ω_o . Según el *International Building Code* (IBC 2006), el *SEAOC Blue Book* requiere que la resistencia de diseño al corte ϕV_n no debe ser menor al corte asociado al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del muro; criticando que el diseño para la fuerza cortante basado en los códigos de la *American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7-05*, y ACI 318, típicamente no logran este objetivo. En la Figura 4-3 se muestra un esquema de los diagramas amplificados de corte y momento.

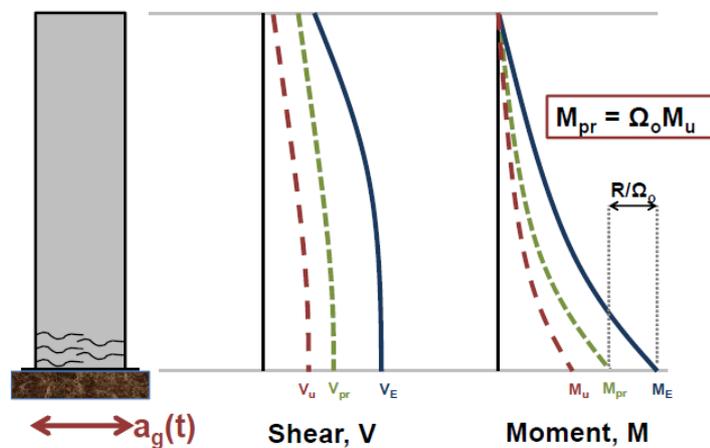


Figura 4-3: Diagramas amplificados de corte y momento

Fuente: Lehman & Lowes (2013)

SEAOC adopta este criterio de la actual Norma Neozelandesa NZS 3101, basándose en los trabajos publicados por Paulay and Priestley (1992), así como en las investigaciones más recientes desarrolladas por Priestley et al. (2007), entre otras. Un estudio detallado de las estas investigaciones se presenta en Pugh (2012). Un ejemplo ilustrativo para la determinación de la demanda amplificada de fuerza cortante según los criterios de NZS 3101 se muestra en el Capítulo 5.

Además, recientemente se han realizado estudios experimentales que abordan estas consideraciones. Lehman & Lowes (2013) de la Universidad de Washington en Seattle, presentaron sus conclusiones, entre las cuales señalan que "los códigos de diseño estadounidenses actuales subestiman la demanda de corte en muros". Se recomienda seguir de cerca esta corriente de estudios y los comentarios de ACI al respecto.

Capítulo 5.- Ejemplos ilustrativos

Con el objetivo de evaluar y comparar los diferentes criterios aplicados en el diseño de muros estructurales en la actualidad, se diseñó el primer nivel (Nivel 1) de un muro sometido a unas mismas fuerzas y en iguales condiciones, para cada caso. En este trabajo se evaluaron las recomendaciones propuestas por el Dr. Luis Fargier y el Ing. Denis Rodríguez para el diseño de un mismo muro estructural. En ellos, se comparan los criterios de diseño de ACI 318 y la normativa venezolana Fondonorma 1753:2006, siendo esta última una interpretación de ACI 318 en conjunto con recomendaciones de la entonces *Uniform Building Code* UBC 97 (actual IBC).

Posteriormente, se procedió a confrontar los resultados obtenidos en cada caso, analizando sus implicaciones en el detallado final del muro; tomando en cuenta los criterios establecidos en ACI 318-11. Los criterios empleados por estos autores representan una serie de simplificaciones prácticas, las cuales se sometieron a verificación a partir de la construcción rigurosa del Diagrama N-M. Se plantearon a su vez algunos criterios para realizar la verificación de forma más sencilla.

Se realizaron cálculos específicos para tomar en cuenta los factores más resaltantes del Decreto Chileno DS. 60 para la verificación de muros estructurales, así como también se estudió el criterio de la Norma Neozelandesa NZS 3101 para la resistencia al corte por capacidad.

A partir de las observaciones realizadas, se presentaron una serie de recomendaciones para el análisis y diseño de muros, teniendo en cuenta la dificultad para calcular la profundidad del eje neutro c .

Simplificaciones adoptadas para los datos iniciales

En la Figura 5-1 se muestra la vista en planta del edificio estudiado.

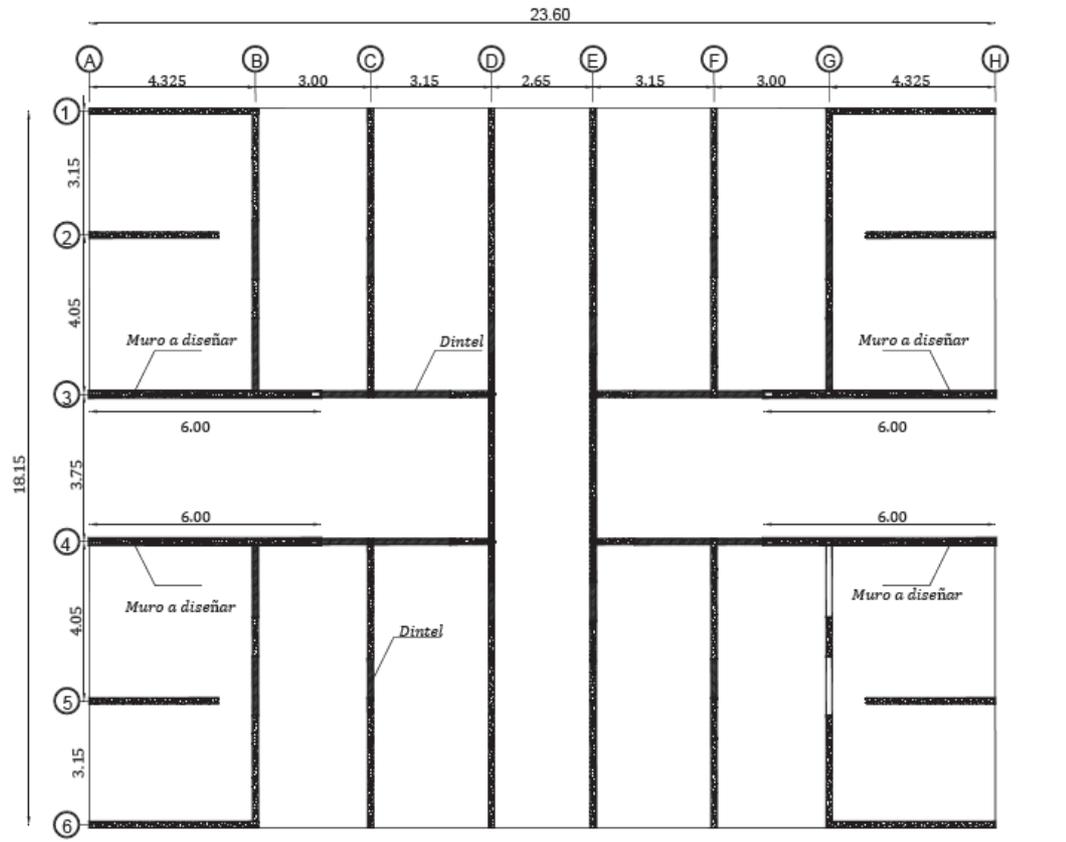


Figura 5-1: Vista en planta del edificio.

Fuente: Fargier (2010)

La estructura consiste en un edificio de trece (13) pisos, con una altura de piso de 2.60 metros. El muro a diseñar se encuentra en los ejes 3 y 4, y sus características geométricas se presentan en la Figura 5-2. En cuanto a las propiedades mecánicas de sus materiales, se suponen una resistencia especificada del concreto $F_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$ y una tensión de cedencia del acero de refuerzo $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$. Para este ejemplo se diseñó un solo muro.

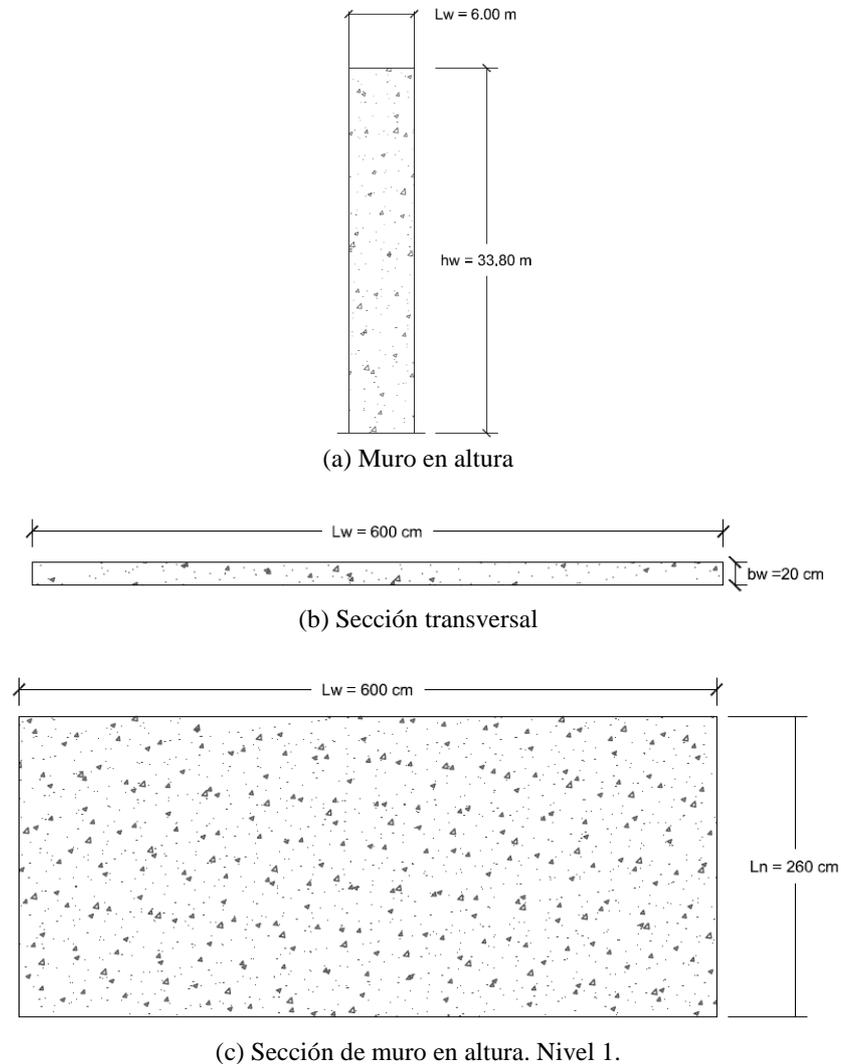


Figura 5-2: Características geométricas del muro estudiado

Fuente: Elaboración propia

Por tratarse de un ejemplo ilustrativo, se tomaron una serie de simplificaciones para obtener los datos que son comunes a ambos ejemplos, a partir de los cuales se procedió a la comparación de criterios. Estas simplificaciones se basan en los criterios supuestos por Fargier (2010). Para un análisis riguroso, puede utilizarse ETABS para obtener los datos que a continuación se muestran.

Del análisis sísmico de la estructura se obtuvo el resultado de la fuerza cortante basal en el muro, $V_{o_{muro}} = 65.28 \times 10^3 \text{kgf}$. Por no ser el objeto de estudio de este trabajo, se usaron los

valores suministrados por Fargier (2010) en su Ejemplo 17.1. La Norma Venezolana COVENIN 1756:2001 en su Capítulo 9 aborda los distintos métodos de análisis según las características de la estructura. A pesar de tratarse de un edificio con más de 10 pisos, las cargas laterales fueron determinadas a partir del Método Estático Equivalente, considerándose un método sencillo que arroja resultados conservadores.

Para el caso de la carga axial actuante, se supondrá una carga unitaria de $1 \times 10^3 \text{kgf/cm}^2$ por piso, y un área tributaria del muro de 13.5m^2 . Este caso de carga axial se supone como el más desfavorable de las combinaciones de carga. Para obtener este valor en un caso real, deben evaluarse los casos de carga enumerados en Fondonorma 1753:2006 en su Capítulo 9.

Nótese que este ejemplo no contempla el criterio de la fuerza concentrada en el tope del muro, el cual debe ser incorporado en un análisis estático riguroso. En cuanto a la aceleración espectral, se toma el valor de $A_{D1} = 0.70g$ para el caso elástico, es decir, para un factor de reducción de respuesta $R = 1$, como fue señalado por Fargier en su ejemplo.

Los datos expuestos anteriormente a partir de los cuales se parte para la comparación de criterios de diseño, se ilustran en la Tabla 5-1

Tabla 5-1: Datos del ejemplo

Ln	Pisos	A_{tribut}	Fc	Fy	bw	A_{D1}	Lw
(m)	adim	(m ²)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(m)	(m/s ²)	(m)
2.60	13	13.5	250	4200	0.20	0.70g	6.00

A partir de la resolución del Método Estático Equivalente, las cargas actuantes en el Nivel 1 se muestran en la Tabla 5-2.

$$F_i = V_{o_{muro}} * \frac{w_i * h_i}{\sum w_i * h_i} \quad (5-1)$$

$$V u_i = V u_{i+1} + F_i \quad (5-2)$$

$$M u_i = M u_{i+1} + V u_i * h_i \quad (5-3)$$

$$P u_i = P u_{i+1} + w_i * A_t \quad (5-4)$$

donde,

$V_{o_{muro}}$: fuerza cortante basal a la cual se encuentra solicitado el muro

h_i : altura medida desde la base del muro hasta el tope del piso estudiado

w_i : peso total del piso, suponiendo un peso unitario de $1 \times 10^3 \text{ kgf/m}^2$

$\sum w_i * h_i$: sumatoria del producto del peso de cada piso por su altura con respecto a la base.

F_i : carga lateral a la cual se encuentra solicitado en muro en cada piso.

V_{u_i} : fuerza cortante a la cual se encuentra solicitado el muro en cada piso

M_{u_i} : momento flector al cual se encuentra solicitado el muro en cada piso

N_{u_i} : carga axial a la cual se encuentra solicitado el muro en cada piso

A_t : área tributaria del muro

Tabla 5-2: Cargas actuantes en el Nivel 1

Carga lateral (F)	Fuerza cortante (Vu)	Momento actuante (Mu)	Carga axial (Nu)
($\times 10^3 \text{ kgf}$)	($\times 10^3 \text{ kgf}$)	($\times 10^3 \text{ m-kgf}$)	($\times 10^3 \text{ kgf}$)
0.7	65.28	1528	176

A continuación, se procede a diseñar el muro según los dos criterios señalados de forma separada, para luego dar lugar a un estudio comparativo.

Criterios del Dr. Luis Fargier

1) Verificación de la esbeltez del muro

Suponiendo muros con miembros de borde,

$$\frac{Ln}{bw} \leq 16$$

$$\frac{2.60 \text{ m}}{0.20 \text{ m}} \leq 16 \quad \dots \quad 13 \leq 16 \quad \dots \text{Verifica}$$

2) Diseño por flexo-compresión

2.1) Estimación de la profundidad del eje neutro c , y del área de acero vertical en los bordes

Como criterio simplificado, Fargier supone que todo el acero vertical, a compresión y tracción, está concentrado a una distancia d' igual a 0.50 m de los bordes del muro. Se ignora la contribución del acero vertical de refuerzo en el alma. En la Figura 5-3 se muestra un esquema que representa estas suposiciones.

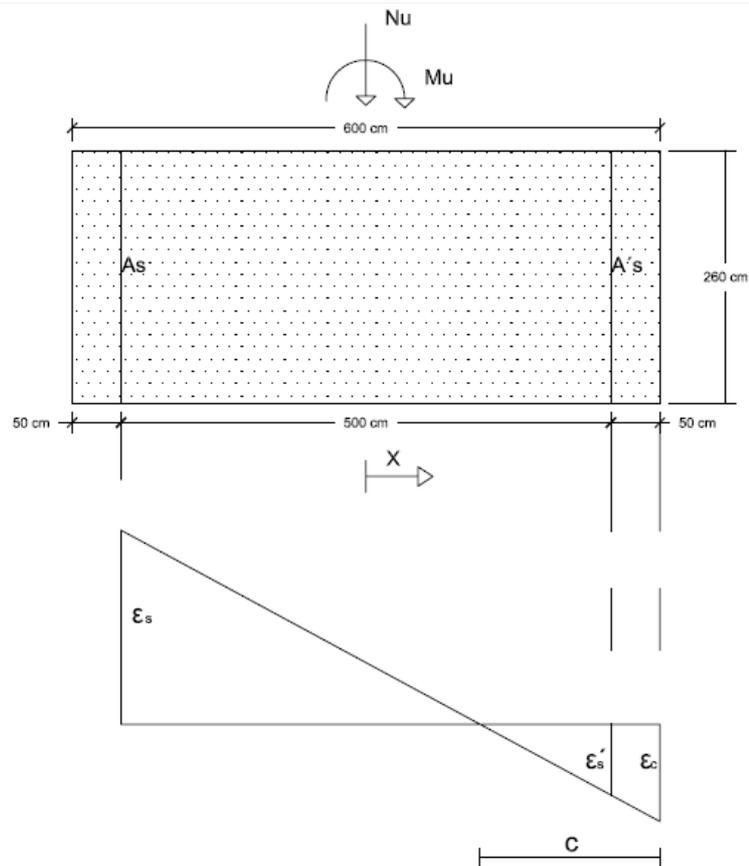


Figura 5-3: Esquema del segmento de muro y su diagrama de deformaciones simplificado

Fuente: Elaboración propia

Se supone, además, que el muro se encuentra controlado por tracción, por lo cual $\phi = 0.90$. Se consideran los parámetros $\beta_1 = 0.85$ y $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$,

donde:

ϕ : factor de minoración de resistencia

β_1 : factor que depende de la resistencia del concreto

Es: módulo de elasticidad del acero de refuerzo

A partir de las condiciones de equilibrio se tantea el valor de la profundidad del eje neutro c . Para ello, se supone un valor de c y se calcula Nu/ϕ a partir del área de acero resultante de despejar de la fórmula del momento resistente, $A_{s(Mui/\phi)}$. El valor de c correcto es el que arroja $Nu/\phi_{\text{calculado}} = Nu/\phi$.

Para tantear, se suponen los valores límites de $c_{\text{mín}} = 3d'$ como relación en la cual el acero a compresión cede, o $c_{\text{mín}} = \frac{(Nu/\phi)}{K}$, el que sea menor; y $c_{\text{máx}} = c_{\text{bal}}$ ya que se supone que el acero a tracción va a ceder. En la Tabla 5-3 se muestran los valores a partir de los cuales tantear c en el Nivel 1.

Tabla 5-3: Determinación de los valores límites de tanteo de c (Nivel 1)

M_{ui}/ϕ	N_{ui}/ϕ	$(N_{ui}/\phi)/K$	$c_{\text{mín}} (3d')$	$c_{\text{mín}}$	c_{bal}
(x 10^3 m-kgf)	(x 10^3 kgf)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
1697	195	45.88	150	45.9	330

Para estimar el valor de " c " y calcular el área de acero vertical en los bordes, se procede a un tanteo sucesivo de la profundidad del eje neutro a partir de los conceptos teóricos adoptados en el diseño de secciones de concreto reforzado, siendo consistente con el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones. Se presentan las fórmulas utilizadas para la resolución de estos cálculos, y se hace uso de hojas de cálculo para resolver el proceso iterativo.

Condición balanceada:

$$c_{\text{bal}} = 0.003 * \frac{Lw-d'}{0.002+0.003} \quad (5-5)$$

Acero a compresión:

$$\epsilon'_s = \frac{0.003}{c} * (c - d') \quad (5-6)$$

$$F'_s = \epsilon'_s * Es \quad (5-7)$$

Acero a tracción:

$$\varepsilon_s = \frac{0.003}{c} * [c - (Lw - d')] \quad (5-8)$$

$$F_s = \varepsilon_s * E_s \quad (5-9)$$

Compresión del concreto:

$$K = 0.85 * F_c * bw \quad (5-10)$$

$$a = \beta_1 * c \quad (5-11)$$

$$Cc = K * a \quad (5-12)$$

$$Xc = \frac{Lw - a}{2} \quad (5-13)$$

Sumatoria de momentos alrededor del centroide del muro:

$$\frac{Mu}{\phi} = Cc * Xc + (F's * A's) * X' + F_s * A_s * X \quad (5-14)$$

$$\frac{Mu}{\phi} = Mn \quad (5-15)$$

$$X' = \frac{Lw}{2} - d' \quad (5-16)$$

$$X = \frac{Lw}{2} - d \quad (5-17)$$

y como el acero de refuerzo se dispone de forma simétrica, $A_s = A's$:

$$A_s = A's = \frac{\frac{Mu}{\phi} - Cc * Xc}{F's * X' + F_s * X} \quad (5-18)$$

Equilibrio de fuerzas:

$$\frac{Nu}{\phi} = Cc + F's * A's + F_s * A_s \quad (5-19)$$

$$\frac{Nu}{\phi} = Nn \quad (5-20)$$

A partir de estos valores, se estima la profundidad del eje neutro c hasta conseguir la condición de equilibrio de fuerzas que resulta coherente con las solicitaciones impuestas al muro. En la Tabla 5-4 se muestra el resultado obtenido para el Nivel 1. Nótese que el signo negativo representa fuerzas de tracción, así también las longitudes de palanca tomados desde el eje central del muro hacia la zona más traccionada. El resultado obtenido corresponde a $c = 81.31$ cm, y el área de acero vertical requerida en los bordes $A_{s_v} = 55.40$ cm² en cada lado.

Tabla 5-4: Tanteo del eje neutro, c (Nivel 1)

c	ϵ_s	F_s	ϵ'_s	F'_s	Cc	Xc	A_{s_v} (Mn = Mu/ ϕ)	Nn calculado
(cm)	adim	(kgf/cm ²)	adim	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(cm)	(cm ²)	(x10 ³ kgf)
81.31	-0.0173	-4200	0.0012	2426	293718	265	55.40	195

2.2) Verificación de la necesidad de colocar miembros de borde

Se compara el valor de " c " estimado con el valor establecido en la Fórm. (21-8) de ACI 318-11. Se requerirán miembros de borde cuando:

$$c \geq \frac{L_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} \quad (5-21)$$

donde δ_u corresponde al máximo desplazamiento lateral del muro, obtenido al incluir a combinación del sismo. Esta fórmula considera una longitud de rótula plástica, L_p aproximadamente igual a $L_w/2$. Al valor obtenido de resolver el lado derecho de la relación se le denomina c' en estos ejemplos.

Para obtener la relación δ_u/h_w , Fargier recurre a la fórmula propuesta por Sozen (1989), válida para edificios donde los muros son predominantes y se fundan en suelos firmes.

$$\frac{\delta_u}{h_s} = 0.2 * S_{D1} * \frac{h_w}{L_w} * \sqrt{\frac{w_d * g}{E_c * \rho_w * h_s}} \quad (5-22)$$

Suponiendo $\delta_u/h_w = \delta_u/h_s$, donde el término a la derecha de la igualdad corresponde a la deriva (siendo h_s equivalente a L_n), y teniendo como datos h_w/L_w , ρ_w y S_{D1} (siendo equivalente a A_{D1}), se obtiene δ_u/h_w .

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{13 * 2.60 \text{ m}}{6.00 \text{ m}} = 5.63 \approx 6$$

El término ρ_w se define como la relación entre el área de muros en la dirección considerada sobre el área total de planta. Al entrar al gráfico para estimar la deriva se ignora la contribución de los muros 1, 2, 5 y 6 (opción conservadora).

$$\rho_w = \frac{\text{Área de muros en } x}{\text{Área total}} = 4 * \frac{6.00 \text{ m} * 0.20 \text{ m}}{353.46 \text{ m}^2} = 1.36 \%$$

Usando la fórmula de Sozen, se obtiene la relación δ_u/h_w correspondiente a las condiciones dadas

$$\frac{\delta_u}{h_w} = 0.2 * 0.70 * 6 * \sqrt{\frac{1000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 9.81 \text{ m/s}^2}{\left(15100 \sqrt{250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}\right) * 0.0136 * 2.60 \text{ m}}} \approx 0.90\%$$

Además, según ACI 318-11, δ_u/h_w debe ser al menos 0.007.

$$\frac{\delta_u}{h_w} \approx 0.90 \% = 0.009 > 0.007 \dots \textit{Verifica}$$

Sustituyendo en ACI 318-11, Fórmula (21-8):

$$c \geq \frac{600 \text{ cm}}{600(0.009)}$$

$$81.31 \text{ cm} \geq 101 \text{ cm} \dots \textit{No verifica}$$

Por lo tanto, no se requieren miembros de borde. A pesar de ello, Fargier recomienda colocar siempre miembros de borde en los primeros niveles, ya que observaciones en campo sobre el terremoto de Chile indican que el confinamiento de los miembros de borde en los primeros niveles puede hacer la diferencia entre el comportamiento pobre y el muy bueno de toda la edificación, tomando en cuenta el alto grado de incertidumbre que presentan las demandas de desplazamiento de un edificio frente a un futuro sismo (Fargier, 2010).

2.3) Proyección vertical de los miembros de borde

Para determinar hasta qué altura deben extenderse los miembros de borde, se comparará con ACI 318-11 § 21.9.6.2.(b), tomando el mayor valor entre L_w y $M_u/4V_u$. En este caso es evidente que los miembros de borde deben extenderse toda la longitud correspondiente al Nivel 1.

$$\text{máx} \left(L_w ; \frac{M_u}{4V_u} \right) = \text{máx} \left(6.00m , \frac{1528 * 10^3 m - kgf}{65.28 * 10^3 kgf} \right) = 6.00 m > L_n$$

2.4) Proyección horizontal de los miembros de borde

Según ACI 318-11 § 21.9.6.4.(a), la dimensión en planta de los miembros de borde se obtiene como el mayor valor entre:

$$\text{máx}(c - 0.1 L_w ; 0.5 c)$$

Siguiendo los criterios de Fargier, el valor de c en esta fórmula corresponde al determinado a partir del cálculo iterativo anterior, suponiendo todo el acero concentrado a 50 cm del borde del muro.

$$\text{máx}(c - 0.1 L_w ; 0.5 c) = \text{máx}(81.31 \text{ cm} - 0.1 * 600 \text{ cm} , 0.5 * 81.31 \text{ cm}) = 41 \text{ cm}$$

Por un criterio conservador, se redondea a 50 cm.

2.5) Distribución del acero longitudinal en los bordes del muro

Fargier recomienda sobredimensionar el muro del Nivel 2 hacia arriba para forzar la aparición de la rótula plástica en la base del muro (Nivel 1) y mantenerlo elástico en los niveles superiores. Usando cabillas 16M, en la Tabla 5-5 se muestra el área de acero colocada en los bordes en el Nivel 1.

Tabla 5-5: Acero colocado en cada borde del muro (Nivel 1)

Ln	Área requerida	Cabillas requeridas de 16M	Cabillas colocadas de 16M
(m)	(cm ²)	#	#
2.60	55.40	27.56	30

A los efectos del detallado, se tomará un recubrimiento de 5 cm de los bordes y una separación mínima centro a centro de 5 cm, cumpliendo con los requisitos normativos establecidos en el Capítulo 7. Se dispondrán dos capas de 15 cabillas de 16M en una longitud de 75 cm medida desde el borde del muro.

3) Acero de confinamiento

Siendo las barras longitudinales de 16M, según ACI 318-11 § 21.9.6.4, la máxima separación en la dirección vertical del acero de confinamiento será el menor valor entre:

$$s = \min\left(10 \text{ cm}, \frac{b_w}{3}, 6 d_b\right) = \left(10 \text{ cm}, \frac{20 \text{ cm}}{3}, 6 * 1.6 \text{ cm}\right) \approx 7 \text{ cm}$$

Para el confinamiento, se usarán estribos cerrados de 10M con $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$, en lugar de N° 4 con $F_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ usados por Fargier, tomando en cuenta los tipos de cabillas disponibles en el mercado venezolano. Usando ACI 318-11 § 21.6.4.3 se determina,

$$A_{s_h} \geq 0.09 \frac{s h_c F_c}{F_{y_t}} \quad (5-23)$$

A_{s_h} : Área total del acero de refuerzo transversal, incluyendo estribos de una rama, dentro de una separación s , y perpendicular a h_c .

h_c : dimensión del miembro de borde, perpendicular a la dirección de los estribos.

$$A_{s_h} \geq 0.09 * \frac{7 \text{ cm} * 50 \text{ cm} * 250 \text{ kgf/cm}^2}{4200 \text{ kgf/cm}^2} = 1.875 \text{ cm}^2$$

Así, sabiendo que el área de las cabillas de 10M es 0.78 cm^2 , se determinan el número de ramas en la dirección del eje del muro,

$$\# \text{ ramas} = \frac{A_{s_h}}{A_{s_b}} = \frac{1.875 \text{ cm}^2}{0.78 \text{ cm}^2} = 2.40 \approx 4 \text{ ramas}$$

Se colocarán 4 ramas para cumplir con los criterios del Capítulo 7. En cuanto a la dirección del espesor del muro, en teoría

$$A_{s_h} \geq 0.09 * \frac{7\text{cm} * 20\text{cm} * 250 \text{ kgf/cm}^2}{4200 \text{ kgf/cm}^2} = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$\#ramas = \frac{0.75 \text{ cm}^2}{0.78 \text{ cm}^2} = 0.96 \approx 2 \text{ ramas}$$

Según ACI 318-11 §21.6.4.2 la separación horizontal entre los estribos debe ser menor de 35 cm. Por lo tanto, cuatro ramas en una longitud de 50 cm de miembros de borde, verifica.

4) Diseño por corte

Tomando la cuantía mínima de acero en el alma, $\rho_h = \rho_v = 0.0025$, se calcula la resistencia al corte del muro y se compara con la demanda máxima (Nivel 1).

4.1) Capacidad a corte del muro, v_u

Al diseñar para el corte por capacidad, se compara con ACI 318-11 §21.9.4

$$v_u = (\alpha_c \sqrt{F_c} + \rho_h F_y) < 2.12 \sqrt{F_c} \quad (5-24)$$

donde:

$\alpha_c = 0.79$, cuando $h_w / L_w \leq 1.50$

$\alpha_c = 0.53$ cuando $h_w / L_w \geq 2$

Se interpola linealmente para valores intermedios

Como $h_w/L_w = 5.63 \dots \alpha_c = 0.53$.

$$v_u = \left(0.53 \sqrt{250 \text{ kgf/cm}^2} + 0.0025 * 4200 \text{ kgf/cm}^2 \right) < 2.12 \sqrt{250 \text{ kgf/cm}^2}$$

$$v_u = 18.9 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 33.52 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$v_u = 18.9 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

4.2) Demanda de corte por capacidad del muro, \bar{v}_u

La demanda de corte por capacidad, \bar{v}_u , se obtiene a partir de la máxima resistencia a flexión M_u sin minorar ($\phi = 1.0$) obtenido de las combinaciones de carga de N_u . En este caso se supondrá que corresponde a la resistencia en el Nivel 1, donde $N_u/\phi = 195 \times 10^3 \text{ kgf}$. En la Figura 5-4 se muestra el Diagrama N-M para este caso, en donde se dispuso 30 cabillas 16M en los extremos.

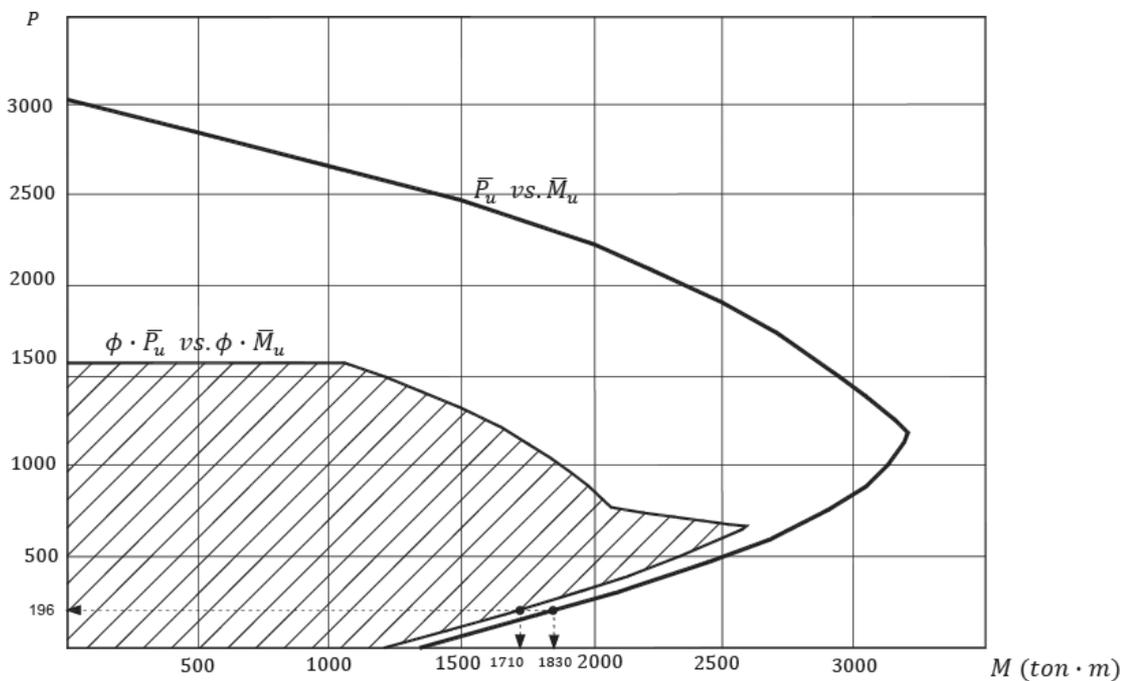


Figura 5-4: Diagrama N-M para el muro estudiado en el Nivel 1

Fuente: Fargier (2010)

Del diagrama se obtiene que $M_u = 1830 \times 10^3 \text{ m-kgf}$. Se multiplica M_u por 1.25 para incluir el efecto de sobrerresistencia por endurecimiento del acero. Para obtener la capacidad por corte del muro, se supone una longitud de palanca de $2/3 h_w$ desde nivel del suelo, como se observa en la Figura 5-5.

$$V_u = \frac{1.25 * M_u}{2/3 * h_w} \quad (5-25)$$

$$V_u = \frac{1.25 * (1830 \times 10^3 \text{ m kgf})}{\frac{2}{3} * 33.80 \text{ m}} = 101.52 \times 10^3 \text{ kgf}$$

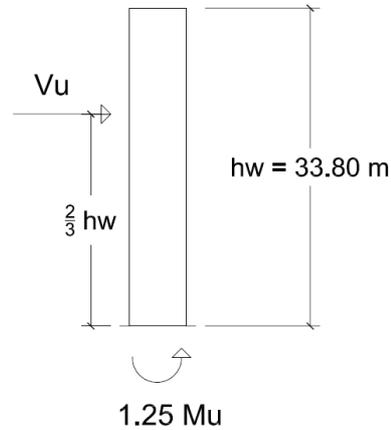


Figura 5-5: Corte por capacidad
Fuente: Elaboración propia

La resistencia al corte se minora usando $\phi = 0.75$ en lugar de $\phi = 0.60$, ya que se provee una resistencia por encima del corte correspondiente a la resistencia a flexión (ACI 318-11 §9.3.4.(a))

$$\bar{v}_u = \frac{v_u}{\phi * L_w * b_w} \quad (5-26)$$

$$\bar{v}_u = \frac{101.52 \times 10^3 \text{ kgf}}{0.75 * 600 \text{ cm} * 20 \text{ cm}} = 11.28 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} > v_u \dots \text{Verifica}$$

4.3) Separación del acero por corte

La separación del acero vertical y horizontal en el alma del muro no debe exceder los valores expuestos en ACI 318-11 §14.3.5 siendo,

$$s_v = s_h \leq \text{mín}(45 \text{ cm} ; 3 b_w)$$

$$s_v = s_h \leq 45 \text{ cm}$$

Para el acero en el alma, se usarán cabillas de 10M en dos capas que cumplan con la cuantía mínima de 0.0025. Sabiendo que el área de acero de estas cabillas corresponde a $A_{sb} = 0.71 \text{ cm}^2$, se calcula la separación de las cabillas,

$$\rho_h = \frac{A_{s_v} * \# \text{capas}}{s_h * b_w} \quad (5-27)$$

$$s_h = s_v = \frac{0.78 \text{ cm}^2 * 2}{0.0025 * 20 \text{ cm}} = 31.2 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \text{Verifica}$$

En el detallado, se colocarán a una distancia de 25 cm para conseguir una distribución uniforme a lo largo del alma del muro.

El acero horizontal debe estar anclado en los miembros de borde. Para cabillas de 10M la longitud de transferencia será $L_d \approx 50 \text{ cm}$. Por lo tanto, no es necesario colocar ganchos en los extremos, ver ACI 318-11 § 21.9.6.4 (e). Se debe verificar, además, que

$$\frac{A_v F_y}{s} \leq \frac{A_{s_h} F_{y_t}}{s}$$

$$\frac{(2 * 2.01 \text{ cm}^2) * 4200 \text{ kgf/cm}^2}{25 \text{ cm}} \leq \frac{(2 * 0.78 \text{ cm}^2) * 4200 \text{ kgf/cm}^2}{7 \text{ cm}}$$

$$675 \leq 936 \dots \text{Verifica}$$

5) Detallado final

Aunque no se exige en las Normas, se colocarán estribos de una rama para restringir el pandeo del acero en el alma¹⁶. Se usarán 10M @ 0.25 m. En la Figura 5-6 se muestra el despiece del muro calculado en el Nivel 1.

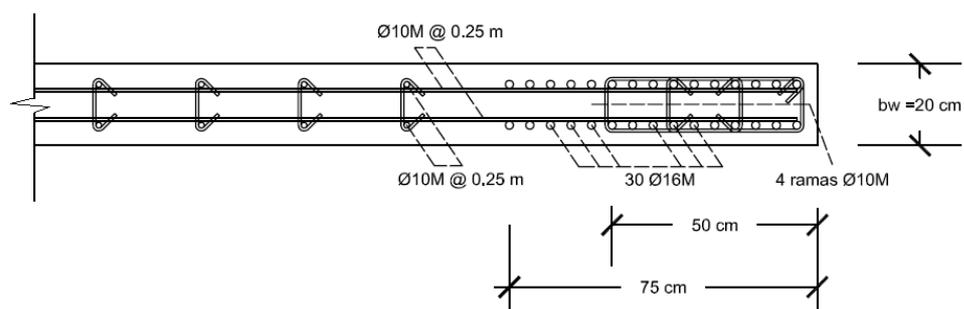


Figura 5-6: Despiece del muro en el Nivel 1. Criterios del Dr. Luis Fargier

Fuente: Elaboración propia

¹⁶ Esta práctica constructiva permite que las barras se mantengan en su posición durante el vaciado del concreto. Además, le proporcionan cierto confinamiento y contribuye a evitar el potencial pandeo del acero vertical.

Criterios del Ing. Denis Rodríguez

1) Revisiones Iniciales según Fondonorma 1753:2006

1.1) Verificar si la sección trabaja como muro (§18.4.2.b)

$$\frac{bw}{Lw} \leq 0.4 \quad ; \quad \frac{0.20 \text{ m}}{6.00 \text{ m}} \leq 0.4 \quad ; \quad 0.033 \leq 0.4 \quad \dots \text{Verifica}$$

1.2) Revisión si el acero longitudinal se coloca en dos capas (§14.3.2)

$$Vu < 0.53 \sqrt{Fc} * A \quad (5-28)$$

$$65.28 \times 10^3 \text{ kgf} < 0.53 \sqrt{250 \text{ kgf/cm}^2} * (20 \text{ cm} * 60 \text{ cm})$$

$$65.28 \times 10^3 \text{ kgf} < 100.56 \times 10^3 \text{ kgf} \dots \text{Verifica}$$

Por lo tanto, según este criterio, se podría colocar una sola capa de acero a lo largo del muro. Aun así, se recomienda colocar siempre dos capas de acero para brindarle al muro cierta capacidad a flexión en su dirección corta (Conversación Ing. J.M. Velásquez, 15/08/2013).

2) Estimación de la profundidad del eje neutro c, y del área de acero distribuido en el muro

El Ing. Denis Rodríguez: determina la cuantía de acero longitudinal usando los ábacos propuestos por Larrain et al. (2006). Usando el ábaco de la Figura 5-7 para acero uniformemente distribuido, para $F_c = 25 \text{ MPa}$ (250 kgf/cm^2) y $F_y = 420 \text{ MPa}$ (4200 kgf/cm^2), se obtiene la cuantía de acero vertical ρ_v .

$$\frac{Pu}{Fc * A} = \frac{176 \times 10^3 \text{ kgf}}{250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * (20 \text{ cm} * 600 \text{ cm})} = 0.059$$

$$\frac{Mu}{Fc * A * Lw} = \frac{(1528 \times 10^3 \text{ mkgf}) * 100}{250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * (20 \text{ cm} * 600 \text{ cm}) * 600 \text{ cm}} = 0.085$$

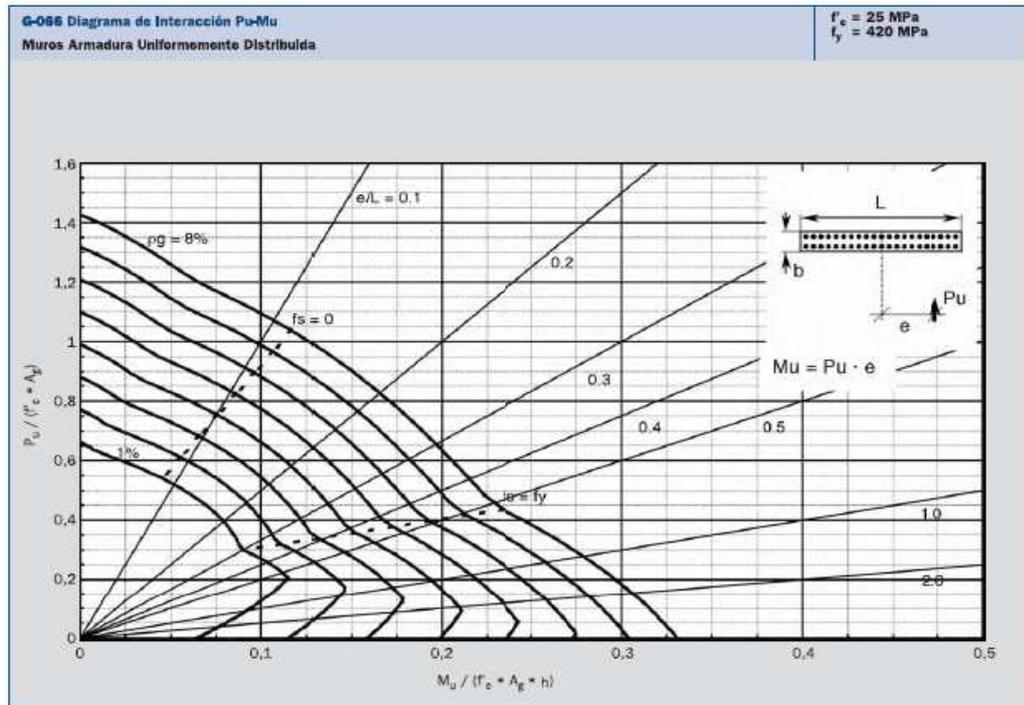


Figura 5-7: Ábaco para caso de acero uniformemente distribuido, $F_c = 25 \text{ MPa}$, $F_y = 420 \text{ MPa}$
Fuente: Larraín et al. (2006)

Ingresando al ábaco con estos puntos, se obtiene

$$\rho_v = 1.2\% = 0.012$$

El área de acero se determina como,

$$A_s = \rho_v * b_w * L_w = 0.012 * 20 \text{ cm} * 600 \text{ cm} = 144 \text{ cm}^2$$

Seguendo las recomendaciones de Fondonorma 1753:2006, como se ilustra en su Figura H-14.3, se distribuirá el acero vertical de forma equitativa entre los bordes y el alma del muro. Para ello, se colocará el 50% del acero en los bordes y el 50% restante en el alma. El detallado se muestra más adelante.

Tomando en cuenta las exigencias de ACI 318-11 §21.9.6.2, y considerando el aumento de la resistencia a flexión del muro al colocar acero concentrado en los bordes, se estima la profundidad del eje neutro c para la carga axial mayorada N_u y la resistencia teórica a flexión M_n .

Como el punto ubicado en el ábaco se localiza en la rama controlada por tracción, $\phi = 0.90$. A continuación, se ubica este nuevo punto en el ábaco y se traza el diagrama que pasa por él, como se muestra en la Figura 5-8.

$$\frac{Pu}{F_c * A} = 0.059$$

$$\frac{Mn}{F_c * A * Lw} = \frac{\frac{1528 \times 10^3 \text{ kgf}}{0.9} * 100}{250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * (20 \text{ cm} * 600 \text{ cm}) * 600 \text{ cm}} = 0.094$$

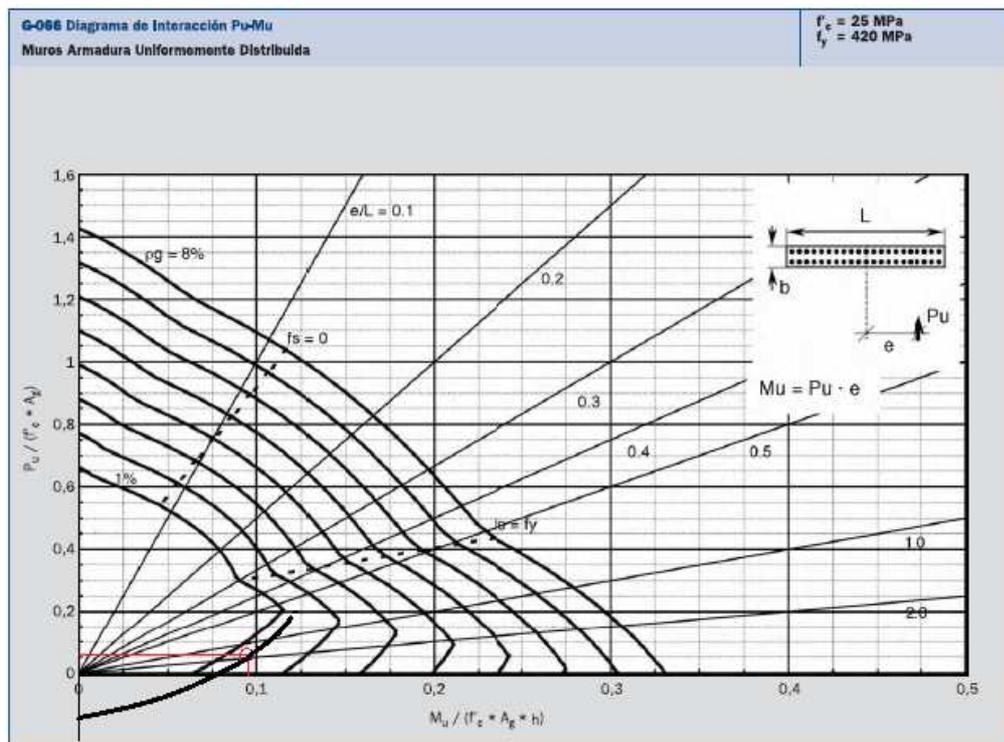


Figura 5-8: Estimación del eje neutro c , a partir del Diagrama N-M.

Fuente: Elaboración propia

Se completa el diagrama hasta cortar con el eje de las ordenadas con un valor de N_u negativo, que corresponde al punto en el cual el muro se encuentra completamente sometido a tracción.

Como una aproximación rápida, se podría suponer que este punto es cercano a aquél en donde la profundidad del eje c neutro es igual a cero. El otro punto donde el valor de c es conocido corresponde al pico del diagrama, donde $c = c_{bal} = 3/8 Lw$. Con estos dos puntos, a partir de los valores de sus ordenadas, se interpola linealmente y se estima el valor de " c " para la condición dada. En la Tabla 5-6 se presenta la interpolación.

Tabla 5-6: Interpolación para estimar " c "

$Nu / (F_c * A)$	c
0.2	$3/8 Lw$
0.059	$0.20 Lw$
-0.10	0

Con $Lw = 600$ cm,

$$c = 0.20 Lw = 120 \text{ cm}$$

3) Verificación de la necesidad de colocar miembros de borde

El Procedimiento 1 de Fondonorma 1753:2006 §14.6.1 es equivalente a ACI 318-11 § 21.9.6.2. Se podrán obviar los miembros de borde cuando

$$c < \frac{Lw}{600 \left(\frac{\Delta_t}{hw} \right)} \quad (5-29)$$

$$\Delta_t / hw \geq 0.007$$

El valor de Δ_t , equivalente a δ_u , puede obtenerse a partir de programas como ETABS de forma gráfica o tabulada. A los efectos de este ejemplo, se usará el valor obtenido por la fórmula de Sozen para comparar directamente el valor del eje neutro c contra un mismo valor límite c' .

Sustituyendo,

$$120 \text{ cm} < 101 \text{ cm} \dots \text{No verifica}$$

Por lo tanto, sí se requieren miembros de borde.

El Procedimiento 2 de Fondonorma 1753 ofrece una forma alternativa para determinar la necesidad de colocar miembros de borde, basándose en las recomendaciones de UBC 97. Para muros simétricos, se podrán obviar los miembros de borde si:

$$Nu \leq 0.10 * A * F_c \quad (5-30)$$

$$\frac{Mu}{Vu * Lw} \leq 1 \quad (5-31)$$

Resolviendo,

$$176 \times 10^3 \text{ kgf} \leq 0.10 * (20 \text{ cm} * 600 \text{ cm}) * 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$176 \times 10^3 \text{ kgf} \leq 300 \times 10^3 \text{ kgf} \dots \text{Verifica}$$

$$\frac{1528 \times 10^3 \text{ kgf}}{65.28 \times 10^3 \text{ kgf} * 600 \text{ cm}} \leq 1$$

$$3.90 \leq 1 \dots \text{No verifica}$$

Por lo tanto, también exige colocar miembros de borde. Este mismo procedimiento recomienda una longitud de miembros de borde entre 0.30 L_w y 0.15 L_w , para valores de N_u entre 0.30 N_o y 0.15 N_o .

$$0.30 L_w = 180 \text{ cm}$$

$$0.15 L_w = 90 \text{ cm}$$

Y usando los criterios de confinamiento de Fondonorma 1753:2006 §14.6.2.c tomados de ACI,

$$c - 0.1 L_w = 120 \text{ cm} - 0.1 * 600 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$0.5 c = 0.5 * 120 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

Se decide entonces que la longitud del miembro de borde será $L_o = 85 \text{ cm}$ para facilitar el detallado, y no es necesario confinar más allá de ellos.

El detallado del acero vertical de los miembros de borde representará el 50% del acero requerido, dividido entre los dos miembros de borde:

$$A_{s_{c/borde}} = \frac{144 \text{ cm}^2 * 50\%}{2 \text{ bordes}} = 36 \text{ cm}^2$$

Usando cabillas 16M,

$$\#cabillas = \frac{36 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} \approx 18 \text{ cabillas}$$

En cada miembro de borde se colocarán 18 cabillas, 9 por capa, con una separación de 10 cm y un recubrimiento de 5 cm.

El acero de confinamiento requerido a lo largo de los miembros de borde será

$$A_{s_h} \geq 0.09 * \frac{7 \text{ cm} * 85 \text{ cm} * 250 \text{ kgf/cm}^2}{4200 \text{ kgf/cm}^2} = 3.188 \text{ cm}^2$$

Usando estribos de 10M,

$$\#ramas = \frac{3.188 \text{ cm}^2}{0.78 \text{ cm}^2} = 4.08 \approx 5 \text{ ramas}$$

4) Acero vertical en el alma

Se dispondrá el área restante del acero vertical requerido

$$A_{s_{alma}} = \frac{144 \text{ cm}^2 * 50\%}{2 \text{ capas}} = 36 \text{ cm}^2 \text{ por capa}$$

Usando cabillas 16M,

$$\#cabillas = \frac{36 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} \approx 20 \text{ cabillas}$$

Se colocarán 20 cabillas verticales 16M por capa, separadas aproximadamente 20 cm. En cuantía, esto representaría,

$$\rho_h = \frac{2.01 \text{ cm}^2 * 2}{30 \text{ cm} * 21.5 \text{ cm}} = 0.0093$$

5) Acero horizontal por corte

Despejando ρ_h de la Fórmula 14-7 de Fondonorma 1753:2006,

$$\rho_h = \frac{\frac{V_u}{\phi * A} - \alpha_c * \sqrt{F_c}}{F_y} \quad (5-32)$$

Con $\alpha_c = 0.53$ y $\phi = 0.75$,

$$\rho_h = \frac{\frac{65.28 \times 10^3 \text{ kgf}}{0.75 * (20 \text{ cm} * 600 \text{ cm})} - 0.53 * \sqrt{250 \text{ kgf/cm}^2}}{4200 \text{ kgf/cm}^2} = 0.00197$$

Se tomará la cuantía mínima $\rho_h = 0.0025$, sabiendo ya que verifica para el corte por capacidad.

Fondonorma 1753:2006 §14.4.1.1 describe un procedimiento alternativo. A partir de la resistencia al corte del concreto, puede despejarse el corte que deberá resistir el acero a partir de la Fórmula (11-2). Sin embargo, en estas fórmulas se utilizan las solicitaciones sísmicas, las cuales traen implícitas una mayor incertidumbre, en comparación con las propiedades de los materiales. Se deja a criterio del profesional si desea utilizar ambos criterios y usar el más desfavorable.

A los efectos de este ejemplo, se usará $\rho_h = 0.0025$, representado en cabillas 10M separadas cada 25 cm.

5) Detallado final

Finalmente, en la Figura 5-9 se presenta el detallado del acero de refuerzo, tomando en cuenta las disposiciones adoptadas para el ejemplo anterior.

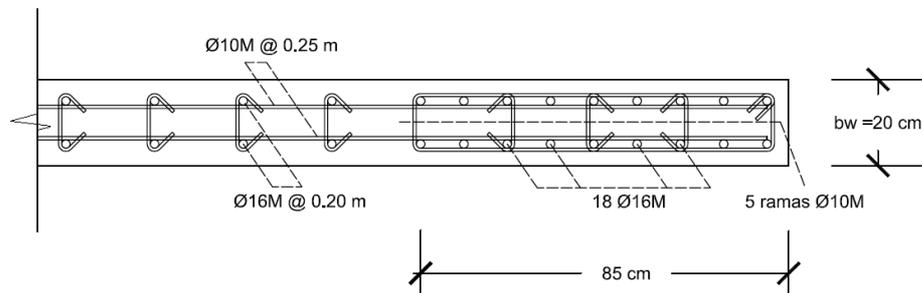


Figura 5-9: Despiece del muro en el Nivel 1. Criterios del Ing. Denis Rodríguez.
Fuente: Elaboración propia

Comparación entre criterios

Para contrastar más fácilmente las consideraciones tomadas por cada autor, entre las cuales destacan exigencias normativas y simplificaciones prácticas, en la Tabla 5-7 se muestra la comparación teórica entre ambos criterios. Entre paréntesis se coloca la base normativa sobre la cual se apoya cada autor para resolver el problema.

Tabla 5-7: Comparación teórica entre los criterios estudiados

Parámetro	Fargier (ACI 318)	Rodríguez (Fondonorma 1753)
Estimación de la profundidad del eje neutro, c	Se estima por tanteo, suponiendo que todo el acero se concentra a una distancia d' de los bordes para simplificar el problema	Se estima usando ábacos de muros con acero uniformemente distribuido, con N_u y M_n
Acero vertical en los bordes	Se estima del equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones, para la condición simplificada de acero concentrado en los bordes.	Se obtiene la cuantía de acero usando ábacos de muros con acero uniformemente distribuido, con N_u y M_u . Se coloca el 50 % del área requerida.
Miembros de borde	Se requieren si $c \geq c'$	Se requieren si $c \geq c'$ o si no se cumplen los requisitos del Procedimiento 2
Longitud de los miembros de borde	No la especifica. Indica la longitud de confinamiento como el mayor valor entre $c - 0.1L_w$ ó $0.5c$.	Entre $0.30L_w$ y $0.15L_w$, para valores de N_u entre $0.35N_o$ y $0.15N_o$. La longitud mínima será $0.15L_w$, pero no menor a 45 cm.
Acero vertical en el alma	Acero mínimo requerido para resistir corte por capacidad, usando el diagrama N-M determinado de forma rigurosa.	Se dispone el 50 % restante del acero requerido por flexo-compresión, verificando el corte por capacidad.

A continuación, en la Tabla 5-8 se muestran sus resultados obtenidos para el ejemplo resuelto, observándose la diferencia de resultados entre ambos. Cabe destacar que estos resultados son particulares para este ejemplo, y no se pretende establecer conclusiones definitivas. Por el contrario, se busca ilustrar al lector que un mismo muro estructural puede concebirse según diferentes visiones, basándose en los criterios que mantiene cada profesional.

Tabla 5-8: Resultados obtenidos para este ejemplo, según los criterios estudiados

Parámetro	Fargier (ACI 318)	Rodríguez (Fondonorma 1753)
Estimación de "c"	81.31 cm	120 cm
Acero vertical en los bordes	$55.40 \text{ cm}^2 \times 2 = 110.8 \text{ cm}^2$	$36 \text{ cm}^2 \times 2 = 72 \text{ cm}^2$
Miembros de borde	No requiere miembros de borde, pero se recomienda colocarlos siempre en los primeros niveles	Sí requiere miembros de borde
Longitud de los miembros de borde	50 cm confinamiento	85 cm
Acero vertical en el alma	$\rho_v = 0.0025$ (mínimo)	$\rho_v = 0.0093$
Área de acero vertical	110.8 cm^2 en los bordes, más aproximadamente 20 cm^2 en el alma por corte	144 cm^2 distribuido 50/50 entre bordes y alma

Discusión sobre estimación de "c" y disposición del acero vertical

Si bien cada autor toma un criterio simplificado diferente para estimar la profundidad del eje neutro c , llegando a resultados distintos, no debe perderse de vista que el valor de "c" es único para cada muro según sus características. Esto resulta importante recalcar ya que la disposición final del acero también varía según el autor. Mientras Fargier toma los criterios de ACI 318 y concentra en los bordes el acero requerido por flexo-compresión, Rodríguez se basa en Fondonorma 1753 (que a la vez se basa en UBC 97) y distribuye este acero equitativamente entre los bordes y el alma del muro. Esta diferencia afecta considerablemente el valor de "c", siendo consistente con el hecho de que Rodríguez consiguiera un valor mayor.

Para un mismo muro, las condiciones de equilibrio son diferentes si se varía la distribución del acero. Al distribuirlo de forma equitativa, disminuirá su resistencia a flexión bajo una misma carga axial, razón por la cual la profundidad del eje neutro será otra para un mismo caso de carga. Esto se puede observar gráficamente si se dibujan los Diagramas N-M para cada caso, consiguiéndose que el diagrama para acero distribuido se traslada más a la izquierda que el diagrama para acero concentrado en los extremos. Para demostrar este punto, se procedió a determinar el Diagrama N-M de cada muro, así como la profundidad del eje neutro c .

Con el objetivo de realizar este ejercicio de comparación a los dos criterios estudiados, se denominó como Muro 1 al detallado con acero muy concentrado en los extremos según el criterio de ACI 318 resuelto según recomendaciones de Fargier, mientras que se denominó Muro 2 al detallado con acero equitativamente distribuido según el criterio de Fondonorma 1753 resuelto según recomendaciones de Rodríguez.

Procedimiento

Se determinó para cada muro su Diagrama N-M sin minorar ($\phi = 1$) de forma simplificada, así como el diagrama reducido por ϕ para estimar la profundidad del eje neutro, c . En primer lugar, se calculó cada diagrama para la condición simplificada de dos capas de acero (despreciando acero en el alma), cuatro capas y seis capas, con el objetivo de observar la variación en el resultado final con respecto a lo laborioso del trabajo. Se tomaron los muros con sus respectivas colocaciones de acero y se concentraron las áreas de acero en el baricentro de las barras agrupadas, de forma de simplificar el cálculo de las fuerzas y los momentos resistentes. Se buscó estudiar la validez de estas aproximaciones para cada caso de número de capas de acero simplificadas. En la Figura 5-10 se muestra el esquema del Muro 1 con su colocación de acero simplificada a cuatro capas ubicadas en los baricentros de las barras agrupadas. En los bordes de agrupan los aceros concentrados dispuestos en ellos, mientras que en el alma se concentran los aceros distribuidos a todo lo largo del mismo.

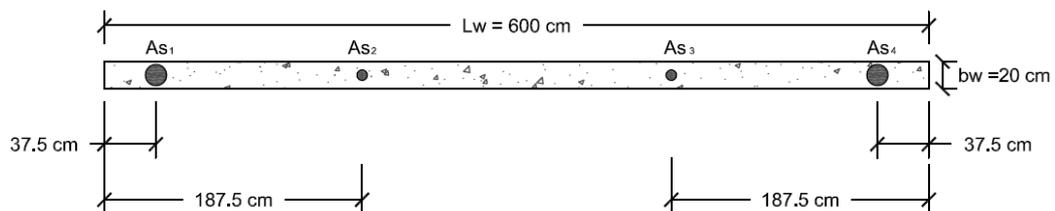


Figura 5-10: Muro 1 con disposición simplificada para cuatro capas de acero
Fuente: Elaboración propia

A partir de la comparación entre estos procedimientos, se buscó una forma práctica de verificar los resultados obtenidos en los ejemplos anteriores a partir de simplificaciones racionales. Si bien en este estudio se ilustran los Diagramas N-M de todos los casos posibles, se podría dibujar solo la rama del diagrama controlada por tracción, al disponer de antemano en los ejemplos que el muro describe claramente dicho comportamiento. En esta rama, se conoce además que el factor de minoración de resistencia ϕ es igual a 0.9, por lo que el diagrama reducido sería una curva paralela al diagrama sin reducir en esta zona.

En la Figura 5-11 se muestra esquematizada la simplificación propuesta para estos casos. Las líneas continuas representan la zona controlada por tracción para cargas axiales de compresión, mientras que las líneas punteadas representan las zonas en transición y controladas por compresión, las cuales no serían necesarias de determinar a los efectos de

muros claramente controlados por tracción. El diagrama reducido por ϕ se dibuja considerando la carga axial máxima establecida por Fondonorma 1753 y ACI 318, y se toman en cuenta todos los casos de ϕ desde 0.65 a 0.90 según el caso. Según Marín J. y Güell A. (1984), este diagrama puede simplificarse para el caso de tomar un valor constante de $\phi = 0.70$, planteándose como una propuesta alternativa para dibujar este diagrama. Como estos muros se encuentran claramente controlados por tracción, $\phi = 0.90$.

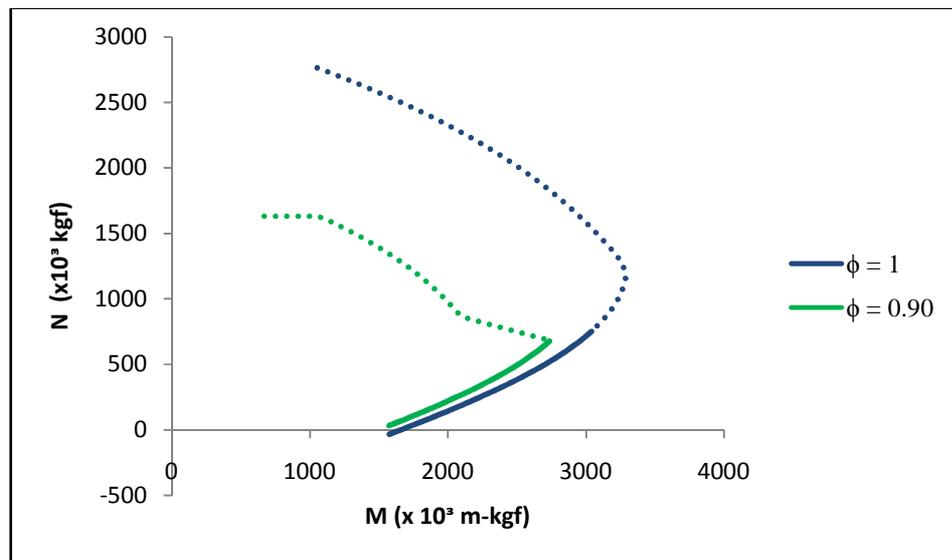


Figura 5-11: Diagrama N-M dibujado para zona controlada por tracción

Fuente: Elaboración propia

Por motivos ilustrativos en este ejemplo, se presentan los Diagramas N-M dibujados para todos los valores posibles en un muro sometido a carga axial de compresión, con el objetivo de comparar la diferencia entre los valores obtenidos para cada caso de capas de acero simplificadas.

Seguidamente, para estimar el valor del eje neutro c , se tomó el caso de mayoración de cargas anteriormente supuesto como el más desfavorable. Se trata del caso de mayor carga axial posible, el cual arroja el mayor valor de " c ".

$$N_u = 176 \times 10^3 \text{ kgf}$$

$$M_u = 1528 \times 10^3 \text{ m-kgf}$$

Para estimar "c", es necesario considerar que ACI 318 indica que para ello debe considerarse la carga axial mayorada y el momento nominal consistente con el desplazamiento δ_u . Es decir, se debe encontrar el valor de M_n para este caso de carga. Como se tiene conocimiento que el muro estará controlado por tracción, $\phi = 0.90$.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1528 \times 10^3 \text{ mkgf}}{0.9} = 1697 \times 10^3 \text{ m kgf}$$

Conocidos los valores de N_u y M_n , el valor de "c" puede estimarse a partir del Diagrama N-M. Ubicando este punto en el diagrama, se procede a trazar una línea desde el origen hasta el mismo, para luego prolongarse hasta interceptar el Diagrama N-M del muro reducido por ϕ . En dicha intercepción, se leen los valores de ϕP_n y ϕM_n que resultan en el mismo valor de excentricidad de la carga axial que el caso de carga estudiado. En la Figura 5-12 se presenta el procedimiento gráfico, donde el punto señalado representa el caso de carga expuesto.

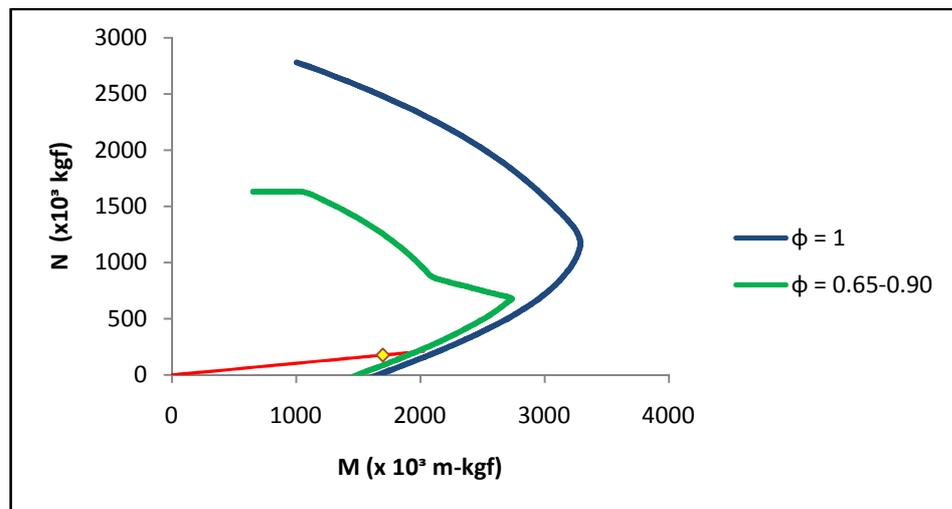


Figura 5-12: Estimación de c a partir del Diagrama N-M

Fuente. Elaboración propia

Finalmente, este punto en el diagrama corresponde a una situación de equilibrio para un valor de "c", obtenido a partir de equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones. A partir de tanteos, se obtiene este valor de "c" que cumple con estos parámetros.

En la Tabla 5-9 se muestran los resultados obtenidos para cada muro y cada caso simplificado de agrupación del acero vertical de refuerzo. Puede notarse que la diferencia con los valores obtenidos en la resolución de los ejemplos no es significativa, ya que el Muro 1 (Criterios Dr. Luis Fargier) arrojó $c = 81.31$ cm y para el Muro 2 (Criterios Ing. Denis Rodríguez) se obtuvo $c = 120$ cm; aceptándose un margen de 20 cm como una imprecisión poco significativa para el detallado final del muro. Nótese además que la diferencia de resultados entre el Caso 2 y el Caso Riguroso es muy pequeño, pudiendo tomarse el primero como una aproximación aceptable para verificar. La resolución de cada caso con sus respectivas figuras y diagramas se presenta en el *Apéndice B*.

Tabla 5-9: Comparación de valores de "c" para cada caso

Caso	Muro 1	Muro2
1	$c = N/A$. La simplificación no es válida ya que el muro no sería seguro	$c = N/A$. La simplificación no es válida ya que el muro no sería seguro
2	$c = 100$ cm	$c = 135$ cm
3	$c = 95$ cm	$c = 133$ cm
Riguroso	$c = 101.5$ cm	$c = 134$ cm

Verificación de resultados

Con el objetivo de comparar el comportamiento a flexo-compresión de ambos muros, se superponen los Diagramas N-M determinados de forma rigurosa. En la Figura 5-13 se observa que, aun cuando el Muro 2 arroja un área de acero un poco mayor, el Muro 1 describe una mayor resistencia a flexión. Por ello, la curva se traslada hacia la derecha del gráfico, mientras que el Muro 2 se mantiene con menores resistencias a flexión para iguales valores de carga axial.

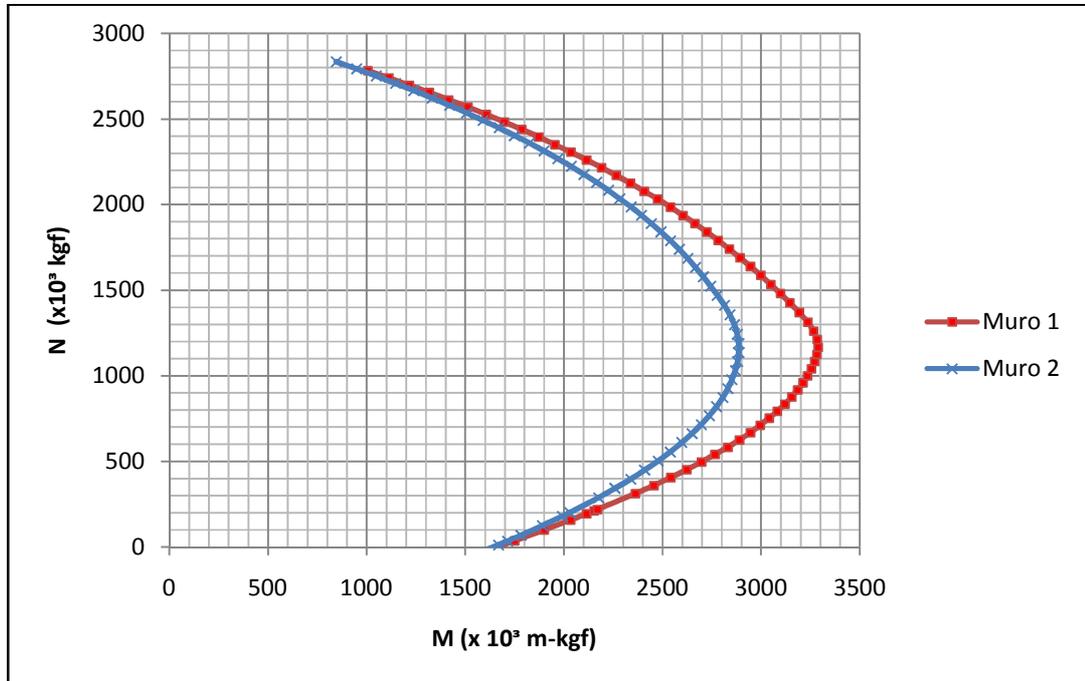
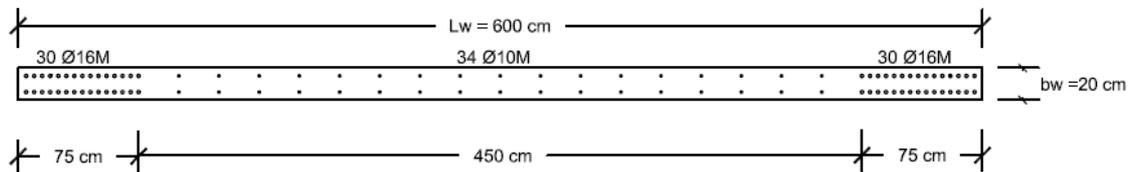


Figura 5-13: Superposición de Diagramas N-M. Muro 1 y Muro 2 ($\phi = 1$)

Fuente: Elaboración propia

Esta diferencia en la resistencia a flexión se debe a que el Muro 1 presenta una mayor área de acero concentrada en los bordes. Entonces, al determinar los momentos resistentes por las cabillas allí ubicadas, estas presentan una mayor tendencia a ceder, así como una longitud de palanca mayor medida desde el eje central del muro. Para ilustrar esta diferencia en la disposición del acero vertical, en la Figura 5-14 se presentan los armados del Muro 1 y el Muro 2.



(a) Muro 1

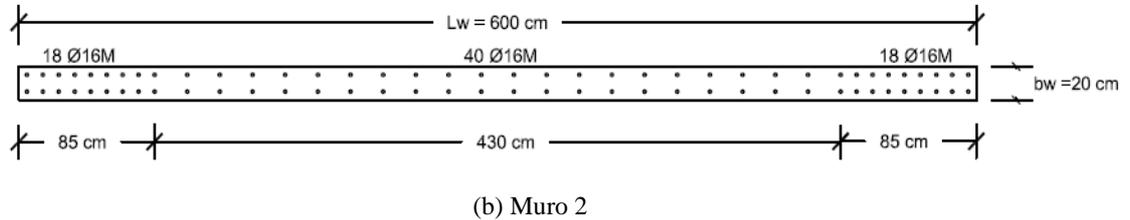


Figura 5-14: Disposiciones del acero vertical. Muro 1 y Muro 2

Fuente: Elaboración propia

En cuanto a las diferencias en el valor de la profundidad del eje neutro c , también se encuentra una diferencia. Para el mismo caso de carga, los muros encontrarán el equilibrio para distintos valores de " c ". Para el Muro 1, el valor de " c " es menor en comparación con el Muro 2. Ello puede atribuirse al hecho que el Muro 2 posee una mayor cantidad de acero a tracción tomando en cuenta la cantidad de acero en el alma, lo cual influye en un aumento de " c " para lograr el equilibrio de fuerzas. En la Tabla 5-10 se presenta la diferencia descrita.

Tabla 5-10: Valores de " c " para los muros estudiados

Muro	c
adim	(cm)
Muro 1	101.5
Muro 2	134

Sin embargo, a pesar de todas las diferencias expuestas, ambos muros presentan un comportamiento aceptable por flexo-compresión, verificando su capacidad resistente. La diferencia de criterios se debe a que ACI 318 recomienda disponer más área de acero en los bordes del muro para aumentar la resistencia a flexión y la capacidad de rotación del muro, mientras que Fondonorma 1753 (tomando los criterios de UBC 97) recomienda distribuir equitativamente el acero entre los bordes y el alma con el objetivo de evitar el congestionamiento de acero en los miembros de borde y aumentar la resistencia al deslizamiento (Rodríguez, 2011). En general, el Muro 1 arroja valores ligeramente menores de área de acero que el Muro 2 para estos casos. Queda al criterio del profesional tomar las recomendaciones que considere más pertinentes, mientras este no se uniformice en la normativa venezolana.

Criterios del Decreto Chileno DS. 60

Con el objetivo de comparar las disposiciones de ACI 318-11 con los criterios adoptados por la normativa chilena para el diseño de muros estructurales, se adaptó el ejemplo ilustrativo

diseñado según ACI 318 (Muro 1, Criterios Dr. Luis Fargier) a las recomendaciones chilenas. Por esta razón, se denominó Muro 3 al diseño resultante de tales modificaciones.

En primer lugar, el Decreto DS. 60 exige que los muros con miembros especiales de borde deben poseer un espesor mínimo de treinta (30) centímetros, con el propósito de proveerle al muro una mayor capacidad de deformación y un modo de falla dúctil. Cabe destacar que una disposición similar se exigirá en la próxima versión de normativa norteamericana, ACI 318-14, como ya fue mencionado en los capítulos anteriores de este trabajo.

Para cumplir con la cuantía mínima de acero vertical en el alma del muro de $\rho_v = 0.0025$, se procedió a aumentar el diámetro de las barras de 10M a 12M, dispuestas con la misma separación, como se muestra en la Figura 5-15.

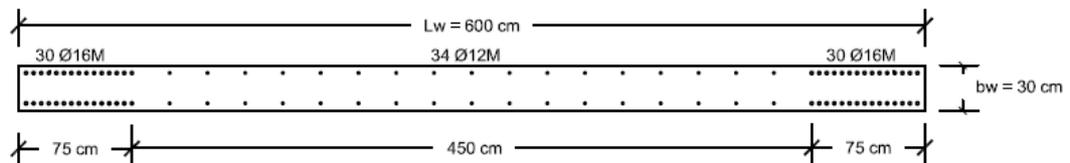


Figura 5-15: Muro 3. Detallado de acero vertical.

Fuente: Elaboración propia

Con el objeto de evitar congestionamiento del acero en los miembros de borde, el Decreto DS. 60 exige que el diámetro de las barras de acero vertical cumplan con la siguiente relación:

$$d_b \leq \frac{1}{9} bw \quad (5-33)$$

Para cabillas de 16M y un espesor de muro de 30 centímetros, el muro estudiado verifica.

Verificación por capacidad de curvatura ϕ_u

En general, los requisitos exigidos por el DS. 60 por flexo-compresión se basan en la verificación del muro previamente dimensionado y detallado con una disposición de acero de refuerzo. Este predimensionado puede ser obtenido a través de ETABS. En este caso, se cuenta con el caso de Muro 1 previamente calculado y verificado, adaptado como fue descrito en la Figura 5-15.

Considerando de nuevo la carga axial $N_u = 176 \times 10^3$ kgf como el caso de combinación de cargas que arroja el mayor valor (caso más desfavorable), se procede a verificar si esta cumple con la carga axial máxima permitida, siendo:

$$N_u \leq 0.35 * f'_c * A_{cv} \quad (5-34)$$

Resolviendo,

$$176 \times 10^3 \text{kgf} \leq 1575 \times 10^3 \text{kgf} \dots \text{ Verifica}$$

Luego, a partir del Diagrama N-M del muro estudiado, se puede obtener la profundidad del eje neutro c a partir de la carga axial mayorada N_u y el momento nominal resistente M_n , como se exige en ACI 318.

Para ello, en la Figura 5-16 se ilustra dicho diagrama, a partir del cual se obtiene el valor de " c " para el caso de carga utilizado previamente. Se procede de la misma forma que los ejemplos anteriores, trazando una recta desde el origen que pasa por el punto correspondiente al caso de carga estudiado hasta interceptar el Diagrama N-M reducido por ϕ .

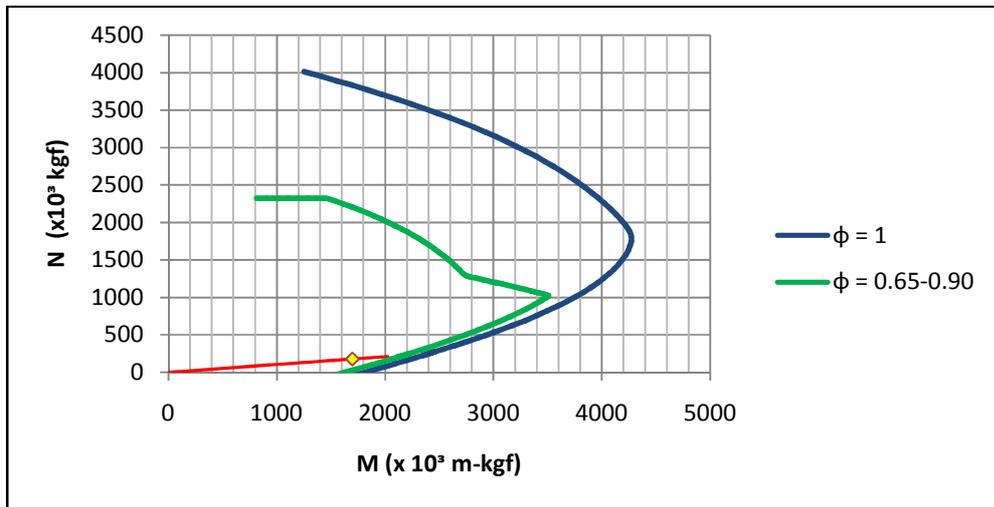


Figura 5-16: Diagrama N-M. Muro 2. Caso Riguroso.

Fuente: Elaboración propia

$$\phi P_n = 203 \times 10^3 \text{kgf}$$

.....

$$c = 83.5 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = 2117 \times 10^3 \text{ m-kgf}$$

Una vez obtenido el valor de "c", se procede a determinar la capacidad de curvatura ϕ_u para una deformación de agotamiento del concreto $\epsilon_{cu} = 0.008$; correspondiente a la deformación unitaria máxima para la fibra más comprimida de la sección crítica del muro de concreto confinado. Manteniendo el valor de "c" obtenido para $\epsilon_{cu} = 0.003$, se obtiene ϕ_u . La representación gráfica se muestra en la Figura 5-17

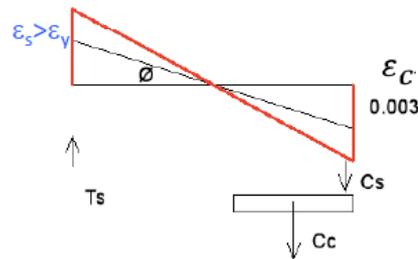


Figura 5-17: Determinación de la capacidad de curvatura ϕ_u

Fuente: Elaboración propia

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{c} = \frac{0.008}{0.835 \text{ m}} = 0.00958 \text{ m}^{-1}$$

A partir de ϕ_u se determina la rotación plástica θ_u para este caso, la cual luego debe verificarse que sea mayor o igual a la rotación plástica que describirá el muro para el desplazamiento en el techo δ_u producido por las cargas actuantes, es decir, su desplazamiento de diseño. En la Figura 5-18 se muestra un esquema en altura que relaciona estos parámetros.

Suponiendo una longitud de rótula plástica $L_p = L_w/2$,

$$\theta_u = \phi_u * L_p = 0.00958 \text{ m}^{-1} * \frac{6 \text{ m}}{2} = 0.2874$$

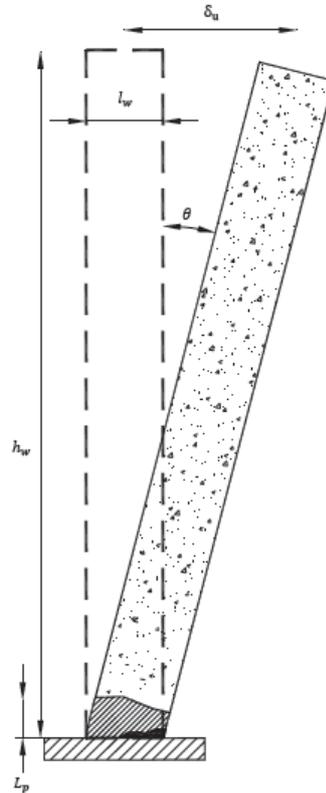


Figura 5-18: Esquema en altura del desplazamiento en el techo
Fuente: Fargier (2010)

Desplazamiento de diseño

Para determinar el desplazamiento de diseño en el techo δ_u , el Decreto Chileno DS. 61 lo calcula como:

$$\delta_u = 1.3 S_{de}(T_{ag}) \quad (5-35)$$

A los efectos de este ejemplo, se tomará el valor de δ_u obtenido por la fórmula de Sozen (1989) en el ejemplo resuelto según los criterios del Dr. Luis Fargier. Con $h_w = 33.80$ m,

$$\frac{\delta_u}{h_w} = 0.0090 \quad \dots \quad \delta_u = 30.42 \text{ cm}$$

Entonces,

$$\theta = \frac{\delta_u}{hw} = \frac{0.3042 \text{ m}}{33.80 \text{ m}} = 0.009$$

Como $\theta \leq \theta_u$, entonces la sección cumple con $\epsilon_{cu} \leq 0.008$. De no haber cumplido con esta condición la sección fallaría, teniendo que modificarse para que logre el desplazamiento con un menor acortamiento del concreto; o por otro lado, podría modificarse el sistema estructural para disminuir la demanda de desplazamientos.

Longitud de confinamiento

Al igual que en el caso de ACI 318, es necesario confinar los miembros de borde si se cumple que:

$$c \geq \frac{Lw}{600\left(\frac{\delta_u}{hw}\right)} \quad (5-36)$$

Resolviendo,

$$c = 81.5 \text{ cm} < c_c = \frac{600 \text{ cm}}{600(0.009)}$$

$$c = 81.5 \text{ cm} < 111.1 \text{ cm}$$

Por lo tanto, no es necesario confinar los miembros de borde. Aun así, podría tomarse la recomendación propuesta por Fargier (2010) de confinar siempre los miembros de borde en los primeros niveles.

El Decreto DS. 60 propone una fórmula distinta para determinar la longitud de confinamiento de los miembros de borde, ya que se determinó que, para las condiciones chilenas, ACI 318 arroja valores muy conservadores.

$$\frac{c_c}{l_w} = \frac{c}{l_w} - \frac{1}{600\left(\frac{\delta_u}{hw}\right)}$$

Al no requerirse miembros especiales de borde, se podría volver al muro original (Muro 1) con un espesor de 20 cm, ya que el Decreto Chileno solo exige el espesor mínimo de 30 cm para muros que los requieren.

Criterios de la Norma Neozelandesa NZS 3101:2006 sobre la resistencia al corte en muros estructurales

Actualmente, ASCE 7 y ACI 318 recomiendan, mas no exigen, la inclusión de un factor de sobrerresistencia para determinar el diseño de corte por capacidad en muros esbeltos. A su

vez, no se requiere ni recomienda tomar en cuenta los efectos por amplificación dinámica. En cambio, según NZS 3101:2006 §2.6.8.2, al imponerle la resistencia al corte de un muro estructural en el estado límite de agotamiento, debe asignársele debidamente la capacidad para la sobrerresistencia por flexión y los efectos dinámicos. Este código sugiere la siguiente expresión para determinar la demanda por corte amplificada, Vu' .

$$Vu' = \omega_v \Omega_o V_E \quad (5-37)$$

donde,

ω_v : factor de amplificación dinámica simplificado

Ω_o : factor de sobrerresistencia en la base del muro

V_E : demanda de fuerza cortante (equivalente a V_u)

Basado en las investigaciones de Blakeley et al (1975), ω_v puede estimarse para edificios de seis (6) o más pisos como:

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_t}{30} \leq 1.8 \quad (5-38)$$

donde n_t representa el número de pisos.

Según Fondonorma 1753:2006, para determinar el momento máximo probable M_{pr} se emplea un factor de sobrerresistencia del acero de refuerzo longitudinal que no sea menor a 1.25. Sin embargo, Lehman & Lowes (2013) recomiendan un valor de $\Omega_o = 1.4$, tomando en cuenta los resultados de sus ensayos.

Considerando los datos del ejemplo anterior (Muro 1), sabiendo que se trata de un edificio de trece (13) pisos, se determinó la demanda por corte amplificada y se verificó si la sección sigue siendo segura. Debe tenerse en cuenta el factor de reducción de respuesta $\phi = 0.75$ ya que, según ACI 318, se provee una resistencia por encima del corte correspondiente a la resistencia a flexión.

$$\omega_v = 1.3 + \frac{13}{30} \leq 1.8$$

$$\omega_v = 1.73$$

Tomando la recomendación de $\Omega_o = 1.4$,

$$Vu' = 0.75 * (1.73 * 1.4 * 65.28 \times 10^3 \text{ kgf}) = 118.58 \times 10^3 \text{ kgf}$$

Comparando con el Muro 1, según ACI 318:11 §21.9.4 con una cuantía de acero colocado de $\rho_v = 0.0025$,

$$\phi V_n = 170.1 \times 10^3 \text{ kgf}$$

Por lo tanto, como $\phi V_n \geq V_u'$, la sección verifica. Sin embargo, es importante destacar el gran aumento que representa considerar estos factores, los cuales incrementan el valor de la demanda por corte de forma significativa. Debe seguirse con cuidado la discusión que está en proceso sobre estas consideraciones que también se recomiendan en SEAOC, si bien el comité de ACI ha decidido no incorporarlas en su normativa.

Propuesta para la determinación de la necesidad de miembros de borde a partir de la carga axial crítica, incorporando criterios de ACI 318-11

El hecho que las Normas exijan determinar la profundidad del eje neutro c para establecer si el muro requiere miembros de borde, resulta ser una complicación. El valor de " c " es único para un muro, y se obtiene a través del equilibrio de las fuerzas y la compatibilidad de deformaciones. Existen varios acercamientos al problema:

Dr. L. Fargier: suponer todo el acero concentrado en los extremos

Ing. D. Rodríguez: ábacos publicados por Gerdau AZA

Ing. J.M. Velásquez (muros típicos de los sistemas tipo túnel): método de Cárdenas y Magura

Pero la realidad es que, para diseñar el muro por corte por capacidad, es necesario construir formalmente el Diagrama N-M del muro. En la Figura 5-19 se muestra un esquema de un Diagrama N-M, en el que se destacan algunos puntos importantes en relación al valor de " c ".

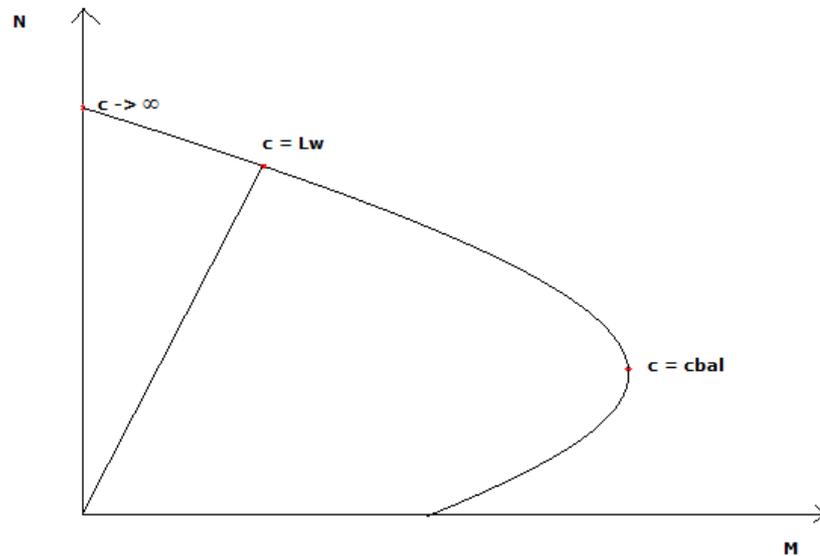


Figura 5-19: Diagrama N-M y valores de c
Fuente: Elaboración propia

Este diagrama se obtiene para cada muro, tomando en cuenta sus dimensiones, las propiedades mecánicas del concreto y del acero y la disposición final de este último a lo largo de la sección transversal del muro. Su determinación puede hacerse a partir de una hoja de cálculo para todos los valores de "c" posibles, como se recomienda en el *Apéndice B*. Además, este diagrama debe ser una envolvente de todos los casos de combinación de cargas. Sobre este tema, se recomienda consultar Marín J. y Güell A. (1984).

Con el objetivo de agilizar el cálculo en el diseño de muros, se adoptan las ideas presentadas por el Dr. Luis Fargier (Conversación personal 07/09/2013), como una interpretación alternativa de la Norma para determinar la necesidad o no de miembros de borde, a partir de la relación directa que existe entre el valor de "c" y la magnitud de la carga axial mayorada, N_u . Fargier comenta que este cálculo debería ser sencillo e inmediato, ya que las decisiones importantes que debe tomar un ingeniero y en las cuales debe dedicar más tiempo, son otras; como es el caso de la distribución de los muros en planta y altura, el cual es un factor que afecta de forma importante el comportamiento de la estructura, tomando en cuenta la posibilidad de presentar efectos de torsión.

A partir de la construcción rigurosa del Diagrama N-M se puede observar una relación lineal entre "c", que decrece con el valor de la carga axial N_u . Entonces, se puede elaborar un gráfico que relacione ambos parámetros. En la Figura 5-20 se describe el comportamiento esperado del gráfico en cuestión.

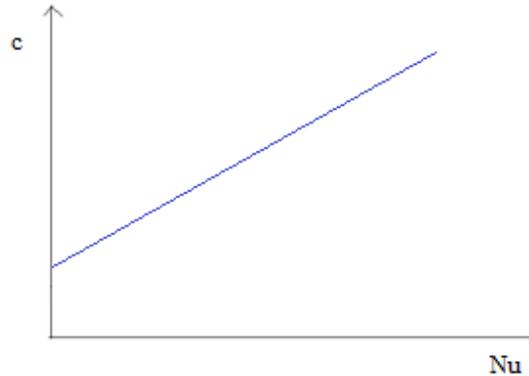


Figura 5-20: Relación entre la profundidad del eje neutro y la carga axial
Fuente: Elaboración propia

Luego, se podría incluir el valor límite c' especificado en la Norma, graficando en el eje de las ordenadas la relación c/c' . Considerando que las Normas exigen miembros de borde para el caso donde $c \geq c'$, esto se podría representar como el caso donde $c/c' \geq 1$.

En la Figura 5-21 se puede observar que la entrar al gráfico con $c/c' = 1$ y cortar con la curva, se obtiene el valor de carga axial mayorada a partir del cual el muro en cuestión requiere miembros de borde, Nu_{cr} . Valores de Nu menores representan los casos donde no se requieren miembros de borde.

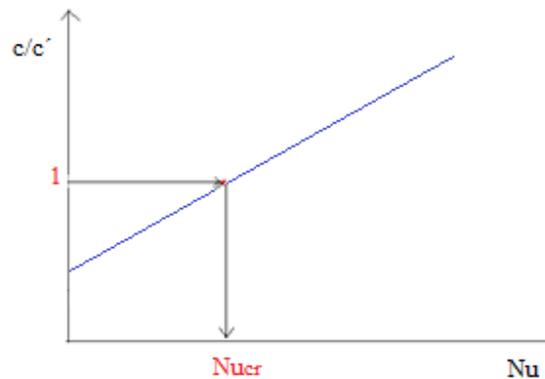


Figura 5-21: Determinación de la necesidad de miembros de borde a partir Nu
Fuente: Elaboración propia

Además, se deduce fácilmente que para evitar la colocación de miembros de borde es necesario reducir el valor de la carga axial a la cual se solicita el muro, lo cual podría lograrse al aumentar la densidad de muros en planta. Este caso se presentaría, por ejemplo, en la

construcción de un edificio de muros delgados con acero concentrado en los extremos, donde no aplica la fórmula de Cárdenas y Magura.

Este procedimiento, propuesto por el Dr. Luis Fargier (Conversación personal 07/09/2013) permite simplificar el problema al máximo valor de Nu a partir del cual se requieren miembros de borde, siendo un concepto más sencillo de analizar que el cálculo de "c" para cada caso de carga. Por ser cada gráfico relativo a las características particulares de cada muro, se podrían elaborar una serie de ábacos que consideren los casos comunes en la práctica constructiva de muros. En la Figura 5-22 se muestra el esquema de ábaco de un muro bajo distintos casos de δ_v/hw , desde el valor mínimo de 0.007 establecido por ACI 318-11 hasta el valor tope propuesto de 0.012 (Fargier, 2010). Puede notarse que a mayor valor de δ_v/hw , la carga axial crítica Nu_{cr} tenderá a ser menor. En otras palabras, para un mismo valor de carga axial, el muro tenderá a requerir miembros de borde a medida que la deriva esperada sea mayor.

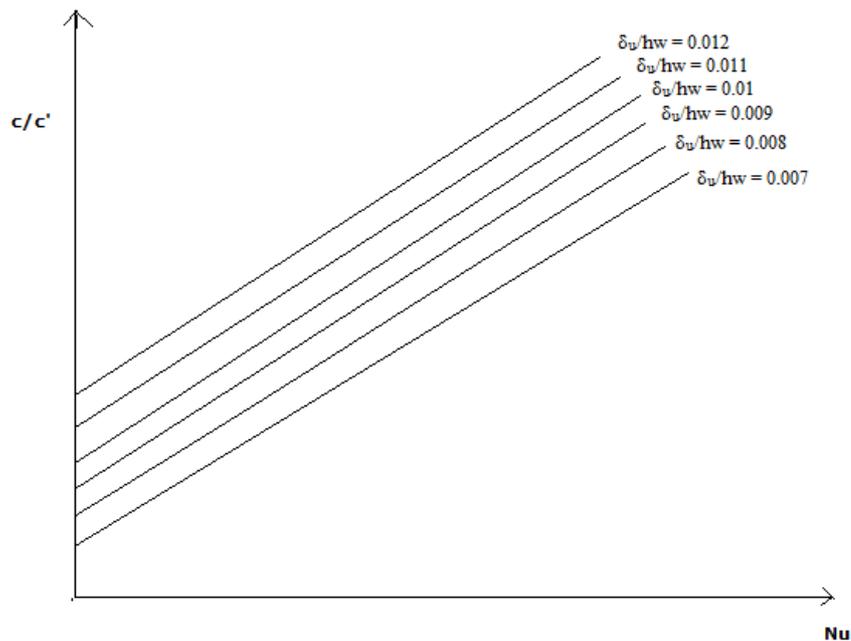


Figura 5-22: Ábacos para determinar Nu_{cr} de un muro para distintos casos de δ_v/hw
Fuente: Elaboración propia

Se recomienda, entonces, la utilización de ábacos de Diagramas N-M para una serie de muros típicos con diferentes armados, con el fin de determinar la cuantía de acero requerida; en

conjunto con estos ábacos propuestos para determinar la necesidad o no de miembros de borde. Para estimar una longitud de miembros de borde para el caso de muros controlados por tracción, se recomienda tomar un valor de "c" estimado a partir de la longitud L_w , como se muestra en la sección siguiente.

En el *Apéndice C* se muestra la determinación de la necesidad de colocar miembros de borde para los casos anteriormente descritos de Muro 1 y Muro 2, utilizando esta metodología.

Longitud de los miembros de borde

En cuanto a la longitud de miembros de borde, se puede observar que el criterio propuesto por Fondonorma 1753:2006 en su Procedimiento 2 tomado de UBC 97 arroja, en general, valores más exigentes que el criterio de ACI 318-11 que solo recomienda la longitud de confinamiento. El primero, propone directamente una longitud en función de la longitud del muro L_w ; mientras que el segundo lo hace según el valor de "c" y comparar con un valor límite c' , el cual supone un cálculo mucho más laborioso. Para demostrar este razonamiento, se procede de la siguiente manera.

En la Tabla 5-11 se puede observar los resultados encontrados de c' en función de la longitud L_w para un muro cualquiera, variando el parámetro δ_u/hw desde el valor mínimo de 0.007 hasta el valor límite propuesto por Fargier de 0.012. El valor c' se obtuvo a partir de la Fórmula (21-8) de ACI 318-11.

Tabla 5-11: Valores de c' para diferentes derivas

δ_u/hw	c'
adim	x L_w
0.007	0.24
0.008	0.21
0.009	0.19
0.01	0.17
0.011	0.15
0.012	0.14

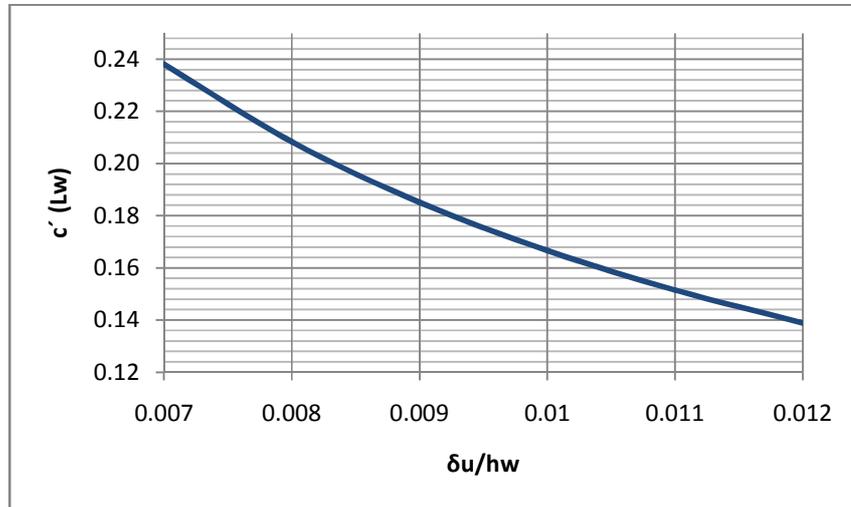


Figura 5-23: Valores de c' en función de δ_u/hw
Fuente: Elaboración propia

En la Figura 5-23 se observa claramente que el valor de c' va disminuyendo a medida que aumenta δ_u/hw . Es decir, mientras mayor sea el desplazamiento de un mismo edificio ante cargas sísmicas, más exigente es el requisito de colocar miembros de borde. Suponiendo los casos críticos donde $c = c'$ y se comienzan a requerir miembros de borde, la longitud de confinamiento " L_o " de los mismos se determina como el mayor valor entre $c - 0.1Lw$ ó $0.5c$. Los resultados se muestran en la Tabla 5-12.

Tabla 5-12: Longitud de confinamiento de los miembros de borde

c	$c - 0.1 Lw$	$0.5c$	L_o
$x Lw$	$x Lw$	$x Lw$	$x Lw$
0.24	0.14	0.12	0.14
0.21	0.11	0.10	0.11
0.19	0.09	0.09	0.09
0.17	0.07	0.08	0.08
0.15	0.05	0.08	0.08
0.14	0.04	0.07	0.07

Puede verse que para estos valores críticos, la longitud de confinamiento " L_o " varía de $0.14Lw$ a $0.07Lw$; valores menores a los recomendados por el Procedimiento 2 de Fondonorma 1753:2006, entre $0.30Lw$ y $0.15Lw$.

Sin embargo, cabe destacar que esta diferencia no se aísla de las filosofías de diseño propuestas por ACI 318 y UBC 97. Mientras ACI 318 exige el cálculo de "c" para determinar la necesidad de colocar miembros de borde, UBC 97 hace lo propio a partir de la restricción de la carga axial y la relación entre el momento y el corte actuantes.

Como una recomendación para estimar rápidamente la longitud de los miembros de borde para muros controlados por tracción, los cuales se tratan en los casos estudiados en este trabajo, se pueden tomar en cuenta los siguientes criterios:

- Un muro controlado por tracción se caracteriza por un valor de $c \leq c_{bal}$. Para un acero de refuerzo con $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$, ello se traduce en $c \leq 0.375 L_w$.
- Si se puede observar en el Diagrama N-M que un muro está claramente controlado por tracción (como es el caso de los ejemplos estudiados), se puede estimar un valor de "c" menor a $0.375L_w$.
- A partir de los ejemplos resueltos, se pudo observar que los muros rectangulares claramente controlados por tracción presentan valores de "c" que rondan entre $0.20L_w$ y $0.30L_w$.
- Para un muro controlado por tracción sometido a los mismos casos de carga, con características geométricas similares y las mismas propiedades mecánicas de sus materiales, con un valor de área de acero vertical dispuesto similar, se obtienen diferentes valores de "c" según el criterio de disposición del acero. Para muros con acero muy concentrado en los extremos (tipo Muro 1) el valor de "c" será relativamente menor al obtenido para muros con acero equitativamente distribuido entre los bordes y el alma (tipo Muro 2).
- Tomando el valor aproximado que más se ajuste a cada caso, se puede determinar la longitud del miembro de borde aproximada al sustituir este valor aproximado de "c" en las fórmulas propuestas en ACI 318-11, donde se tomará el mayor valor entre $c - 0.1L_w$ y $0.5c$.

Esta simplificación se propone ya que, en el caso que se requieran miembros de borde, la longitud de los mismos es un valor que tenderá a diluirse en el detallado final del muro, por lo que no se justifica un nivel de exactitud tan exigente. Por otra parte, sí se recomienda necesario encontrar una metodología que permita resolver, en estricto apego a las Normas, la necesidad de colocar o no miembros de borde. Para ello, en este trabajo se propuso una alternativa que facilita la labor al ingeniero, al comparar cargas axiales críticas en lugar de la profundidades del eje neutro.

Capítulo 6.- Recomendaciones para una futura revisión de la Norma Venezolana Fondonorma 1753

La Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006 se basa en el ACI 318:2005 con algunos aspectos tomados de ACI 318:2008 y de UBC 97. No obstante, como se mostró en el Capítulo 3 han surgido numerosas modificaciones en la normativa internacional. Por lo tanto, el análisis de dichos cambios se realizó de manera exhaustiva; se tomó en cuenta las causas y consecuencias de los mismos, así como también se compararon las condiciones sísmicas y constructivas existentes entre Chile y Venezuela. Con la información suministrada por el Ing. José Manuel Velázquez, también se presentaron algunas recomendaciones.

Sistemas tipo túnel en Venezuela

En la práctica constructiva venezolana es común encontrar el uso de los sistemas tipo túnel, así como otras variantes constructivas similares. Aunque existen ciertas edificaciones construidas con muros estructurales de considerable espesor y de grandes luces, gran parte de las edificaciones multifamiliares destinadas como viviendas de interés social se construyen con sistemas de muros muy delgados. Como se observó en capítulos anteriores, actualmente se discute a nivel mundial la importancia del espesor del muro; en Chile se optó por aumentar el mismo mientras que en Venezuela todavía se proyecta con espesores de hasta 10 cm y 12 cm. ¿Quiere decir esto que se están ejecutando obras que pudieran presentar problemas? En una reunión con el Ing. José Manuel Velásquez se discutió acerca de estos tópicos.

Nunca se han visto daños, en el Sismo de Cariaco del año 1997 se vieron afectadas varias edificaciones de sistemas tipo pórtico de hasta 10 plantas, carreteras, entre otros. Proyecté un edificio tipo túnel de 17 plantas, el espesor de 15 cm a 20 cm, 2.50m de altura libre, soportados mediante una placa de fundación. No se presentó daño alguno. (Comunicación personal, 30 de septiembre de 2013).

Por el momento, no se pueden incluir disposiciones específicas sobre estos sistemas a la normativa venezolana debido a que, como se ha comentado a lo largo de este trabajo, existen diversas posiciones acerca del sistema constructivo nacional. Tampoco se cuenta con la información suficiente debido a la ausencia de investigaciones en el tema. En Chile y otros países se han evaluado edificaciones de delgado espesor, pero a pesar de existir similitudes en el diseño de estos sistemas, cada caso es único. En Venezuela y Chile, para distintas edificaciones de espesores iguales, el área de muro en planta se encuentra alrededor del 4% como mínimo en Venezuela, mientras que en Chile rondaba el 3%. Por tanto, se deben realizar investigaciones exhaustivas tomando en cuenta estas diferencias.

Investigaciones pertinentes para llevar a cabo modificaciones en Fondonorma 1753

Foco de las investigaciones

En el caso de comprobarse el buen desempeño de los sistemas tipo túnel, merece la pena resaltar la posibilidad de introducir en el Capítulo 14 de Fondonorma 1753:2006 una nueva sección diferenciando estos sistemas (entre otros de delgado espesor y elevada área de muros en planta) de los edificios de muros gruesos y baja área resistente. Mientras no se cuente con los resultados de las investigaciones acerca de dicho comportamiento, el Ing. José Manuel Velásquez recomienda mantener el corte y las tensiones de compresión bajas.

Dichas proyecciones deben presentar un área de muros en planta no menor al 4%, tomando en cuenta que la luz libre no exceda los 3.5 metros. La necesidad de mantener un área elevada de muros viene dada por la intención de reducir el corte actuante y mantener baja la tensión de compresión. Sin embargo, el Ing. J. M. Velásquez comentó que a medida que se aumente el número de plantas de la edificación, el espesor también debe ser incrementado.

Las investigaciones deberán basarse tanto en el comportamiento de los sistemas de delgado espesor en función de la luz libre entre muros, así como también en la capacidad de deformación en cuanto a la demanda sísmica existente. Con relación a la interacción muro-losa en función de la luz libre, se cuenta hasta ahora con la investigación realizada por S. Eshghi, A. Tavafoghi, (2012).

En cuanto a la capacidad de deformación del muro, el Ing. Patricio Bonelli sugirió (Correo electrónico, 03/10/2013) que se determine la capacidad de curvatura última de la sección transversal del muro en la sección crítica, partiendo del siguiente criterio:

- $\varepsilon_c = 0.003$ ya que se trata de muros delgados sin confinar, ó
- $\varepsilon_s = 0.01$ controlando el menor

Se considera $\varepsilon_s = 0.01$, ya que para este valor comienza el pandeo de las barras longitudinales.

Entonces, se debe comparar esta capacidad con la demanda del sismo. Si la demanda resulta ser mayor, la sección falla. Con el fin de contribuir a las posteriores investigaciones referentes a este tema, se presenta en este capítulo el procedimiento para determinar la capacidad de curvatura última.

En principio, una vez que se tienen las características geométricas y las solicitaciones a la cual estará sometida la edificación, se debe proceder a determinar la profundidad del eje neutro para los siguientes casos, tomando el más desfavorable.

- $\varepsilon_c = 0.003$
- $\varepsilon_s = 0.01$

La profundidad del eje neutro se puede determinar mediante el método de Cárdenas y Magura estudiado en el Capítulo 4.

Una vez obtenido, se procede a determinar la capacidad de curvatura ϕ_u a partir de:

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{c} \quad (6-1)$$

Luego, una estimación aproximada proveniente de la suposición del giro unitario constante, permite expresar la rotación como:

$$\theta = L_p * \phi_u \quad (6-2)$$

Siendo L_p la longitud aproximada de la rótula plástica. Sin embargo, θ se puede determinar de una manera más exacta.

Se utilizará el valor de L_p descrito por Massone, L. (2013). Esto con la finalidad de contemplar la poca capacidad de deformarse de estos muros, siendo $0.5L_w$ un valor muy grande para este tipo de sistemas (Conversación con Ing. J.M. Velásquez, 30/10/2013) ya que esta fórmula arroja valores entre 0.2 y 0.3% según lo visto en dicho seminario.

$$L_p = 0.044 h_w + 0.2L_w \quad (6-3)$$

siendo h_w la altura del muro.

Una vez obtenido, se procede a determinar δ_u y comparar con la demanda por sismo. Si el sismo demanda una deformación superior de techo, ocurrirán las fallas que existieron en Chile, de tipo frágil.

Recomendaciones a partir de los resultados que se encuentren

Propuestas para muros de mayor espesor

Cualesquiera que sean los resultados de dichas investigaciones, es necesario tomar en cuenta algunos aspectos para las edificaciones que no sean realizadas bajo el sistema tipo túnel o similares, es decir, para aquellas donde los muros presenten un mayor espesor.

Se sabe que los cambios internacionales se basaron principalmente en el espesor, la restricción de la carga axial, y algunos aspectos del refuerzo en los miembros de borde. A partir del análisis de estas modificaciones descritas en el Capítulo 3, sumado a las lecciones aprendidas de Chile, se pretendió establecer algunas recomendaciones a Fondonorma 1753:2006

En principio, se sugiere especificar claramente el diseño del corte por capacidad por las razones expuestas en el Capítulo 4.

Por causa de las lecciones aprendidas en Chile, se concibe en dicho país una carga axial máxima permitida en los muros, lo cual concuerda con las recomendaciones del Ing. José M. Velásquez. Aunque ACI 318 no exige específicamente esta condición, se demostró en Chile el mal comportamiento de los muros que soportaban una elevada carga axial. Por todo lo anterior, se debe especificar claramente la restricción de la carga axial en Fondonorma.

Por último, se encuentran los cambios referidos al refuerzo en los miembros de borde (ver *Apéndice A*).

En cuanto a los miembros especiales de borde, fue observada la falla por pandeo de las barras longitudinales. Esto se debe a la falta de confinamiento existente en las edificaciones chilenas, en especial a aquellas construidas en los años posteriores al terremoto de Viña del Mar en el año 1985. Por tanto, la normativa venezolana en este aspecto se encuentra vigente; en este asunto Venezuela concuerda con ACI 318:2008 y DS. 60.

Continuando con las disposiciones que tienen por objeto garantizar el buen confinamiento del concreto miembros especiales de borde, se encuentran diferencias entre Chile y ACI 318. Sin embargo, aunque Venezuela se inclina hacia valores conservadores, las nuevas normativas han dispuesto los criterios en función del espesor; esto está muy relacionado con las condiciones constructivas de cada país, por lo que se debe evaluar la incidencia en este ámbito en Venezuela antes de proveer alguna sugerencia para Fondonorma.

Otro aspecto relacionado con problemas constructivos se refiere a la restricción de diámetros máximos y mínimos para el refuerzo longitudinal y transversal (ver Capítulo 3). De no existir evidencias de problemas en Venezuela en cuanto a las dimensiones del refuerzo, no existirán entonces razones para modificarse.

Dejando a un lado los miembros especiales, también se encontraron cambios en los miembros ordinarios de borde. Chile y ACI 318 mantienen la misma filosofía, dejar este valor de separación en función del espesor. Se debe evaluar en Venezuela, tanto las consecuencias económicas como constructivas de adoptar este cambio.

Propuesta para muros delgados, sistemas tipo túnel, entre otros

En el caso de comprobarse la eficiencia de estos sistemas para resistir las sollicitaciones sísmicas, se deben especificar algunos aspectos que no se restringen claramente en Fondonorma.

El primero de ellos es la carga axial, de vital importancia para evitar la falla en estos muros. Según recomendaciones del Ing. José Manuel Velásquez, debe restringirse para garantizar la estabilidad de estos sistemas. Limitar la carga axial trae consigo permitir la concepción de espesores menores. Por esta razón se debe limitar también la relación de área de muro en

planta para garantizar el buen comportamiento. A continuación se presenta la Tabla 6-1 donde se resumen todas las recomendaciones por parte del Ing. José M. Velásquez.

Tabla 6-1: Propuesta de requisitos normativos en sistemas tipo túnel.

Número de Plantas	% de Área en planta (%)	Espesor mínimo (cm)
1-5	4	12
6-20	5	15
*Siempre se deberá verificar que el porcentaje de área en planta permita mantener un corte no mayor al 10% de la resistencia del concreto al corte y una tensión de compresión baja.		

Estos valores son tentativos, basados en la amplia experiencia del profesional. Sin embargo, deben ser evaluadas y cuantificadas las consecuencias de aplicar estos valores antes de recomendarse formalmente.

Otra sugerencia importante aplica para el diseño por corte. El Ing. J. M. Velásquez recomienda no permitir valores mayores del 10% de la resistencia del concreto al corte. A su vez, sugiere mantener reducida la tensión de compresión.

Por último, recomienda mantener luces menores a los 3.5 m por las razones expuestas anteriormente, defendiendo la importancia de la interacción muro-losa en el comportamiento de estos sistemas.

Es importante distinguir las condiciones sísmicas, constructivas y económicas en Venezuela antes de aplicar algún cambio. La experiencia internacional sugiere la importancia de restringir la carga axial, diseñar el corte por capacidad y realizar el confinamiento adecuado con muros de mayor espesor cuando este es requerido.

Capítulo 7.- Conclusiones

El estudio comparativo de las condiciones sísmicas chilenas y neozelandesas, indica que en Venezuela no se contemplan eventos de las magnitudes y condiciones ocurridas en esos países. Sin embargo, en la formulación del riesgo sísmico no solo debe tenerse en cuenta esta amenaza, sino también la vulnerabilidad de las edificaciones, lo cual puede ser pertinente en el caso venezolano.

Los criterios de confinamiento de los miembros de borde establecidos por Fondonorma 1753:2006 son aceptables, tomando en cuenta que ACI 318 no ha modificado esta exigencia de forma significativa. Los daños observados en Chile por falta de confinamiento de los bordes se debe a que la normativa chilena no exigía el confinamiento de los miembros de borde desde el terremoto de Viña del Mar de 1985. Un caso particularmente interesante a considerar es el de los sistemas tipo túnel por las dificultades constructivas que implica confinar el concreto.

Se destaca el requisito de un espesor mínimo de muros con miembros de borde de treinta (30) centímetros exigidos por la normativa chilena, lo cual se asemeja a los incorporados en la nueva versión de ACI 318-14. Esta última sugiere muros de mayor espesor indirectamente al dificultar el confinamiento en muros delgados. Este requisito no puede aplicarse a los sistemas tipo túnel por razones constructivas y económicas, por lo que deben evaluarse las incidencias que esto conlleva en el buen desempeño de estos sistemas.

En cuanto al diseño por corte, se recomienda diseñar por capacidad, de forma tal de considerar el efecto de sobrerresistencia. ACI 318 no exige este criterio, pero la Norma Neozelandesa NZS 3101:2006 y la SEAOC, respaldadas por nuevas investigaciones y ensayos realizados, consideran que se está subestimando la fuerza cortante (ver Capítulos 4 y 5). De forma similar, se recomienda restringir la carga axial en los muros, tomando en cuenta las experiencias chilenas y los estudios expuestos en este trabajo (ver Capítulos 2 y 3).

En Chile, los edificios característicos de muros presentan grandes espesores y una baja área de muros en planta, siendo sistemas flexibles y dúctiles. En cambio, en Venezuela la construcción de edificios de muros se orienta, en su mayoría, a viviendas de interés social, con los sistemas tipo túnel y sus variantes. Estos sistemas se caracterizan por muros delgados y una elevada área de muros en planta, siendo sistemas rígidos y frágiles, pero con gran capacidad resistente. Considerando estas diferencias, así como la discusión reflejada en este trabajo, se propone analizar la contribución de las losas en el desempeño de sistemas de muros estructurales con luces libres pequeñas, como es el caso de los sistemas tipo túnel, para poder decidir la conveniencia de su implementación en zonas de alto riesgo sísmico.

Se desarrollan ejemplos numéricos de muros estructurales según la normativa internacional y la norma venezolana, ilustrando las diferencias encontradas. Para el diseño por flexo-compresión se obtiene un área de acero vertical similar, pero se encuentran variaciones en la disposición de esta a lo largo del muro. Por ello, el criterio de ACI 318 resulta en una mayor resistencia a flexión y una mayor capacidad de curvatura; mientras que el criterio recomendado por Fondonorma 1753 procura una mayor resistencia al deslizamiento y evitar el congestionamiento de los bordes. Queda a juicio del profesional escoger el criterio que más se adapte a cada caso.

Se verifican las simplificaciones propuestas por el Dr. Luis Fargier y el Ing. Denis Rodríguez para el diseño de muros estructurales, debidas a la complicación para determinar la profundidad del eje neutro c . Se propone un criterio de verificación simplificado de cuatro capas de acero concentradas en los baricentros de las barras verticales agrupadas, consiguiéndose un error despreciable a los efectos del diseño. El método de Cárdenas y Magura sigue vigente para solo para el caso de muros con acero uniformemente distribuido.

Tomando en cuenta estas diferencias, se propone elaborar una serie de ábacos como una nueva metodología para determinar la necesidad de miembros de borde para muros rectangulares, a partir de la carga axial mayorada. Además, se determina que la profundidad del eje neutro c para muros rectangulares claramente controlados por tracción suele oscilar entre $0.20L_w$ y $0.30L_w$.

Hasta el momento, no se cuenta con suficiente información para determinar la incorporación en el Capítulo 14 de Fondonorma 1753:2006 los procedimientos de diseño debatidos en este trabajo (muros delgados y muros de mayor espesor que puedan o no pertenecer a sistemas duales). Esto se debe, entre otras variables, a que no se ha cuantificado la influencia real que tiene la interacción muro-losa para luces cortas en el comportamiento sismorresistente de la estructura.

A pesar del reducido espesor de muro presente en algunas edificaciones chilenas que fallaron, se debe destacar que por causa de la elevada relación de área de muros en planta que caracteriza los sistemas tipo túnel, la carga axial en estos sistemas constructivos venezolanos es mucho menor que la que sostuvieron las edificaciones chilenas de reducido espesor de muro (ver Capítulos 4 y 6). Por tanto, se reitera la necesidad de realizar investigaciones tomando en cuenta la magnitud de la amenaza sísmica y las características constructivas venezolanas, antes de realizar un juicio definitivo a favor o en contra de estos sistemas.

Capítulo 8.- Recomendaciones

Cuantificar la contribución de las losas en el comportamiento de los sistemas de muros estructurales con luces cortas, para poder decidir sobre el uso en zonas de alto riesgo sísmico de muros delgados sin miembros de borde, como los sistemas tipo túnel y similares.

Asimismo, se debe evaluar la capacidad última de curvatura en edificaciones de muros delgados y comparar con la demanda exigida por el sismo, tomando en cuenta la historia sísmica venezolana y la zonificación sísmica. Para este análisis debe evaluarse la capacidad de curvatura tomando en cuenta el caso más desfavorable entre la deformación de agotamiento del concreto o la deformación del acero para el instante en que comienza el pandeo de las barras longitudinales, tal como se especifica en el Capítulo 6.

Con los resultados de estos dos estudios se podrá establecer un criterio para estos muros en el Capítulo 14 de Fondonorma 1753:2006 y considerar sus características particulares.

En este trabajo se abordan las consideraciones en cuanto al diseño de muros rectangulares simples. Resulta importante considerar en futuros trabajos el diseño de muros T, C y similares, ya que actualmente se no recomienda analizarlos como muros rectangulares independientes.

Se detectó la necesidad de elaborar una serie de diagramas y ábacos para facilitar la determinación de la necesidad de miembros de borde en muros rectangulares, tomando en cuenta los criterios expuestos en el Capítulo 5 y el Apéndice C. Puede estudiarse la implementación de esta metodología en muros con alas.

Es necesario cuantificar la diferencia entre las edificaciones de muros que fallaron en Chile contra las que se construyen hoy en día en Venezuela, en aspectos como: área de muros en planta, alturas de muros, números de pisos, luces libres, entre otros. Se recomienda evaluar también las consecuencias del uso de estas estructuras en suelos blandos, así como el diseño de las fundaciones.

Referencias bibliográficas

Libros, Tesis y Organizaciones

- ACI 318 (2008). *Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary*. ACI. Detroit. 471 pp.
- ACI 318 (2011). *Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary*. ACI. Detroit. 465 pp.
- ALCOCER, S. (1995). *Comportamiento y Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado: Muros Estructurales*. Centro Nacional de Prevención de Desastres e Instituto de Ingeniería. 238-257 pp. México.
- ÁVILA, J. (2010). *El terremoto de Chile 27 de Febrero de 2010, Mw 8.8*. Instituto de Ingeniería UNAM, Informe de la misión del estudio de ingeniería UNAM, México.
- BLAKELEY, R., COONEY, R., MEGGET, L. (1975). Seismic shear loading at flexural capacity in cantilever wall structures, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 4, pp. 278–290.
- BONELLI, P., RESTREPO, J., QUINTANA GALLO et al. (2012). *Improvements for the seismic design of reinforced concrete walls in Chile and suggestions for the refinement of other seismic code provisions*. 2012 NZSEE Conference. 13 pp.
- BRADLEY, B. y CUBRINOVSKI M., (2011). *Near-Source Strong ground motions Observed in the 22 February 2011 Christchurch Earthquake*. Seismological Research Letters, Vol. 82, No 6, 853 pp.
- CÁRDENAS, A., MAGURA, D. (1973). Strength of High-Rise Shear Walls - Rectangular cross sections. *Response of Multistory Concrete Structures to Lateral Forces*. Publicación Especial, 36. 119-150 pp. American Concrete Institute. Detroit, Michigan.
- CHAPLE, P. (2012). *Aplicación decretos DS. 60 y DS. 61, Nuevas Exigencias*. BIT, Vol 84, (Mayo), pp. 68-72,
- DECRETO 117. (2010). *Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo.
- DECRETO 118 (2010). *Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el Hormigón Armado y deroga decreto N° 395 exento, de 2008*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo.
- DECRETO 60 (2011). *Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el Hormigón Armado y deroga decreto N° 118*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Chile.
- DECRETO 61 (2011). *Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga D.S N° 117., (V Y U), de 2010*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Chile.
- ESHGHI, S., TAVAFOGHI, A. (2012). Seismic Behaviour of Tunnel Form Building Structures: An Experimental Study. *15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa. 10 pp.
- FARGIER G., L., FARGIER S., L. (2010). *Concreto Armado, Comportamiento y Diseño*. Publicado por Luis B. Fargier G. Mérida, Venezuela. 414 pp.

- FERNÁNDEZ, M., MONTES, L. (2008). *Diseño de muros de corte según el Capítulo 14 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, asistidos por ETABS*. Universidad Católica Andrés Bello. Caracas. 142pp.
- FRATELLI, M. (1999). *Edificios de pantallas y Estructuras Aperticadas*. Caracas. 431 pp.
- FUNVISIS, La Investigación Sismológica en Venezuela, 2002. Impresos Lauper. Caracas, Venezuela 118 pp.
- HILSON, C., WALLACE, J. (2013). *(Task Order 21)/NIST Tests at UCLA: Boundary Element Prism Tests under Cyclic Loading*. ATC-94. Celebrado el 12-13/08/2013.
- LARRAÍN, A., YÁÑEZ, F., VERDUGO, C. (2006). *Manual de Cálculo de Hormigón Armado*. Segunda Edición en Base al Código ACI 318-05. Gerdau AZA, S.A. 2da Edición. Chile. 299 pp.
- LEHMAN D., LOWES L. (2013). *Performance, Analysis and Design of Flexural Concrete Walls*. NEES Webinar. University of Washington, Seattle. 102 pp.
- LOBO, W. (2011). Comportamiento sismorresistente de muros estructurales: El caso del terremoto de Maule, Chile 27-08-2010. *Proyecto de edificaciones con muros estructurales de concreto reforzado*. Seminario Técnico. Sidetur. Caracas.
- MARÍN, J., GÜELL, A. (1984). *Manual para el Cálculo de Columnas de Concreto Armado*. Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas FUNVISIS. Caracas. 220 pp.
- MASSONE, L. (2010). *Seminario DS. 60*. ACHISINA. Universidad de Chile.
- MASSONE, L. (2013). *Fundamental Principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the M_w 8.8 earthquake in 2010*. Engineering Structures, Vol56, (July), pp. 1335-1345, Elsevier Ltd. Santiago ADRIANA
- NCh 430.(2008). *Hormigón armado- Requisitos de diseño y cálculo*. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh 433.(1996). *Diseño sísmico de edificios*. Instituto Nacional de Normalización.
- NORMA VENEZOLANA 1753 (2006). *Proyecto y construcción de obras en concreto estructural*. Fondonorma. Agosto, Caracas. 329pp.
- NORMA VENEZOLANA COVENIN 1756 (2001). *Edificaciones Sismorresistentes*. Ministerio de Infraestructura. Caracas. 71pp.
- NZS 3101 (2006). *Concrete Structures Standard, Part 1: The Design of Concrete Structures*. S. N. Zealand, Ed. Wellington, New Zealand. 308 pp.
- PAULAY, T., PRIESTLEY, M.J.N. (1992). *Seismic Design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons. New York. 744 pp.
- PUGH, J. (2012). *Numerical Simulation of Walls and Seismic Design Recommendations for Walled Buildings*. University of Washington, Seattle. 423 pp.
- RODRÍGUEZ, D.(2011). *Diseño de muros estructurales según Fondonorma 1753:06 y códigos afines*. *Proyecto de edificaciones con muros estructurales de concreto reforzado*. Seminario Técnico. Sidetur. Caracas.
- RONDÓN, A. (2011). *Sistema estructural tipo túnel: Análisis de su comportamiento bajo acciones sísmicas*. Universidad Católica Andrés Bello. Caracas. 89 pp.
- SEAOC (2006). *Building Design Examples for Steel and Concrete*. *IBC Structural/Seismic Design Manual*. Vol. 3. pp. 218-238. Sacramento.

- SOZEN, M. A. (1989). *Earthquake Response of Buildings with Robust Walls*. Proceedings 5th Chilean Conference on Earthquake Engineering. Santiago, Chile. 14pp.
- URICH, A. (2011). El protagonismo de las paredes en el desempeño sismorresistente de nuestros edificios. *Proyecto de edificaciones con muros estructurales de concreto reforzado*. Seminario Técnico. Sidetur. Caracas.
- VÁSQUEZ, V. (2013). *Evaluación de la capacidad de deformación de un muro T diseñado de acuerdo a las normas vigentes en Chile desde el año 1996*. Universidad Técnica Federico Santa María 240 pp.
- WALLACE J., (2012). *Performance of Structural Walls in Recent Earthquakes and Tests and Implications for US Building Codes*, World Conference on Earthquake Engineering (15th, Lisboa, Portugal).

Páginas web

- AGUIRRE J., USGS, ESA, GOOGLE Y AGENCIAS. *Terremoto de Chile*. Obtenido el 25 de noviembre de 2012 en:
http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/events/1960_05_22.php
- AMOS, J. (2011) *New Zealand earthquake: Depth and location key*. BBC News. Obtenido el 7/10/2013 en:
<http://www.bbc.co.uk/news/world-asia-pacific-12534181>
- CENTRO DE INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA Y DE EDUCACIÓN SUPERIOR DE ENSENADA. *Información sobre temblores y sus efectos. Parte I*. México. Obtenido el 7/10/2013 en:
<http://resnom.cicese.mx/indexx.php?idCatPadre=175&op=2>
- U.S. GEOLOGICAL SURVEY. *Historic Earthquakes. Chile 1960 May 22 19:11:14 UTC Magnitude 9.5*. Obtenido el 7 de mayo de 2013 en:
http://estaticos.elmundo.es/elmundo/2010/graficos/feb/s4/terremoto_chile.swf

APÉNDICE A
COMENTARIOS ADICIONALES ACERCA DE LAS
MODIFICACIONES EN LAS NORMATIVAS
INTERNACIONALES

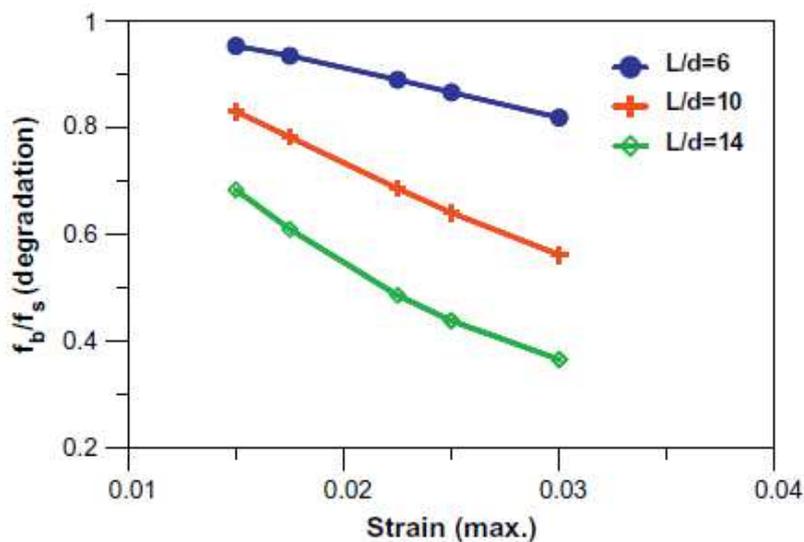
Separación vertical del acero de refuerzo en la sección transversal.

Es evidente que la separación del refuerzo en la dirección longitudinal está directamente relacionada con el pandeo de las barras verticales. No obstante, también existe una relación entre dicha separación y el diámetro de las barras que resisten los esfuerzos de flexión.

La degradación de la capacidad de compresión se muestra favorecida a medida que la relación entre la longitud de pandeo y el diámetro de la barra $\frac{L}{d}$ es mayor. En Chile, la misma se encontraba en algunos casos alrededor de 20.

En muchos casos, la zona dañada ocupó una altura de alrededor 400 mm o 500 mm (L), lo cual es generalmente el doble del espaciamiento del refuerzo horizontal, e incluso del espesor del muro. Considerando que el refuerzo longitudinal de borde tenía comúnmente de 22 mm o 25 mm de diámetro (d), la longitud de pandeo para la correlación de diámetro de la barra es cercana a 20 ($\frac{L}{d}$). (Massone, L. 2013)

En la siguiente figura, se muestra cómo mejora la capacidad de una sección de concreto a resistir la compresión para distintas correlaciones de diámetro. Es también evidente que un valor $\frac{L}{d}$ igual a 6 permite un mejor comportamiento.

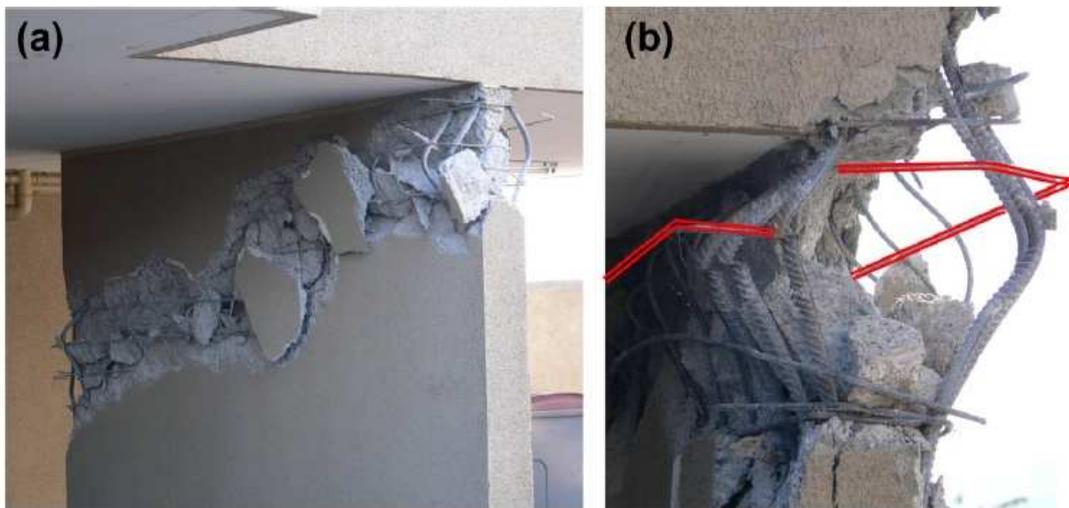


Degradación de la capacidad de compresión del concreto en función de la relación longitud de pandeo-diámetro

(Massone, L. 2013) *“La limitación de la separación a 6 veces el diámetro de la barra previene o demora el pandeo del refuerzo ante las derivas esperadas en los muros rígidos de corte en Chile”*

Se concluye entonces que la restricción de no separar el refuerzo transversal a más de $6d_b$, tiene como finalidad retrasar el pandeo. Cuando la barra patea, se destruye el concreto que la rodea, el cual es incapaz de resistir tracción.

En la siguiente figura, se observa tanto la vista general de la falla de un muro, así como el pandeo y la fractura de algunas barras longitudinales. Massone indica estas últimas con doble línea para guiar al lector.



Refuerzo de borde del muro: vista general, fractura y pandeo.

En la última propuesta de modificación por parte del ACI 318 expuesta en el Capítulo 3, se presentan valores más restrictivos en cuanto a la separación de los estribos de confinamiento.

Se realizó la comparación entre los valores de s_o que serían arrojados para las versiones del ACI 318-08 en adelante, para distintos valores de h_x . Dicha comparación se presenta en la siguiente tabla.

h_x	2014	2008-11
36,0	10,0	-
35,0	10,0	10,0
34,0	10,0	10,3
33,0	10,0	10,7
32,0	10,0	11,0
31,0	10,1	11,3
30,0	10,1	11,7
29,0	10,1	12,0
28,0	10,1	12,3
27,0	10,1	12,7
26,0	10,1	13,0
25,0	10,1	13,3
24,0	10,2	13,7
23,0	10,2	14,0
22,0	10,2	14,3
21,0	10,2	14,7
20,0	10,2	15,0
19,0	10,2	15,3
18,0	10,2	15,7
17,0	10,2	16,0
16,0	10,3	16,3
15,0	10,3	16,7
14,0	10,3	17,0
13,0	10,3	17,3
12,0	10,3	17,7
11,0	10,3	18,0
10,0	10,3	18,3

Nota: Las unidades se encuentran en cm.

Para valores de $h_x \leq 34\text{cm}$, S_o puede ser desde un 3% hasta un 43% más exigente con respecto a 2011. Cabe destacar que en este aspecto se exigía lo mismo tanto 2008 como en 2011.

Paralelamente, en la siguiente Tabla se contraponen todos los requisitos en cuanto a las separaciones del refuerzo de confinamiento tanto en la dirección longitudinal, como en la dirección transversal del miembro. Lo anterior, con la finalidad de determinar la vigencia o no de Fondonorma 1753:2006 en contraste con las distintas normativas internacionales. En principio, se tomó para todos los Códigos un espesor de muro de 30 cm. Con el fin de establecer comparaciones en cuanto al confinamiento. Adicionalmente, se tomaron solo los resultados para los valores extremos de cada uno de los requisitos expuestos.

		Separaciones según normativa internacional				
		ACI 318:08-11	DS. 60	ACI 318:14	Fondonorma 1753:2006	
En la dirección transversal	h_x (cm)	35-20	20-15	36-20	35-20	
En la dirección longitudinal	Por confinamiento	S_o (cm) ^[1]	10-15	15-16	10	10-15
		Función del espesor (cm)	$\frac{b}{3} = 10$	$\frac{b}{2} = 15$	$\frac{b}{3} = 10$	$\frac{b}{4} = 7.5$
	Por pandeo de las barras longitudinales (cm)	15	15	15	15	
^[1] S_o , en Fondonorma 1753:2006 se conoce como S_x						

Comenzando por la diferencia más resaltante, se observó que Fondonorma se encuentra acorde en cuanto al pandeo de las barras longitudinales. Al mismo tiempo, en lo que respecta al requisito que tiene como objeto proveer el buen confinamiento del concreto tomando en cuenta el espesor, el criterio venezolano es conservador; ACI es el más conservador ya que generalmente arroja menores valores de separación por confinamiento en función de la separación transversal h_x manteniéndose en el rango de los 10 cm.

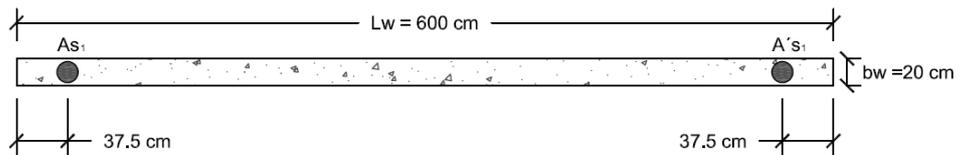
Aunque DS. 60 pareciera ser el menos exigente, esto no resulta del todo cierto, ya que no permite espesores menores de 30 cm y los valores de h_x son considerablemente más exigentes. Se sabe que algunos daños ocurrieron por causa del pandeo de las barras y en este aspecto se mantiene acorde con ACI 318-14. Se debe tomar en cuenta que tanto en ACI 318, como DS. 60 parten del principio de mantener h_x y S_o en función del espesor del muro; en Venezuela esto no es tomado en cuenta.

APÉNDICE B
VERIFICACIÓN DE LOS EJEMPLOS ILUSTRATIVOS Y
SIMPLIFICACIONES RECOMENDADAS

Muro 1

Caso 1: Suponiendo dos capas de acero (despreciando acero en el alma)

$$A_{S1} = A'_{S1} = 30 \cdot 16M = 60.3 \text{ cm}^2$$



Muro 1. Esquema Caso 1
Fuente: Elaboración propia

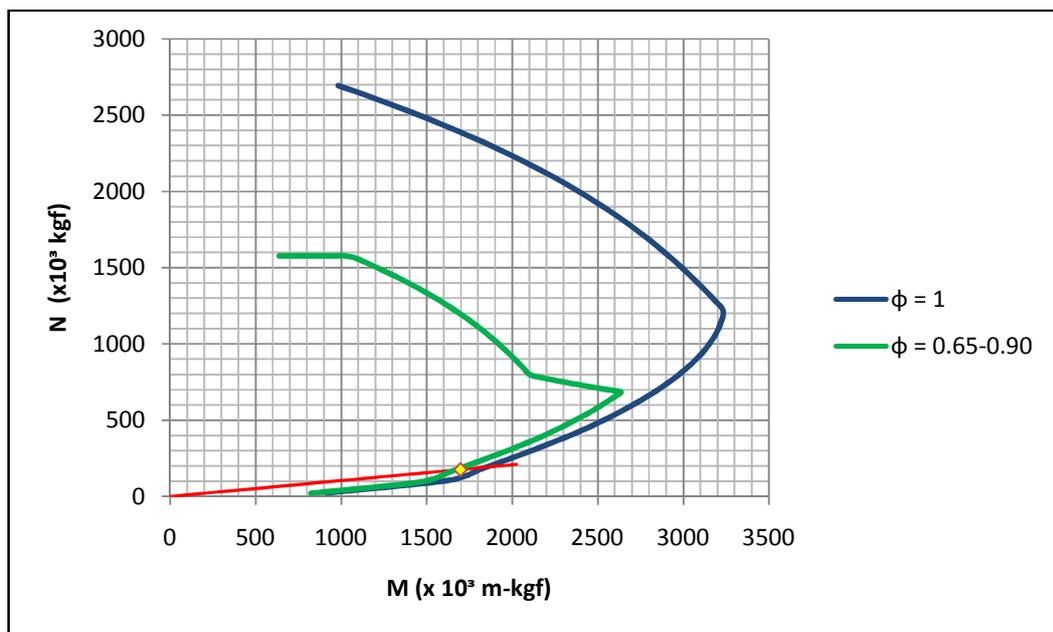


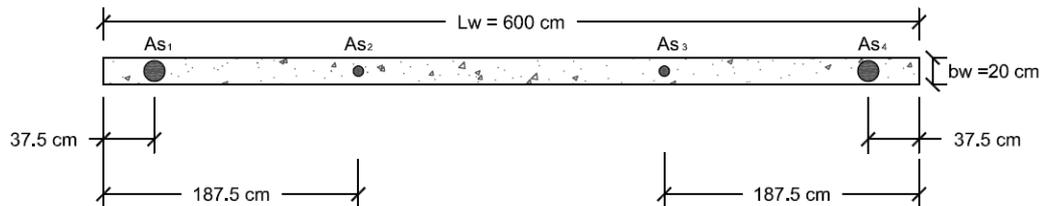
Diagrama N-M. Muro 1. Caso 1.
Fuente: Elaboración propia

Nota: El punto aparece como un caso de carga que supera la capacidad del muro, al ubicarse del lado derecho del diagrama. Ello se debe a la subestimación de la resistencia al despreciar la contribución del acero en el alma.

Caso 2: Suponiendo cuatro capas de acero (dos en bordes y dos en alma)

$$A_{S1} = A_{S4} = 30 \text{ 16M} = 60.3 \text{ cm}^2 \dots (\text{bordes})$$

$$A_{S2} = A_{S3} = 34 \text{ 10M} / 2 = 13.26 \text{ cm}^2 \dots (\text{alma})$$



Muro 1. Esquema Caso 2
Fuente: Elaboración propia

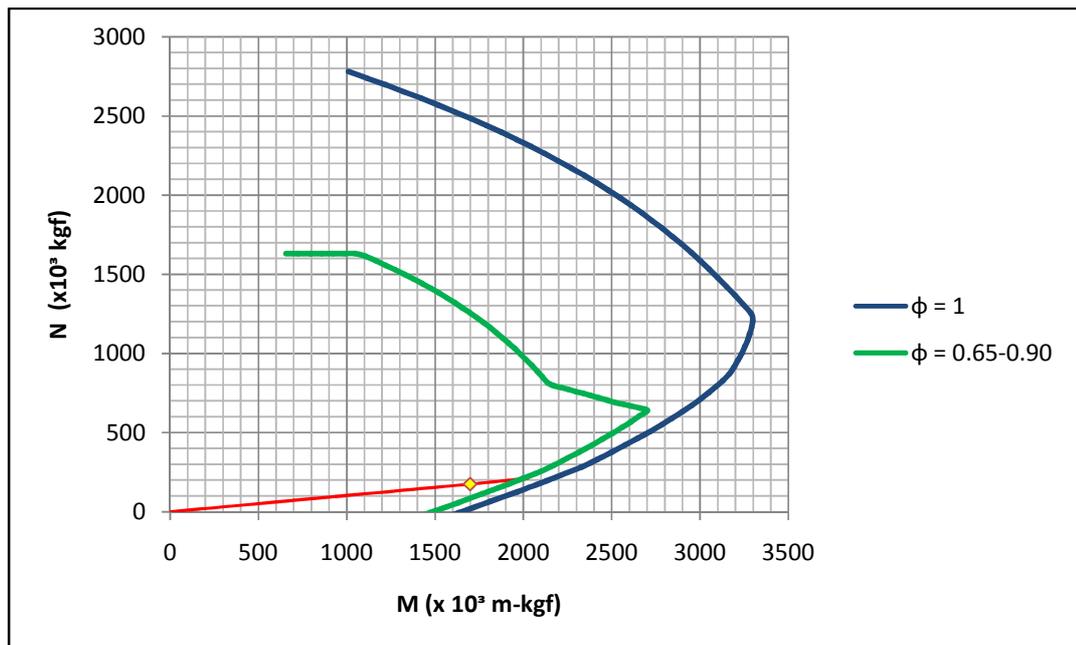


Diagrama N-M. Muro 1. Caso 2.
Fuente: Elaboración propia

$$\phi P_n \approx 200 \times 10^3 \text{ kgf}$$

.....

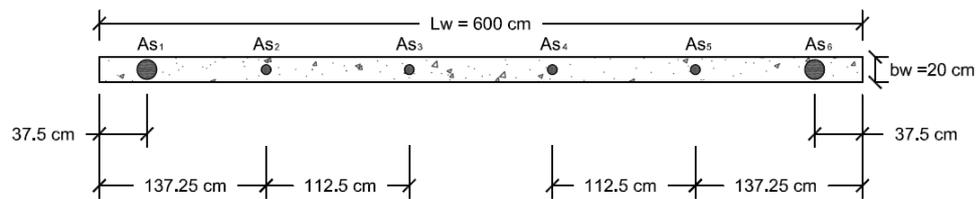
$$c \approx 100 \text{ cm}$$

$$\phi M_n \approx 2000 \times 10^3 \text{ m-kgf}$$

Caso 3: Suponiendo seis capas de acero (dos en bordes y cuatro en alma)

$$A_{S1} = A_{S4} = 30 \text{ 16M} = 60.3 \text{ cm}^2 \dots (\text{bordes})$$

$$A_{S2} = A_{S3} = A_{S4} = A_{S5} = 34 \text{ 10M} / 4 = 6.63 \text{ cm}^2 \dots (\text{alma})$$



Muro 1. Esquema Caso 3
Fuente: Elaboración propia

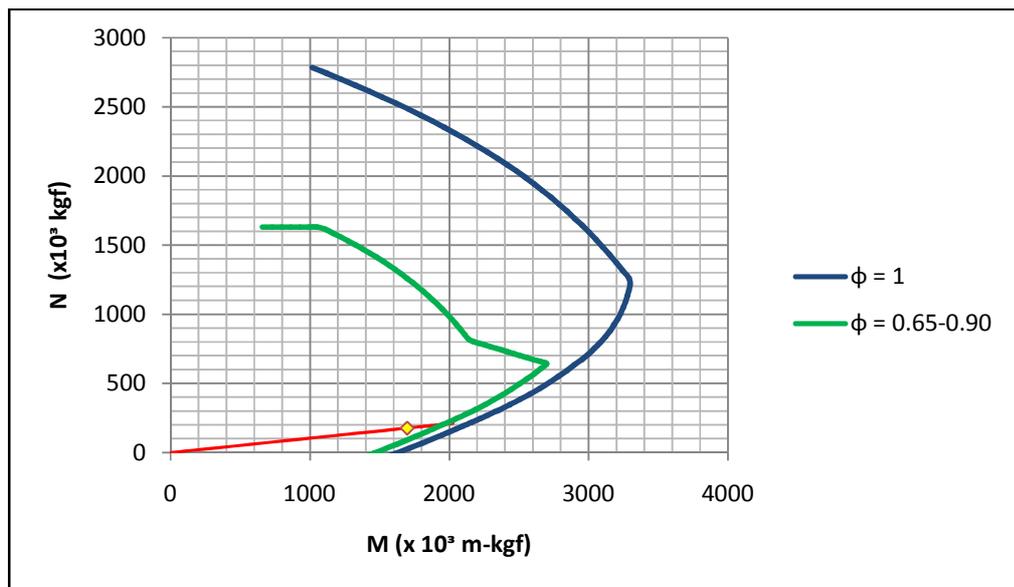


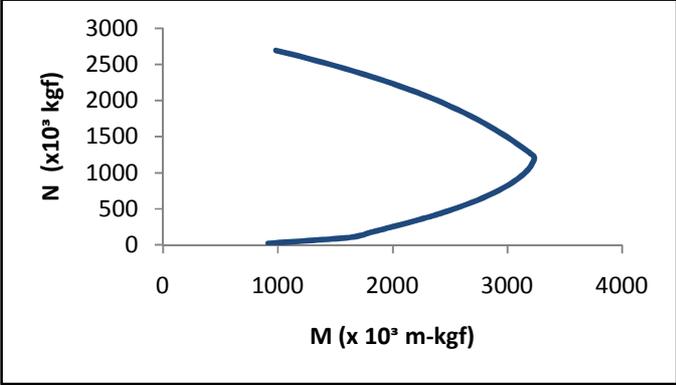
Diagrama N-M. Muro 1. Caso 3.
Fuente: Elaboración propia

$$\phi P_n \approx 200 \times 10^3 \text{ kgf}$$

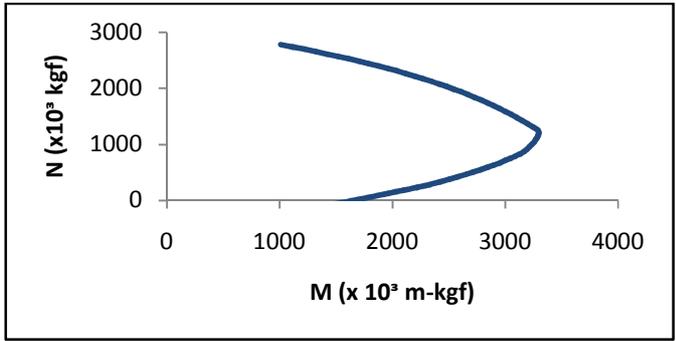
.....

$$c \approx 95 \text{ cm}$$

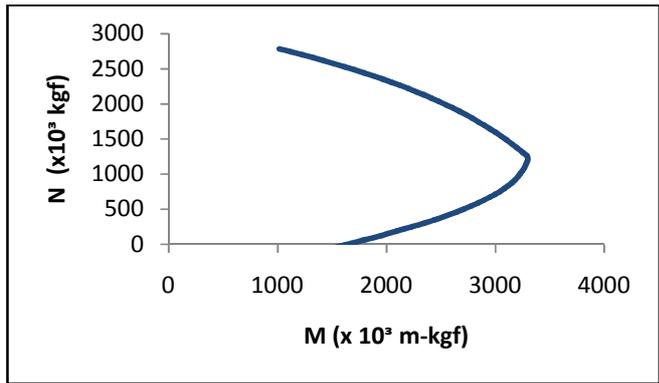
$$\phi M_n \approx 1950 \times 10^3 \text{ m-kgf}$$



(a) Caso 1



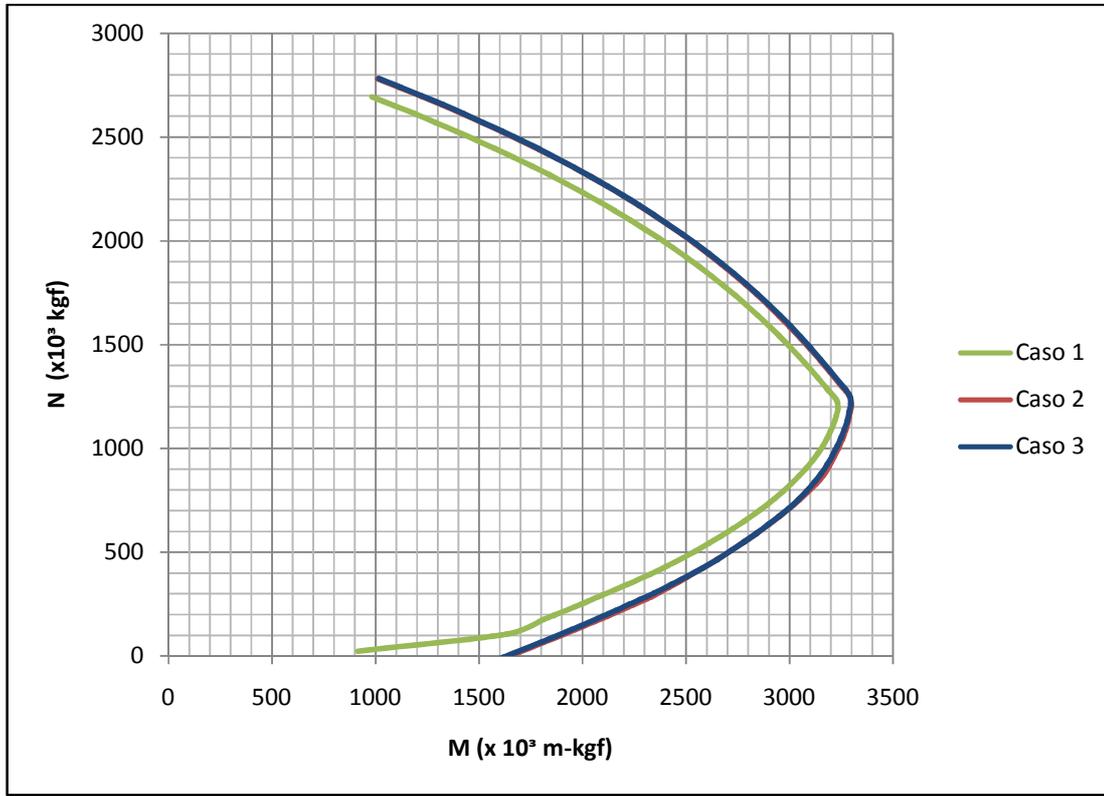
(b) Caso 2



(c) Caso 3

Diagramas N-M. Muro 1 ($\phi = 1$)
Fuente: Elaboración propia

Superponiendo los diagramas,



Superposición de Diagramas N-M. Muro 1 ($\phi = 1$). Caso 1, 2 y 3
Fuente: Elaboración propia

$$c_1 = N/A$$

$$c_2 \approx 100 \text{ cm}$$

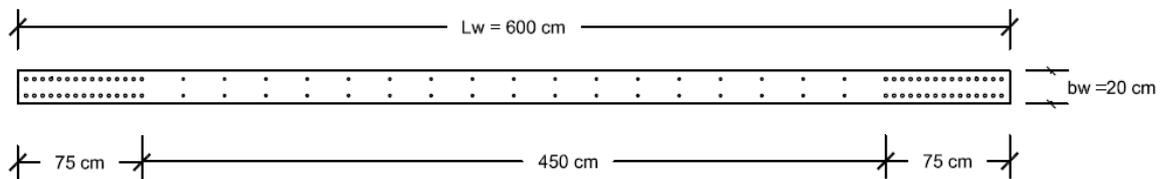
$$c_3 \approx 95 \text{ cm}$$

Finalmente, se presenta el cálculo de c y la determinación del Diagrama N-M del Muro 1 de forma rigurosa, tomando en cuenta todas las capas de acero. Este resultado arroja el verdadero valor de c para el muro estudiado. Se compara este resultado con el obtenido de la simplificación de cuatro capas de acero.

Caso Riguroso: Tomando en cuenta todas las capas de acero

Capa de acero en los bordes: $2 \cdot 16M = 4.02 \text{ cm}^2$

Capa de acero en el alma: $2 \cdot 10M = 1.56 \text{ cm}^2$



Muro 1. Esquema Caso Riguroso
Fuente: Elaboración propia

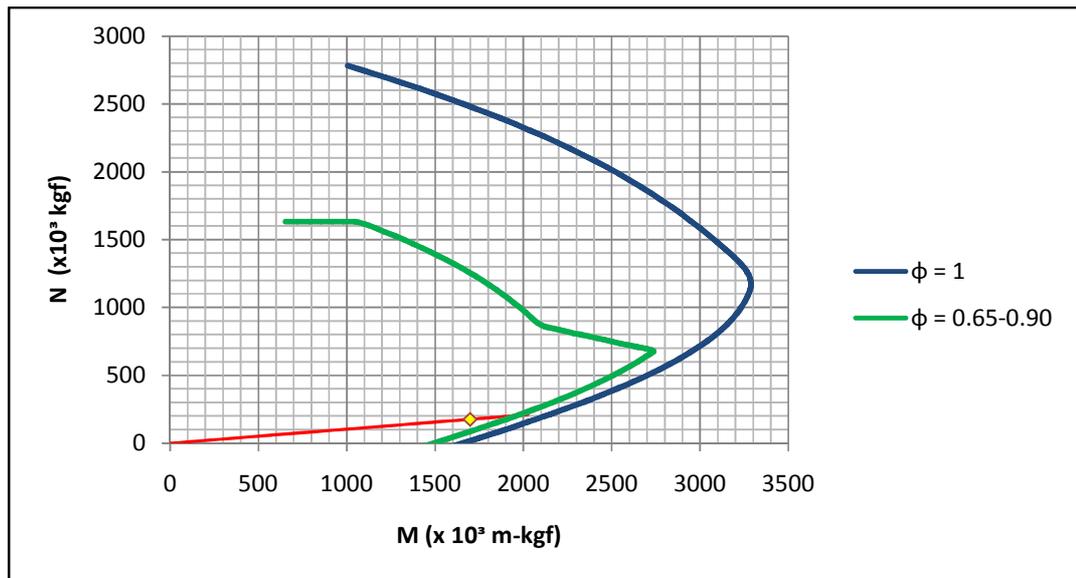


Diagrama N-M. Muro 1. Caso Riguroso.
Fuente: Elaboración propia

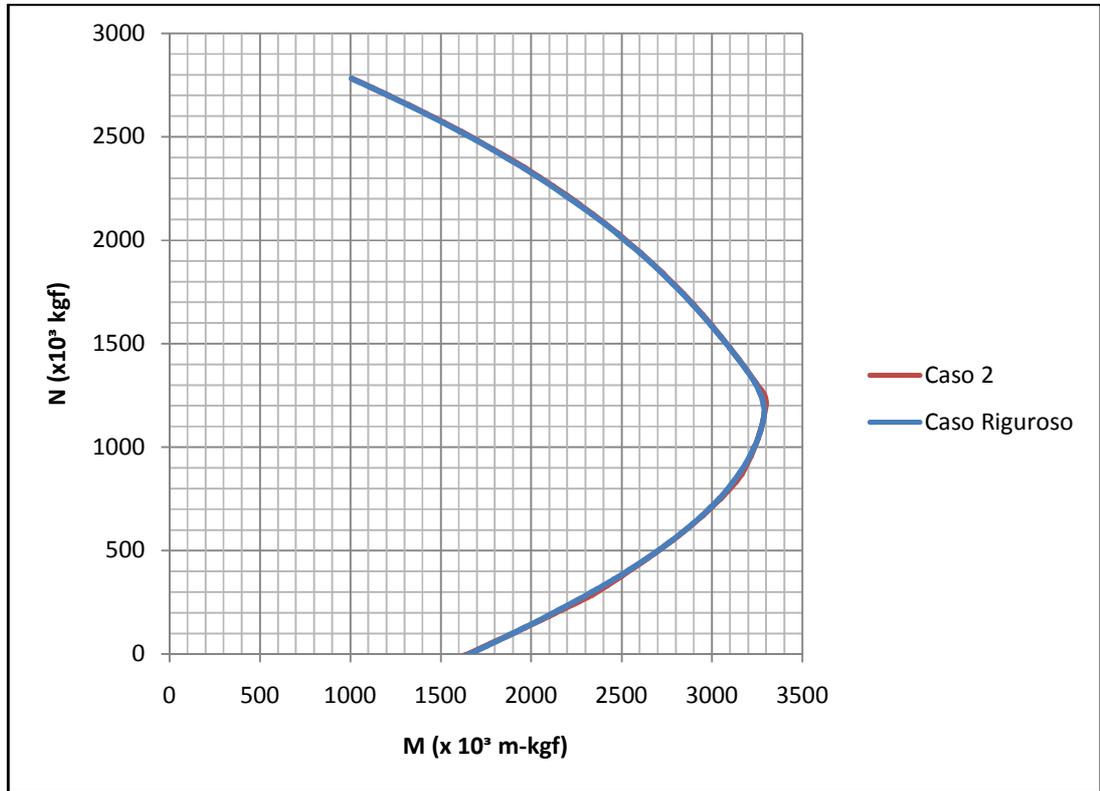
$\phi P_n = 199 \times 10^3 \text{ kgf}$

.....

$c = 101.5 \text{ cm}$

$\phi M_n = 1953 \times 10^3 \text{ m-kgf}$

Superponiendo diagramas,



Superposición de Diagramas N-M. Muro 1 ($\phi = 1$). Caso 2 y Caso Riguroso
Fuente: Elaboración propia

$$c = 101.5 \text{ cm}$$

$$c_2 \approx 100 \text{ cm}$$

Discusión

En cuanto a los Diagramas N-M simplificados, se observa que los Casos 2 y 3 arrojan resultados prácticamente idénticos para este muro, mientras que para Caso 1 el diagrama se traslada a la izquierda ya que se está subestimando su resistencia al ignorar los aceros en el alma. En este aspecto, el diagrama del Caso 1 parece ser conservador, pero no debe perderse de vista que este diagrama se usará para determinar la demanda de corte por capacidad a partir de la resistencia nominal a flexión. Si se usara este diagrama, se estaría subestimando una resistencia nominal a flexión y, por consiguiente, se subestimaría la demanda de corte por capacidad.

Se concluye entonces que no se debe simplificar la estimación de c ni la construcción simplificada del Diagrama N-M a partir del criterio de ignorar la contribución del acero en el alma, ya que resulta en subestimar la demanda de corte por capacidad, así como en valores mucho menores a las resistencias teóricas reales.

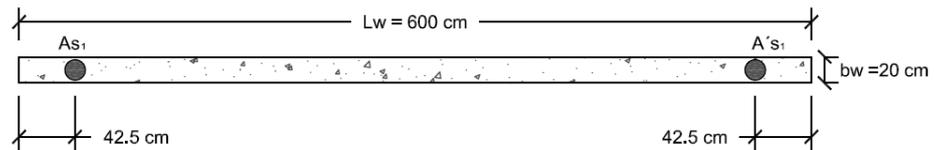
Se puede observar que, para este caso con acero muy concentrado en los extremos y acero mínimo distribuido en el alma, la diferencia es muy pequeña entre determinar la profundidad del eje neutro c y el Diagrama N-M recurriendo a simplificaciones de cuatro capas (Caso 2) en lugar de analizarlo de forma rigurosa. Por lo tanto, si no se disponen de programas y se busca simplificar los cálculos, podría tomarse este criterio para una verificación rápida de " c " y la construcción simplificada del Diagrama N-M.

Se realizará el mismo procedimiento para el caso del Muro 2, con acero equitativamente distribuido a lo largo del muro, con el fin de estudiar la correspondencia o no de las conclusiones anteriores para este criterio de diseño.

Muro 2

Caso 1: Suponiendo dos capas de acero (despreciando acero en el alma)

$$A_{s1} = A'_{s1} = 18 \text{ 16M} = 36.18 \text{ cm}^2$$



Muro 2. Esquema Caso 1
Fuente: Elaboración propia

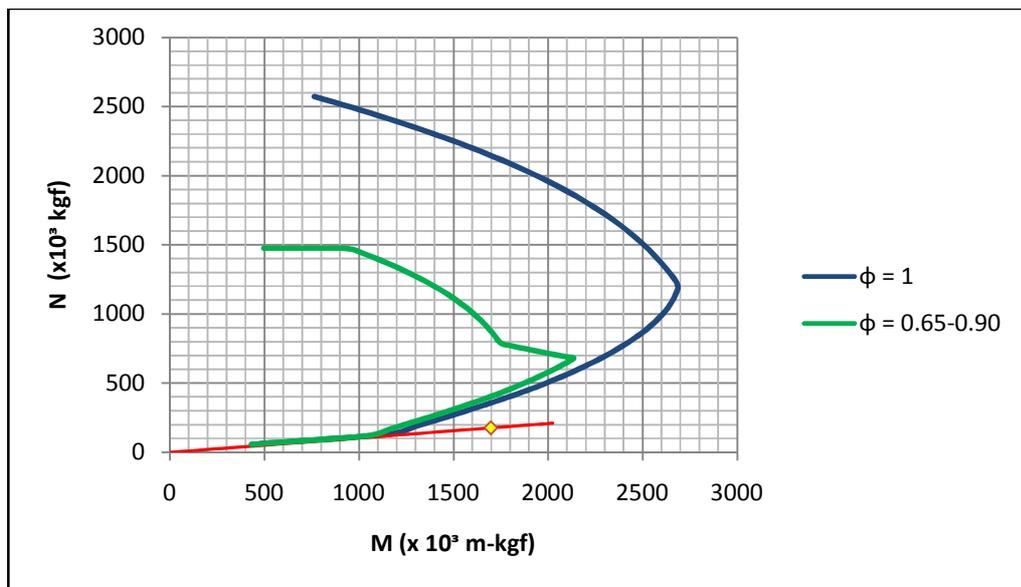


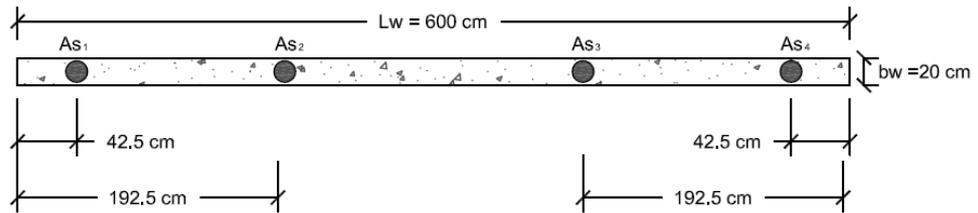
Diagrama N-M. Muro 2. Caso 1.
Fuente: Elaboración propia

Nota: El punto aparece como un caso de carga que supera la capacidad del muro, al ubicarse del lado derecho del diagrama. Ello se debe a la subestimación de la resistencia al despreciar la contribución del acero en el alma. En este caso es aun más dramático que para el Muro 1, ya que se subestima más área de acero.

Caso 2: Suponiendo cuatro capas de acero (dos en bordes y dos en alma)

$$A_{S1} = A_{S4} = 18 \text{ } 16M = 36.18 \text{ cm}^2 \dots (\text{bordes})$$

$$A_{S2} = A_{S3} = 40 \text{ } 16M / 2 = 40.2 \text{ cm}^2 \dots (\text{alma})$$



Muro 2. Esquema Caso 2
Fuente: Elaboración propia

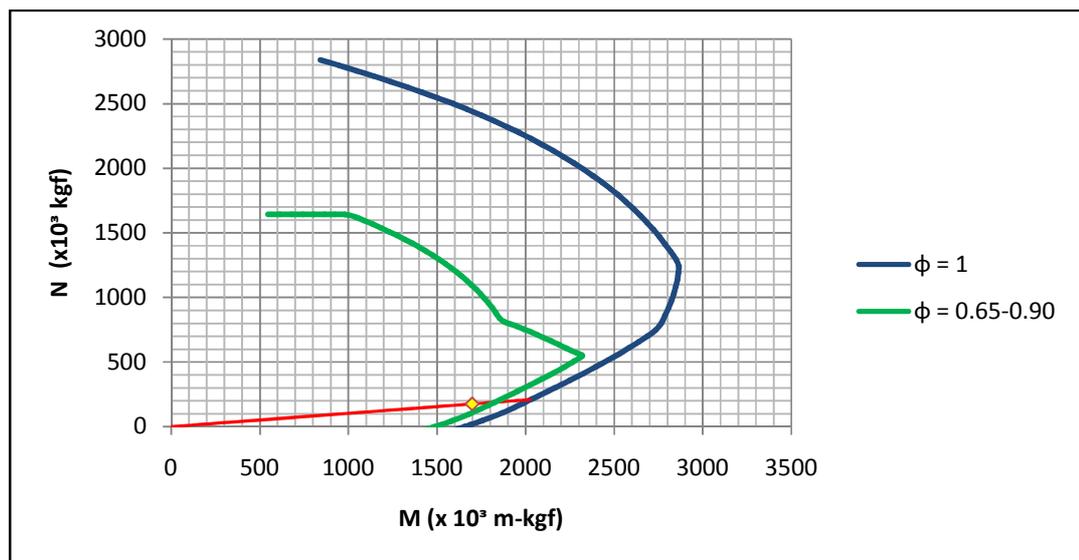


Diagrama N-M. Muro 2. Caso 2.
Fuente: Elaboración propia

$$\phi P_n \approx 190 \times 10^3 \text{ kgf}$$

.....

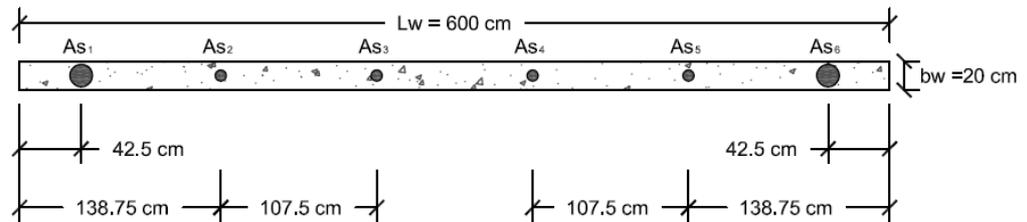
$$c \approx 135 \text{ cm}$$

$$\phi M_n \approx 1800 \times 10^3 \text{ m-kgf}$$

Caso 3: Suponiendo seis capas de acero (dos en bordes y cuatro en alma)

$$A_{S1} = A_{S6} = 16M = \text{cm}^2 \dots (\text{bordes})$$

$$A_{S2} = A_{S3} = A_{S4} = A_{S5} = 34 \cdot 16M / 4 = \text{cm}^2 \dots (\text{alma})$$



Muro 2. Esquema Caso 3
Fuente: Elaboración propia

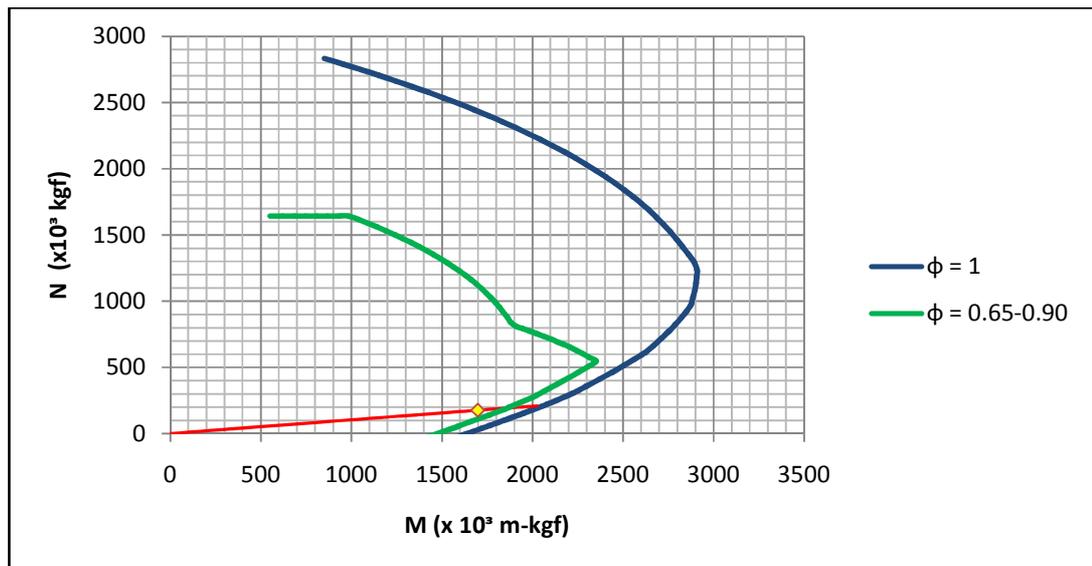


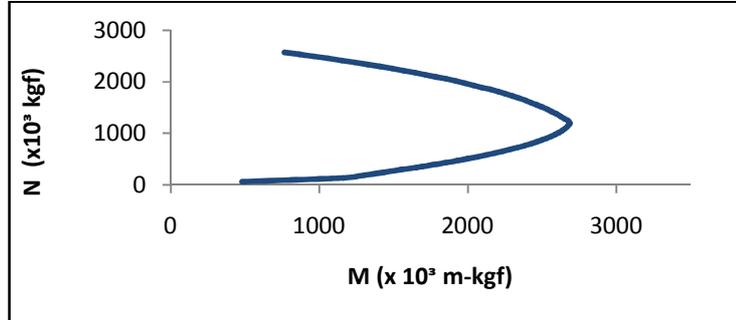
Diagrama N-M. Muro 2. Caso 3.
Fuente: Elaboración propia

$$\phi P_n \approx 200 \times 10^3 \text{ kgf}$$

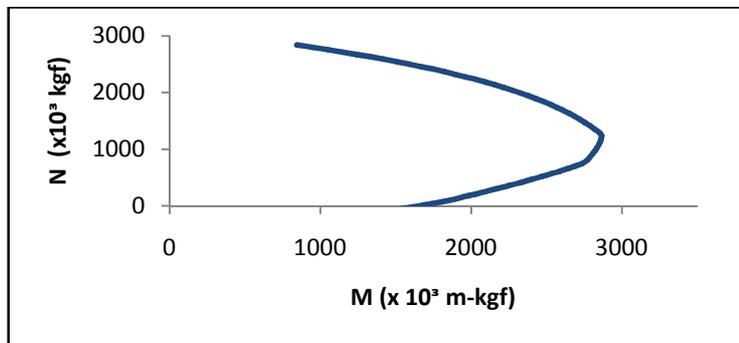
.....

$$c \approx 133 \text{ cm}$$

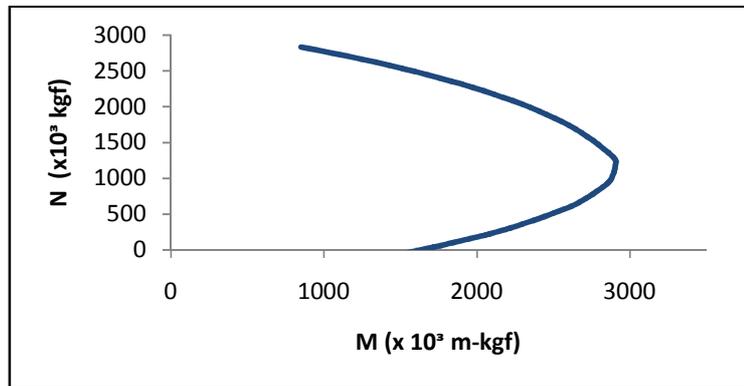
$$\phi M_n \approx 1850 \times 10^3 \text{ m-kgf}$$



(a) Caso 1



(b) Caso 2

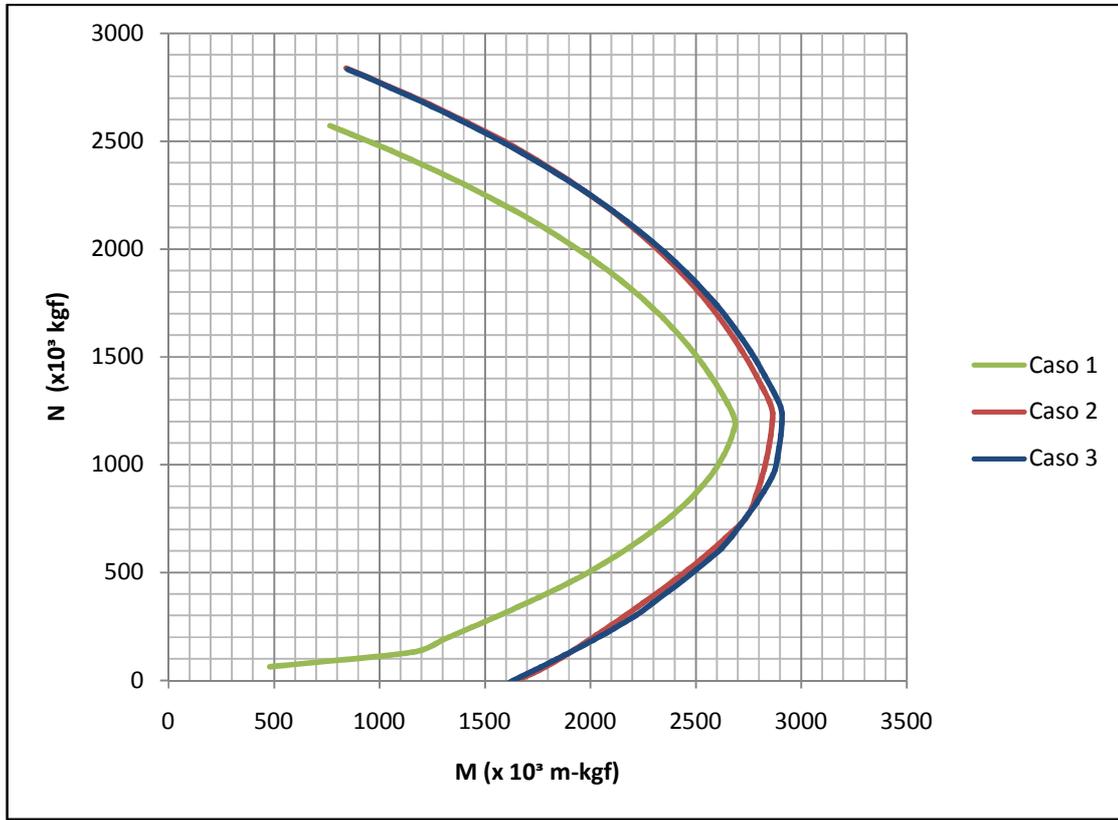


(b) Caso 3

Diagramas N-M. Muro 2 ($\phi = 1$)

Fuente: Elaboración propia

Superponiendo los diagramas,



Superposición de diagramas N-M. Muro 1 ($\phi = 1$). Caso 1, 2 y 3
Fuente: Elaboración propia

$$c_1 = N/A$$

$$c_2 \approx 135 \text{ cm}$$

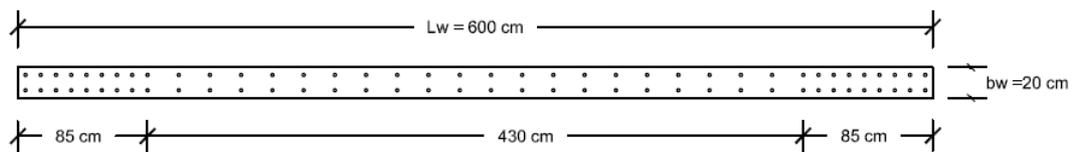
$$c_3 \approx 133 \text{ cm}$$

Finalmente, se presenta el cálculo de c y la determinación del diagrama N-M del Muro 1 de forma rigurosa, tomando en cuenta todas las capas de acero. Este resultado arroja el verdadero valor de c para el muro estudiado. Se compara este resultado con el obtenido de la simplificación de cuatro capas de acero.

Caso Riguroso: Tomando en cuenta todas las capas de acero

Capa de acero en los bordes: 2 16M = 4.02 cm²

Capa de acero en el alma: 2 16M = 4.02 cm²



Muro 2. Esquema Caso Riguroso
Fuente: Elaboración propia

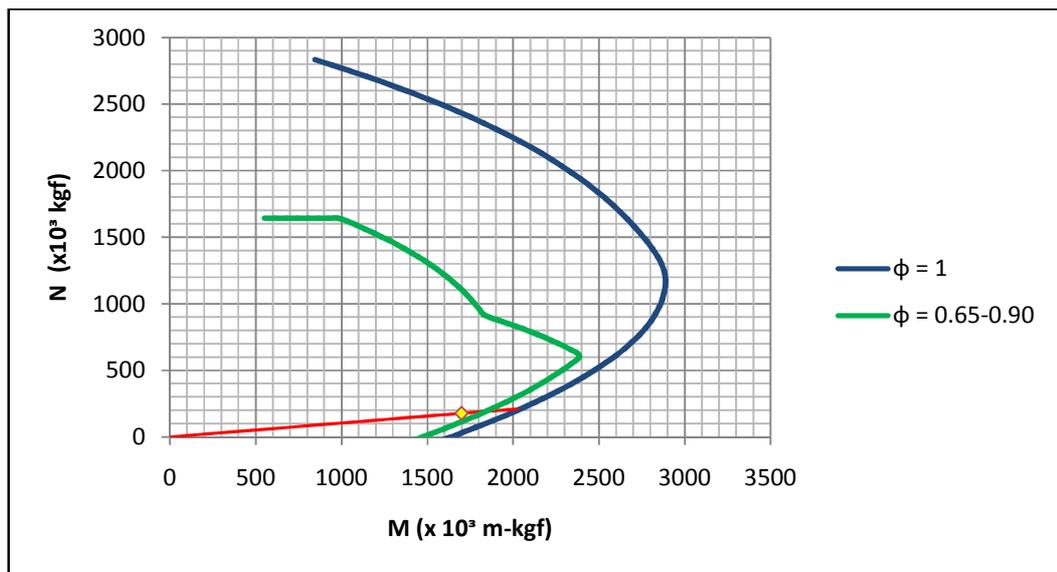


Diagrama N-M. Muro 2. Caso Riguroso.
Fuente: Elaboración propia

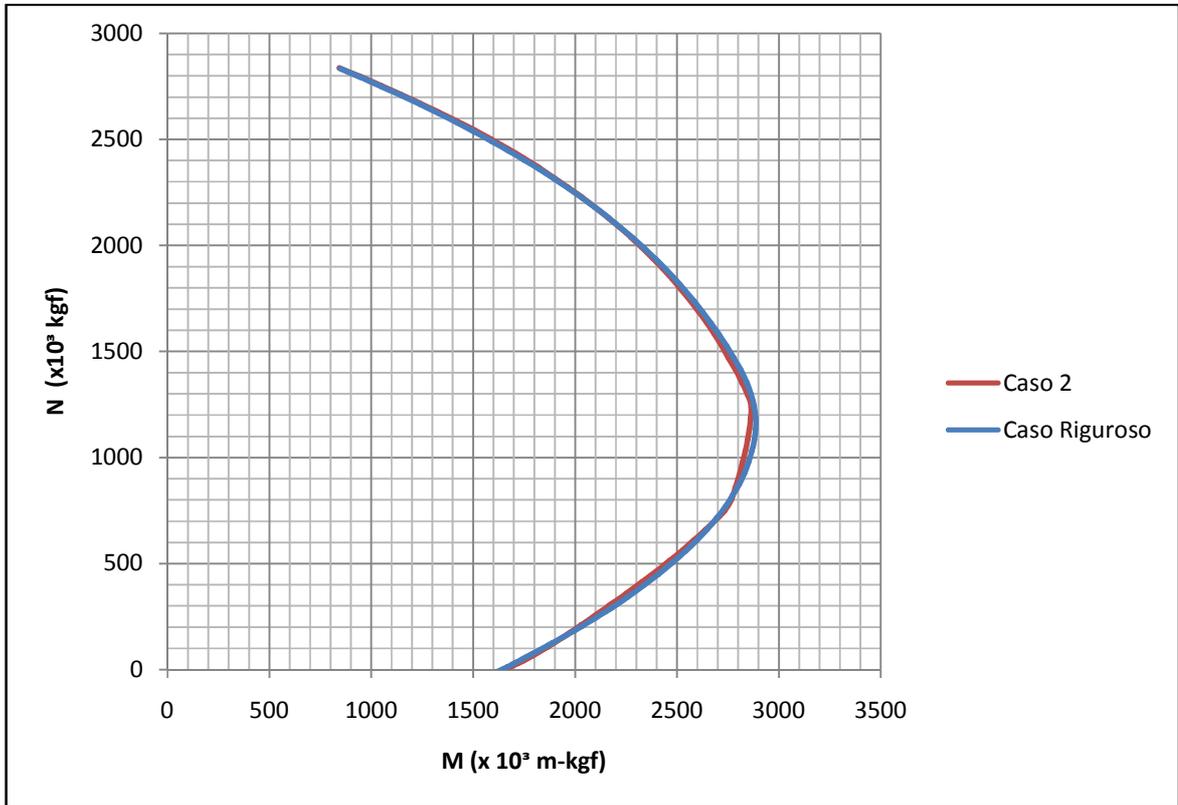
$\phi P_n = 183 \times 10^3 \text{ kgf}$

.....

c = 134 cm

$\phi M_n = 1827 \times 10^3 \text{ m-kgf}$

Superponiendo diagramas,



Superposición de diagramas N-M. Muro 2 ($\phi = 1$). Caso 2 y Caso Riguroso
Fuente: Elaboración propia

c = 134 cm

c₂ ≈ 135 cm

Discusión

En cuanto a los Diagramas N-M simplificados, se observa que los Casos 2 y 3 siguen siendo muy parecidos para este muro, aunque describen una diferencia ligeramente mayor con respecto a los casos del Muro 1. Ello se debe a que el margen de error es mayor al agrupar el acero en el alma en puntos específicos, cuando esta área de acero es significativamente mayor al acero mínimo presente en el Muro 1. El Caso 1 se traslada a la izquierda con una tendencia más marcada, ya que se está subestimando su resistencia al ignorar los aceros en el alma.

Se concluye entonces, al igual que para el Muro 1, que no se debe simplificar la estimación de c ni la construcción simplificada del Diagrama N-M a partir del criterio de ignorar la contribución del acero en el alma, ya que resulta en subestimar la demanda de corte por capacidad, así como en valores mucho menores a las resistencias teóricas reales.

Se puede observar que, para este caso con acero distribuido equitativamente entre los bordes y el alma del muro, la diferencia sigue siendo pequeña entre determinar la profundidad del eje neutro c y el Diagrama N-M recurriendo a simplificaciones de cuatro capas (Caso 2) en lugar de analizarlo de forma rigurosa. Por lo tanto, podría seguir tomándose este criterio para una verificación rápida de " c " y la construcción simplificada del Diagrama N-M sin incurrir en errores significativos.

Ejemplo de Hoja de Cálculo

Datos geométricos y mecánicos

Lw =		(m)
bw =		(m)
Fc =		(kgf/cm ²)
Fy =		(kgf/cm ²)
β_1 =		

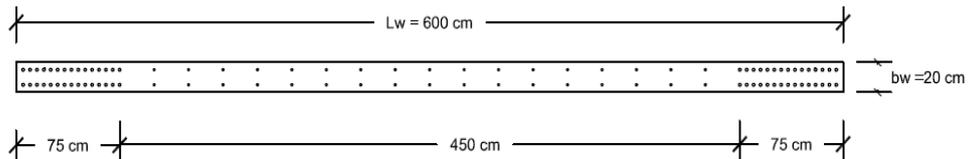
Disposición del acero vertical (extracto)

Capa de acero	Distancia a la fibra más comprimida (cm)	As _v colocado en 2 capas (cm ²)
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
...		
n		
	Σ total	
	Σ cada borde	

APÉNDICE C
VERIFICACIÓN EN EJEMPLOS ILUSTRATIVOS DE LA
NECESIDAD DE MIEMBROS DE BORDE A PARTIR DE LA
CARGA AXIAL

Muro 1

En primer lugar, se muestra el diagrama N-M del muro, el cual se supone que será uno de los ábacos a disposición del ingeniero.



$$A_{sv} \text{ bordes} = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} \text{ alma: } \rho_v = 0.0025$$

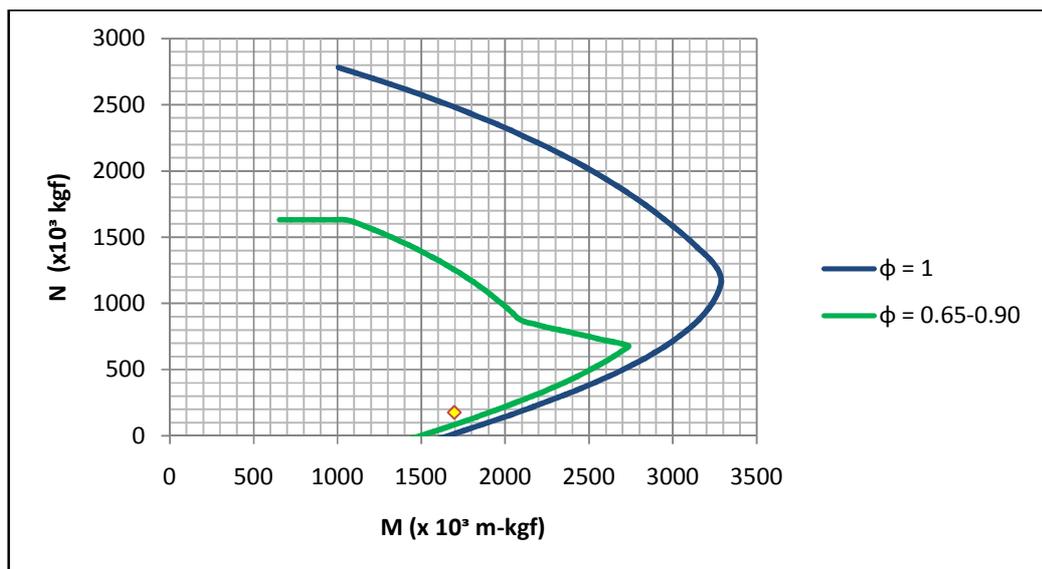
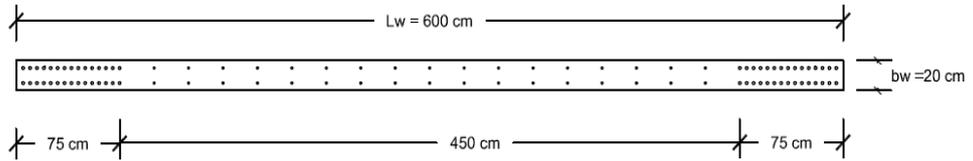


Diagrama N-M correspondiente a muro tipo Muro 1

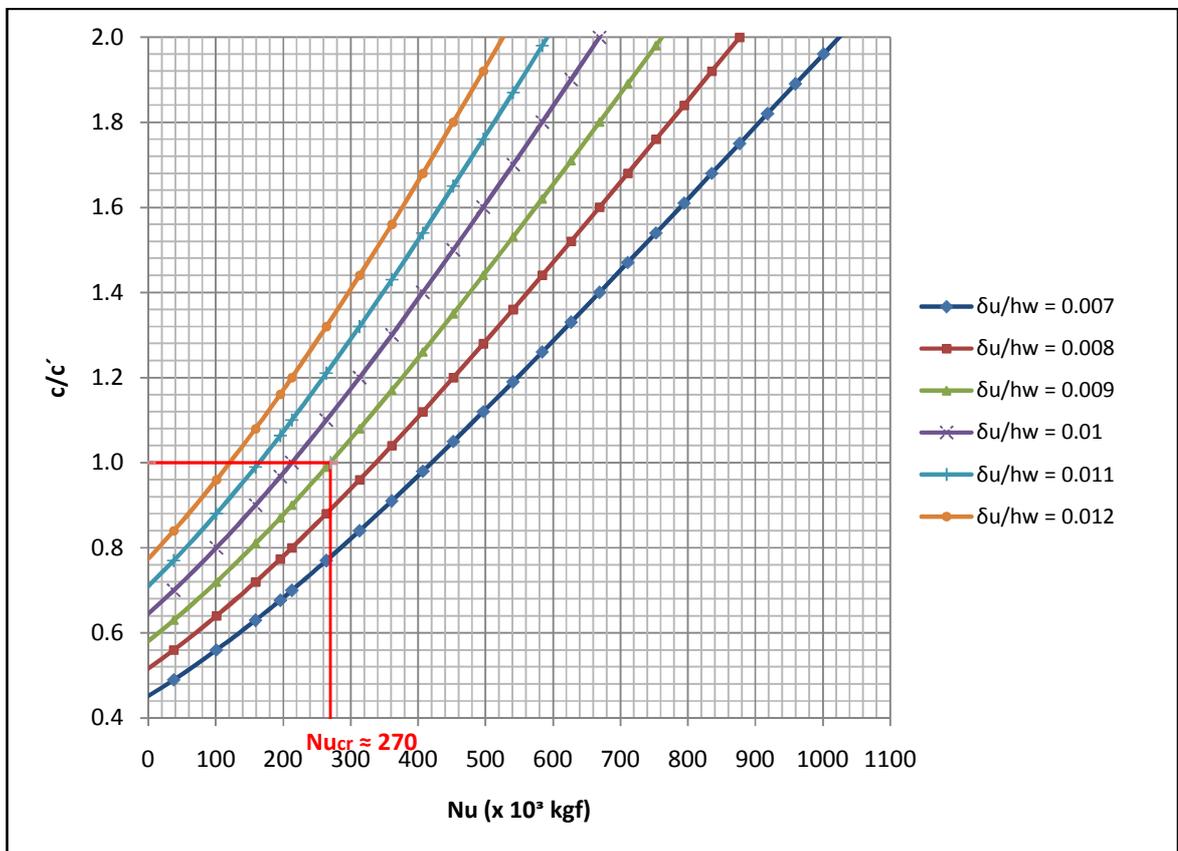
Fuente: Elaboración propia

Suponiendo que este ábaco cumple con todas las combinaciones de carga posibles (en este ejemplo solo se ubicó un caso de carga supuesto como el más desfavorable), se procede a determinar la necesidad o no de colocar miembros de borde a partir de los ábacos propuestos. Para este muro, se muestra el siguiente ábaco:



$$A_{s_v} \text{ bordes} = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_v} \text{ alma: } \rho_v = 0.0025$$



Ábaco c/c' vs N_u correspondiente a muro tipo Muro 1
Fuente: Elaboración propia

Teniendo en cuenta que para este caso, la relación $\delta_u/hw = 0.009$, se entra al gráfico y se obtiene que $Nu_{cr} \approx 270 \times 10^3$ kgf. Como el caso de carga más desfavorable se supone que corresponde al caso estudiado de $Nu = 176 \times 10^3$ kgf,

$$Nu = 176 \times 10^3 \text{ kgf} < Nu_{cr}$$

Por lo tanto, no se requieren miembros de borde. Esta conclusión coincide con el resultado obtenido por Fargier en la resolución de su ejercicio. Aun así, puede tomarse el criterio conservador de colocar siempre miembros de borde en los primeros pisos.

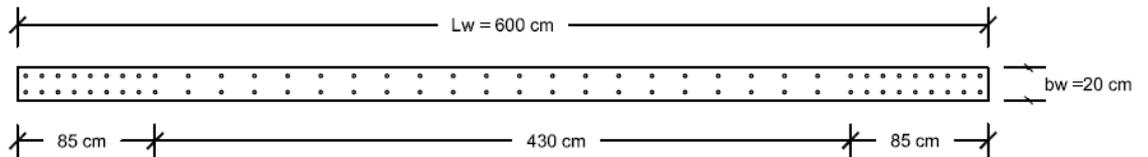
Por tratarse de un muro claramente controlado por tracción, ya que se supone que todos los casos de carga se ubican claramente en la rama inferior al pico del Diagrama N-M, puede estimarse un valor de c aproximado con el objetivo de determinar la longitud de confinamiento. Suponiendo un valor intermedio de $c = 0.20 Lw$, con una longitud de muro $Lw = 600$ cm, la longitud de confinamiento Lo será:

$$Lo = \text{máx} (c - 0.1Lw ; 0.5c)$$

$$Lo = 60 \text{ cm}$$

Muro 2

En primer lugar, se muestra el Diagrama N-M del muro, el cual se supone que será uno de los ábacos a disposición del ingeniero.



$$A_{s_v} \text{ bordes} = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_v} \text{ alma: } \rho = 0.09$$

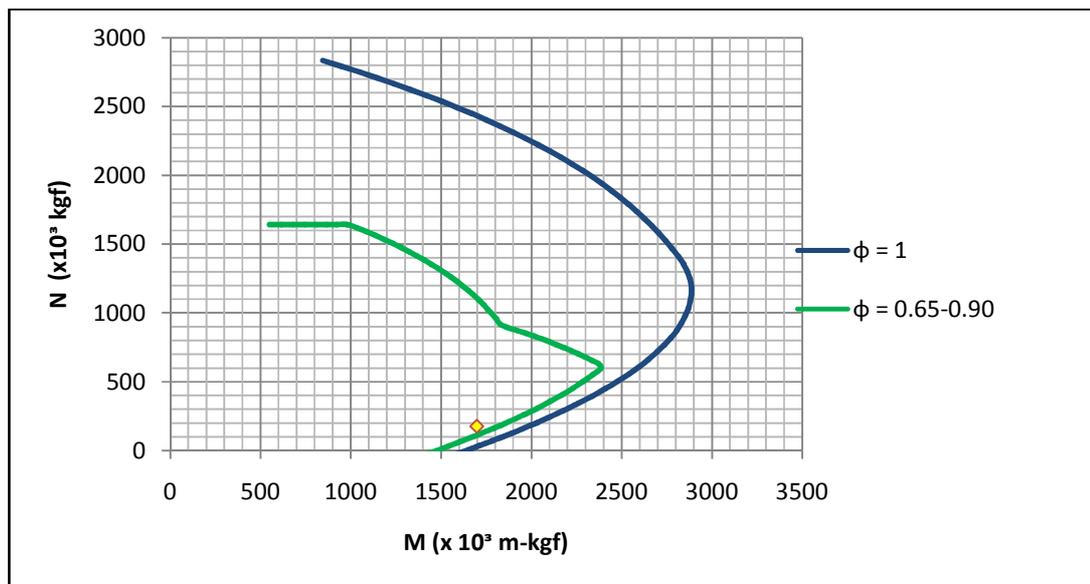
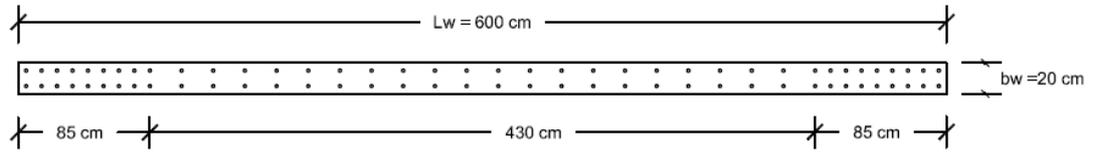


Diagrama N-M correspondiente a muro tipo Muro 2

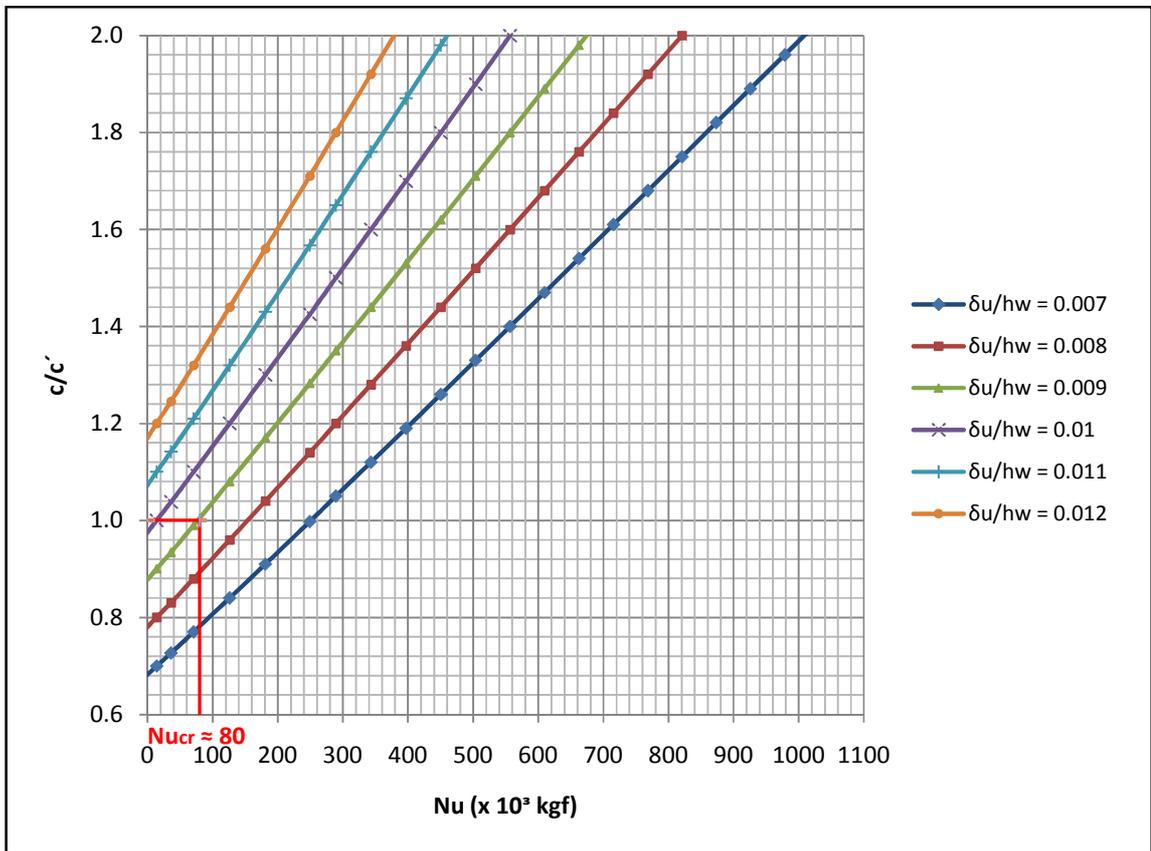
Fuente: Elaboración propia

Suponiendo que este ábaco cumple con todas las combinaciones de carga posibles (en este ejemplo solo se ubicó un caso de carga supuesto como el más desfavorable), se procede a determinar la necesidad o no de colocar miembros de borde a partir de los ábacos propuestos. Para este muro, se muestra el siguiente ábaco:



$A_{S_v} \text{ bordes} = 36 \text{ cm}^2$

$A_{S_v} \text{ alma: } \rho_v = 0.09$



Ábaco c/c' vs Nu correspondiente a muro tipo Muro 2
Fuente: Elaboración propia

Teniendo en cuenta que para este caso, la relación $\delta_u/hw = 0.009$, se entra al gráfico y se obtiene que $Nu_{cr} \approx 80 \times 10^3$ kgf. Como el caso de carga más desfavorable se supone que corresponde al caso estudiado de $Nu = 176 \times 10^3$ kgf,

$$Nu = 176 \times 10^3 \text{ kgf} > Nu_{cr}$$

Por lo tanto, sí se requieren miembros de borde. Esta conclusión coincide con el resultado obtenido por Rodríguez en la resolución de su ejercicio.

Análogamente al Muro 1, por tratarse de un muro claramente controlado por tracción, puede estimarse un valor de c aproximado con el objetivo de determinar la longitud de confinamiento. Teniendo en cuenta que el Muro 2 tenderá a arrojar mayores valores de c que el Muro 1, se tomará un valor de $c = 0.30 Lw$. Con una longitud de muro $Lw = 600$ cm, la longitud de confinamiento Lo será:

$$Lo = \text{máx} (c - 0.1Lw ; 0.5c)$$

$$Lo = 120 \text{ cm}$$

Se observa claramente que el tipo de Muro 2 tiende a requerir más miembros de borde que el tipo de Muro 1. Esta conclusión verifica con la obtenida anteriormente, en la cual el valor de c tiende a ser mayor para el Muro 2.

APÉNDICE D
CONVERSACIÓN CON LOS PROFESIONALES

Autores: Adriana Briceño y Nelson Carreras
Tutor: Ingeniero Arnaldo Gutiérrez.
Entrevista a Ingeniero José Manuel Velásquez
Objetivo: documentación complementaria, trabajo de grado.
Fecha: 15/08/2013

Características generales de los Sistemas tipo túnel

- Edificios bajos (5-6 pisos) y hasta 10 pisos
- Luces cortas = 3-3.5 metros, para permitir la rapidez de desencofrado esperada de estos sistemas (1 día) sin que las losas se deformen por la poca resistencia del concreto a 1 día.
- Espesor: el encofrado permite cualquier espesor. Construyó un edificio alto tipo túnel con muros de 40 cm de espesor en los primeros pisos, y 30 cm en los pisos superiores. Pero no es la práctica usual. Los espesores rondan entre 12 y 25 cm para edificios bajos de 5 a 6 pisos.
- Área de muros en planta alrededor del 4.5% del área total, muy por encima de los edificios de pórticos, que oscilan normalmente entre 0.8-1.2%. (Recomendación: comparar con práctica chilena de muros. El área de muros en Chile es menor. Verificar)
- Los sistemas tipo túnel son muy rígidos, y su bajo espesor de muros los hace frágiles. Tomando en cuenta solo estos factores, el comportamiento es malísimo. Pero estos sistemas tienen un área de muros en planta muy elevada, lo que los hace muchísimo más resistentes (hasta 4 veces más). De allí su buen comportamiento.

Influencia de las losas en el comportamiento del muro

- Las luces cortas le proporcionan una mayor rigidez a la estructura. En cambio, luces grandes de 6 metros aproximadamente ocasionan que el sistema pierda rigidez, y las fuerzas sísmicas se concentran mucho más en los muros.
- Las losas más largas tienden a flectar, por lo tanto ponen a trabajar al muro en la dirección corta, en la cual no resiste casi nada.

- El problema con las consideraciones de las normas es que se basa en ensayos de muros solos, sin losas. El comportamiento del muro con la restricción de las losas es diferente.
- Mientras más cortas sean las losas, la estructura se suele comportar como un bloque. Este es el caso de los sistemas túnel. En cambio, las losas largas hacen que los muros trabajen de forma independiente, por lo cual pueden fallar de forma independiente.

Consideraciones para la Norma en cuanto a los diferentes sistemas constructivos

- La Norma debería separar los edificios de luces pequeñas y los edificios con luces grandes, para considerar un espesor mínimo de muro.
- No se justifica exigir espesores tan grandes ($L_u/16$, 30 cm) para edificios tipo túnel con luces tan pequeñas, de 3-3.5 metros.
- Más que el espesor de muro, lo que interesa considerar es el área de muros en planta (se relaciona con las luces)
- La restricción de la carga axial adoptada por Chile ($0.35F_c A_g$) se relaciona de forma indirecta con estos parámetros, pero las normas no hablan de áreas de muros en planta.

Consideraciones sobre el armado de los muros

- Considera prudente colocar siempre dos mallas de acero, para tener mayor capacidad por flexión en los muros en la dirección corta.
- Las barras longitudinales van a pandear si la fuerza axial es muy grande. De allí la restricción a la carga axial en Chile al ver esos daños.
- Cuando se exigen miembros de borde, se acabó el sistema tipo túnel. Los espesores no lo permiten. Se suele colocar un acero en forma de U en el extremo para hacer las veces de confinamiento, trabando los aceros horizontales a él.

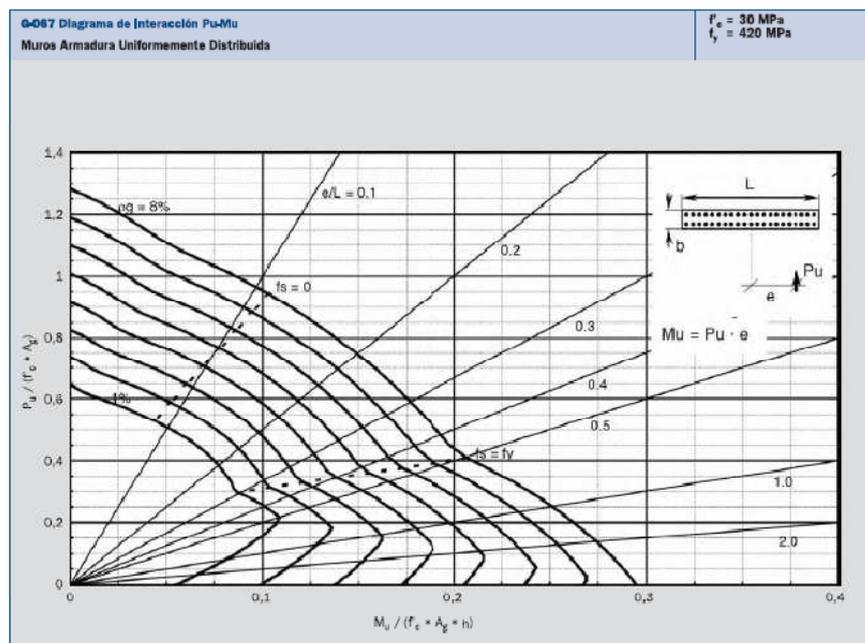
Consideraciones sobre la resistencia al corte

- Las normas toman mucho en cuenta la flexión y descuidan el corte.
- Algunos muros pueden presentar fallas por flexión, pero antes fallaron por corte.

Autores: Adriana Briceño y Nelson Carreras
 Tutor: Ingeniero Arnaldo Gutiérrez.
 Entrevista a Ingeniero Denis Rodríguez
 Objetivo: documentación complementaria, trabajo de grado.
 Fecha: 27/08/2013

Estimación del eje neutro, c , a partir de los ábacos

La utilización de los ábacos de GERDAU AZA permite directamente "estimar" la profundidad del eje neutro, c , la cual será utilizada para comparar con la fórmula en las Normas y así determinar la necesidad o no de colocar miembros de borde.

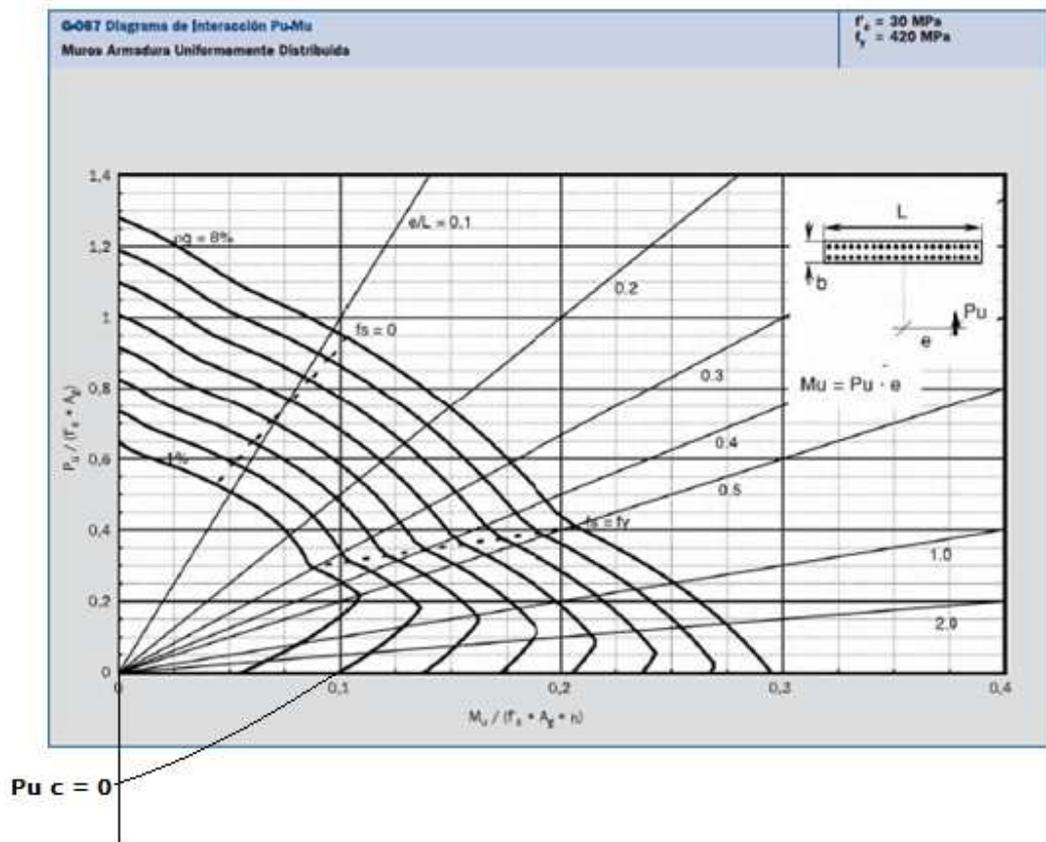


Con P_u y M_u , interpola y haya el ρ_v .

Posteriormente, c debe ser determinado para P_u y M_n , de forma de considerar el aumento de la resistencia a flexión al colocar acero concentrado en los extremos. Como el punto se encuentra en la rama donde el muro está controlado por tracción, $\phi = 0.90$. De esta forma se baja el pico del diagrama donde $c = 3/8 L_w$.

Se ubica este nuevo punto (con P_u y M_n) y se traza el diagrama que corresponde a este. Suponemos que cae en este ejemplo justo en $\rho = 2\%$ (este ρ es solo un artificio para calcular c).

Se continúa el diagrama hasta cerrar con el eje Y, obteniendo así la ordenada para la cual $c = 0$.



Por último, se interpola con los dos valores de c conocidos en esta rama, $c = 3/8 L_w$ y $c = 0$, usando las ordenadas del diagrama N-M. De esta forma estima " c ".

Recomienda que luego de tener el detallado, verifiquemos haciendo el diagrama N-M con capas de acero simplificadas (4 capas).

Sobre el criterio de usar 50% del A_{sv} en los bordes y 50% en el alma

Esta relación es su interpretación de la Figura H-14.3 de Fondonorma 1753:2006, tomada de la UBC 97. Podrían usarse otras relaciones como 60-40, pero él adoptó 50-50.

Sobre ϕ y el perfil de delfín del Diagrama N-M

Sobre el perfil de delfín del Diagrama N-M y el Manual de Columnas de Marín que lo critica, Denis Rodríguez comenta que el $\phi = 0.70$ era el más conservador pero ahora es $\phi = 0.65$, aunque también fueron reducidos los factores de mayoración de las cargas, de manera que se "cambió para dejar todo igual". Recomienda usar el criterio que más nos parezca, tomando en cuenta que estamos resolviendo el ejemplo de forma manual (sin programas como SAP y ETABS).

Sobre el uso del Método Estático Equivalente en edificios de 13 pisos

Actualmente los programas hacen los análisis dinámicos sin mayor problema. Como en nuestro caso se está resolviendo el ejercicio de forma manual, no hay problema ya que el Método Estático Equivalente es más conservador y arrojará fuerzas mayores.

Sobre la resistencia al corte

En su ejemplo utilizó $\phi = 0.60$ pero ahora se permite utilizar $\phi = 0.75$ cuando el corte de la sollicitación aplicada a la estructura es mayor que el corte debido a la resistencia nominal a flexión del muro. Es decir, como usa momentos máximos probables ($M_{pr} = 1.25 M_n$) para calcular V_u , usa $\phi = 0.75$ para minorar la resistencia al corte.

Sobre el confinamiento del acero en el alma

Aunque las normas no lo mencionan, coloca aceros de confinamiento cada 45 cm a lo largo del alma para evitar el potencial pandeo del acero en el alma.

Autores: Adriana Briceño y Nelson Carreras
Tutor: Ingeniero Arnaldo Gutiérrez.
Entrevista a Dr. Luis Fargier
Objetivo: documentación complementaria, trabajo de grado.
Fecha: 07/09/2013

Cálculo de c'

Según ACI 318-11 §21.9.6.2, se requerirán miembros de borde cuando

$$c \geq \frac{Lw}{600 \left(\frac{\delta_u}{hw} \right)} ; c \geq c'$$

$\frac{\delta_u}{hw}$: por Sozen (1989)

$$\frac{\delta_u}{hw} \geq 0.007$$

Según ACI 318-14, ibíd.

$$c \geq \frac{Lw}{600 \left(1.5 \frac{\delta_u}{hw} \right)} ; c \geq c'$$

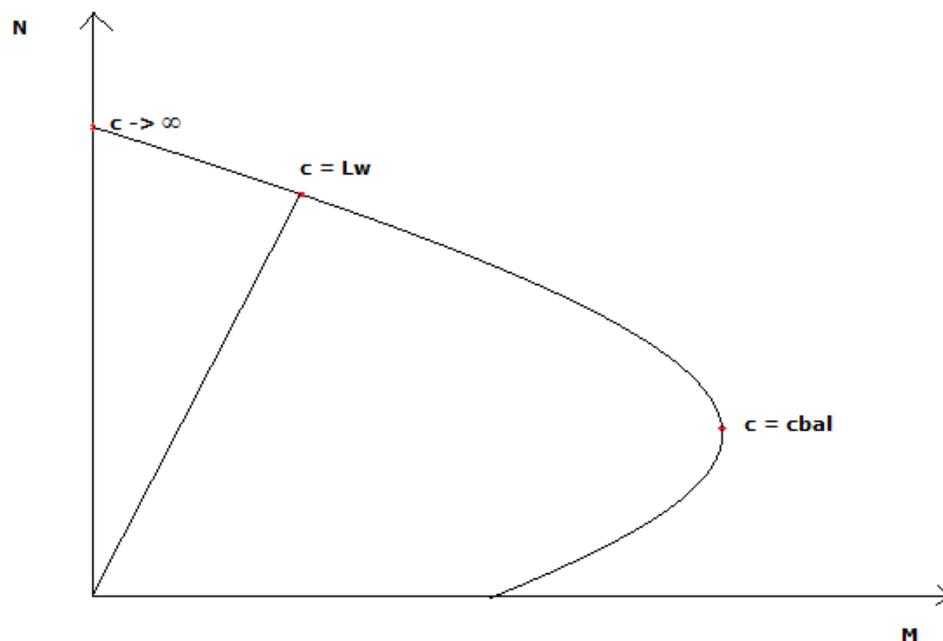
$$\frac{\delta_u}{hw} \geq 0.005$$

En resumen, c' es un valor único para un caso de Lw y δ_u/hw . En este análisis, tomaremos ACI 318-11.

Determinación de la necesidad de colocar miembros de borde a partir de la carga axial crítica, incorporando criterios de ACI318

El hecho que la Norma exija determinar c para saber si el muro requiere miembros de borde o no, resulta ser una complicación. El valor de c es único para un muro, obtenido a través de equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones; pero se suelen tomar simplificaciones prácticas para agilizar este cálculo.

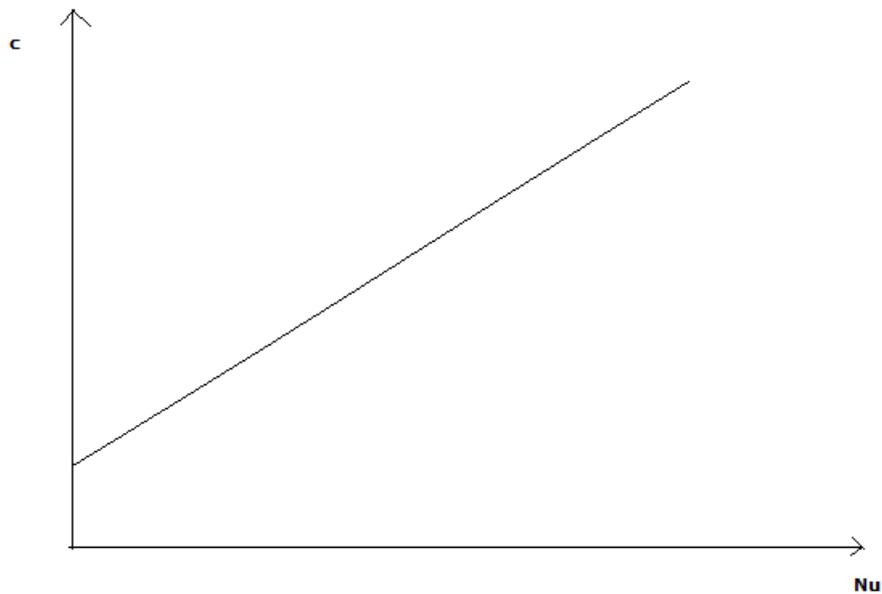
Pero la realidad es que, para diseñar el muro por capacidad al corte, es necesario determinar el Diagrama N-M del muro de forma rigurosa. En la Figura se muestra un esquema de un Diagrama N-M, en el cual se denotan algunos puntos importantes en relación al valor de c .



Este diagrama se obtiene para cada muro, tomando en cuenta sus dimensiones, las propiedades del concreto y el acero y la disposición final de este último a lo largo de la sección transversal del muro. Su determinación puede hacerse a partir de una hoja de cálculo en el computador para todos los valores de c posibles. Además, este diagrama debe ser una envolvente de todos los casos de combinación de cargas.

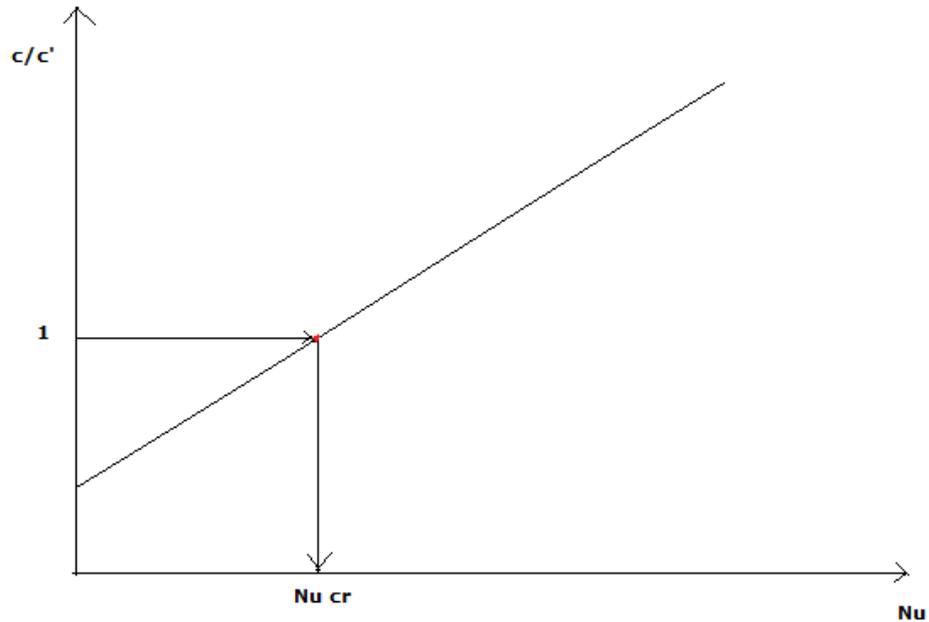
Con el objetivo de agilizar el cálculo en el diseño de muros, se propone una interpretación alternativa de la Norma para determinar la necesidad o no de miembros de borde, a partir de la relación directa que existe entre el valor de c y la magnitud de la carga axial mayorada, N_u .

A partir de la construcción rigurosa del Diagrama N-M se puede observar que el valor de c disminuye a medida que Nu se reduce. Entonces, se podría elaborar un gráfico que relacione ambos parámetros. En la Figura se describe el comportamiento esperado del gráfico en cuestión.



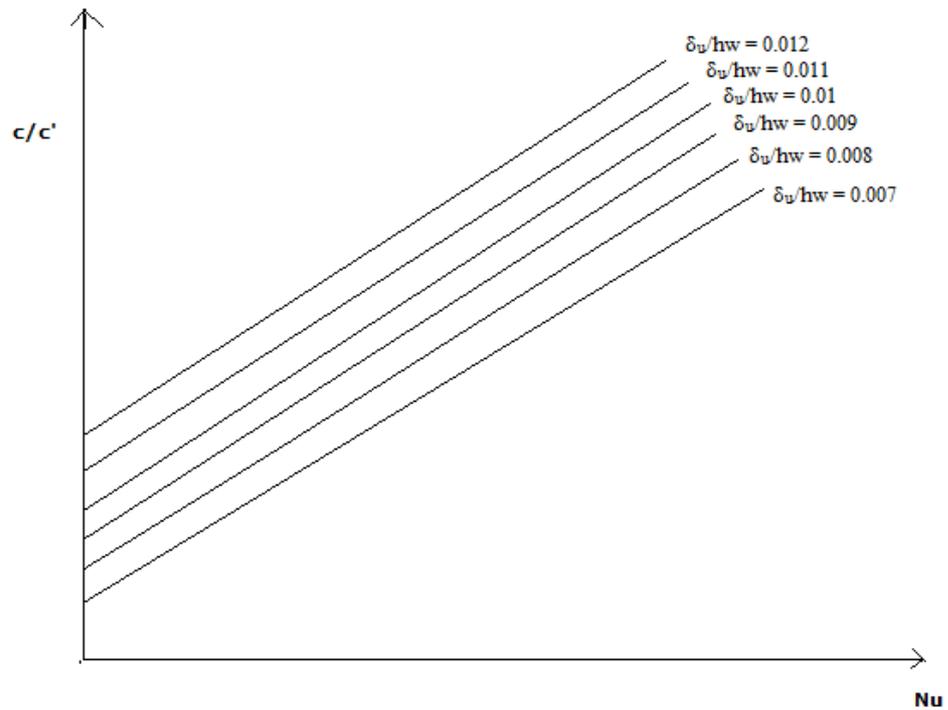
Luego, se podría incluir el parámetro c' especificado en la Norma, graficando en el eje de las ordenadas la relación c/c' . Considerando que las Normas exigen miembros de borde para el caso donde $c \geq c'$, esto se podría representar como el caso donde $c/c' \geq 1$.

En la Figura siguiente se puede observar que la entrar al gráfico con $c/c' = 1$ y cortar con la curva, se obtiene el valor de carga axial mayorada a partir del cual el muro en cuestión requiere miembros de borde, Nu_{cr} . Valores de Nu menores representan los casos donde no se requieren miembros de borde.



Además, se deduce fácilmente que para evitar la colocación de miembros de borde es necesario reducir el valor de la carga axial a la cual se solicita el muro, lo cual podría lograrse al aumentar la densidad de muros en planta. Este caso se presentaría, por ejemplo, en la construcción de un edificio con sistema tipo túnel con acero concentrado en los extremos, donde no aplica la fórmula de Cárdenas y Magura.

Este procedimiento, propuesto por el Dr. Luis Fargier (Conversación 07/09/2013) permite simplificar el problema al máximo valor de Nu a partir del cual se requieren miembros de borde, siendo un concepto más sencillo de analizar que el cálculo de c para cada caso de carga. Por ser cada gráfico relativo a las características particulares de cada muro, se podrían elaborar una serie de ábacos que consideren los casos comunes en la práctica constructiva de muros. En la Figura siguiente se muestra el esquema de ábaco de un muro bajo distintos casos de δ_u/hw , desde el valor mínimo de 0.007 establecido por ACI 318-11 hasta el valor tope propuesto por el Dr. Luis Fargier de 0.012 (Conversación con Dr. Fargier, 07/09/2013). Puede notarse que a mayor valor de δ_u/hw , la carga axial crítica Nu_{cr} tenderá a ser menor.



Comentario Dr. Luis Fargier

Según el Dr. Luis Fargier, los muros estructurales son sistemas que presentan un excelente comportamiento sismorresistente, como se evidencia en sus observaciones realizadas a una serie de edificios tras el terremoto de Chile en 2010. Si pudiese dar una recomendación a la normativa venezolana, sería limitar las derivas de los edificios al 1.2%, un criterio más conservador que los exigidos por COVENIN 1756:2001 en la Tabla 10.1. Ello se debe a que los edificios con menores derivas han demostrado tener un buen desempeño sismorresistente; siendo además una forma indirecta de exigir una mayor área de concreto en planta, lo cual repercutiría en la utilización de sistemas duales pórtico-muro en lugar de pórticos en edificios de grandes luces y elevadas alturas de piso.

Autores: Adriana Briceño y Nelson Carreras
Tutor: Ingeniero Arnaldo Gutiérrez.
Entrevista a Ing. José Manuel Velásquez
Objetivo: documentación complementaria, trabajo de grado.
Fecha: 30/09/2013

El motivo de esta reunión fue discutir los posibles cambios que podrían efectuarse a la normativa venezolana específicamente al Capítulo 14 de la Fondonorma 1753:2006.

El Ing. José Manuel Velásquez insiste en analizar el comportamiento de los muros en conjunto con las losas.

"Nunca ha habido un daño, en el Sismo de Cariaco del año 1997, se vieron afectados varias edificaciones de sistema tipo pórtico de hasta 10 plantas, carreteras, entre otros." Proyectó un edificio tipo túnel de 17 plantas, el espesor de 15 cm a 20 cm, 2.50m de altura libre soportados mediante una placa de fundación. No se presentó daño alguno.

El Ing. José Manuel Velásquez comenta que hay una relación muy importante entre el tipo de fundación y la rigidez de la edificación. Por los 20 conjuntos que había proyectado se mantuvieron intactos.

Comenta que en los años 80, hubo un borrador de la SEAOC que especificaría 10% de área de muro en planta, lo que evidentemente no tiene sentido por ser un criterio demasiado costoso; pero la filosofía del criterio es válida ya que busca disminuir la tensión cortante y por compresión. Por tanto, él diseña en función del área de muro en planta, de forma tal que estos esfuerzos resulten muy bajos.

El profesor comprende lo que implica no tener miembros de borde "El acero no tendrá buen comportamiento en muros tipo túnel, pero si logro mantener muy reducida la tensión de compresión y cortante no habrá problemas"

Estos edificios se mantienen en el rango elástico. "Si se deseara que se forme la rótula plástica entonces se colocarían miembros de borde"

Recomendaciones para una posible modificación de la Norma.

En principio se deben separar este tipo de sistemas como Forsa o Túnel de los sistemas de muros de mayor espesor, altura y luz libre.

Para el caso de espesores delgados, el profesor recomienda colocar una serie de requisitos mínimos:

- 1) Área de muros en planta: colocar como mínimo un 4% de área de muro en planta, mas sin embargo deberá tener las siguientes restricciones:
 - 1.1) Se debe verificar que este porcentaje de área arroje un valor del corte no mayor que el 10% de la resistencia del concreto al corte. En caso de no cumplir, entonces aumentar el área de muros. Definir el área de muros como una función del corte.
 - 1.2) Que la tensión de compresión se mantenga también muy baja
 - 1.3) En caso de requerir un área menor al 4%, entonces que pertenezcan a otro capítulo (muros con miembro de borde o con espesores mayores).
- 2) Exigir un espesor en función de la altura de los muros:

Número de Plantas	% de Área en planta (%)	Espesor mínimo (cm)
1-5	4	12
6-20	5	15

*Siempre se deberá verificar que el porcentaje de área en planta permita mantener un corte no mayor al 10% de la resistencia del concreto al corte y una tensión de compresión baja.

Para mayores alturas o para una luz libre mayor de 3.5m, utilizar próximo capítulo referente a muros de mayor espesor.

APÉNDICE E
REFERENCIAS EN MATERIAL DIGITAL

Este Apéndice tiene por objeto presentar la documentación enviada por el Ing. Patricio Bonelli, con el fin de facilitar documentación relevante y ponerla a disposición de los interesados en forma digital. Se cuenta con planos, artículos, investigaciones entre otros. A continuación se clasifican según sus características.

Investigaciones:

Memoria Valentina Vásquez 27-08-13:

VÁSQUEZ, V. (2013). *Evaluación de la capacidad de deformación de un muro T diseñado de acuerdo a las normas vigentes en Chile desde el año 1996*. Universidad Técnica Federico Santa María 240 pp.¹⁷

HGP - Análisis no lineal de un muro de hormigón armado mediante modelo reticulado:

GÁLVEZ, H. (2012). *Análisis no lineal de un muro de Hormigón Armado mediante modelo reticulado*. Pontificia Universidad Católica de Valparaíso. 53 pp.

Artículos:

Damages RC Walls:

WALLACE JOHN et al., (2012). *Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings* Earthquake Spectra, Volume 28, June. No. S1, pages S281–S299 pp.

Massone2013:

MASSONE, L. (2013) *Fundamental principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the Mw 8.8 earthquake in 2010*, Engineering Structures 56 1335–1345 pp.

Otros:

Diseño por desplazamiento 1-5:

José Restrepo. USM. Noviembre 2009.

¹⁷ Se anexa también una presentación correspondiente a dicho trabajo.

BORDE RIO:

Planos y documentación acerca de este edificio. Sus fundaciones, plantas

LAM 01(PE PISO1 TOLEDO):

Distribución de muros en planta del edificio Toledo. Imagen.