

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SECCIÓN DE POSGRADO**



**RESISTENCIA PROBABLE A FLEXOCOMPRESIÓN DE MUROS
ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO**

TESIS

**PARA OPTAR EL GRADO DE MAESTRO EN CIENCIAS
CON MENCIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

ELABORADO POR

DANDY ROCA LOAYZA

ASESOR

DR. RAFAEL SALINAS BASUALDO

LIMA-PERÚ

2015

RESISTENCIA PROBABLE A FLEXOCOMPRESIÓN DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO

Ing. Dandy Berlié Roca Loayza

Presentado a la Sección de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil en cumplimiento
parcial de los requerimientos para el grado de:

MAESTRO EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

2015

Autor : Ing. Dandy Roca Loayza

Recomendado por : Dr. Rafael Salinas Basualdo
Dr. Mario Rodríguez Rodríguez
Asesores de la Tesis

Aceptado por : Dr. Jorge Alva Hurtado
Jefe de la Sección de Posgrado

RESISTENCIA PROBABLE A FLEXOCOMPRESIÓN DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS.....	v
RESUMEN	vi
ABSTRACT	vii
LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABLAS	ix
LISTA DE SÍMBOLOS	x
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 OBJETIVOS	1
1.3 ALCANCES	1
CAPÍTULO 2: REVISIÓN DE LA LITERATURA.....	3
2.1 FORMAS Y SECCIONES TÍPICAS DE MUROS.....	3
2.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	4
2.2.1 Comportamiento ante acciones horizontales	4
2.2.2 Pandeo de muros.....	6
2.3 MODOS DE FALLA.....	9
2.3.1 Muros Bajos.....	11
2.3.2 Muros Esbeltos	11
2.4 ESTUDIOS SOBRE EL COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO.	12
2.4.1 Vallenas et al. (1979).....	12
2.4.2 Ali y Wight (1990)	12
2.4.3 Sozen y Moehle (1993)	12
2.4.4 Thomsen y Wallace (1995)	13
2.4.5 Ibrahim y Adebar (2004).....	13
2.4.6 Panagiotou y Restrepo (2007)	13

CAPÍTULO 3: BASE DE DATOS EMPLEADA EN EL ESTUDIO	14
3.1 DESCRIPCIÓN DE ESPECÍMENES SELECCIONADOS	14
3.1.1 Oesterle et al. (1976 y 1979)	14
3.1.2 Shiu et al. (1981)	15
3.1.3 Thomsen y Wallace (1995)	15
3.1.4 Zhang y Wang (2000).....	16
3.1.5 Riva y Franchi (2001).....	16
3.1.6 Dazio et al. (2009).....	16
3.1.7 Ghorbani-Renani et al. (2009).....	17
3.1.8 Liu et al. (2009)	17
3.1.9 Tran (2012).....	17
3.2 CRITERIOS DE SELECCIÓN.	18
3.2.1 Concreto	18
3.2.2 Acero	18
3.2.3 Relación de aspecto o esbeltez	19
3.2.4 Espesor del muro	19
3.2.5 Refuerzo mínimo	19
3.2.6 Forma de la sección transversal.....	20
3.2.7 Simetría.....	20
3.3 BASE DE DATOS DE MUROS ESTRUCTURALES RECTANGULARES.	21
3.4 BASE DE DATOS DE MUROS ESTRUCTURALES CON ELEMENTOS DE BORDE.....	22
 CAPÍTULO 4: COMPARATIVA DE PREDICCIÓN DE RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN DE MUROS ESTRUCTURALES DE ACUERDO A LA NORMATIVIDAD Y RESULTADOS EXPERIMENTALES	24
4.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE PROBABLE DE ACUERDO A LA NORMA ACI 318 Y NTE E.060.	24
4.2 MOMENTO RESISTENTE PROBABLE DE ACUERDO AL REGLAMENTO ACI 318-11 VERSUS RESULTADOS EXPERIMENTALES.	26
 CAPÍTULO 5: PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE LA RESISTENCIA PROBABLE A FLEXOCOMPRESIÓN DE MUROS ESTRUCTURALES	30
5.1 HIPÓTESIS DE ANÁLISIS.....	30
5.2 PROPUESTA DE UNA EXPRESIÓN PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE PROBABLE DE MUROS RECTANGULARES.....	33

5.3 PROPUESTA DE UNA EXPRESIÓN PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE PROBABLE DE MUROS CON ELEMENTOS DE BORDE.....	35
CAPÍTULO 6: CALIBRACIÓN DE LA PROPUESTA DE CÁLCULO DE LA RESISTENCIA PROBABLE A FLEXOCOMPRESIÓN DE MUROS ESTRUCTURALES PARA DISEÑO.....	36
6.1 EFECTO P-DELTA.....	36
6.2 CALIBRACIÓN DE LOS RESULTADOS	38
6.3 SENSIBILIDAD DEL MODELO.....	41
CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	44
7.1 CONCLUSIONES.....	44
7.2 RECOMENDACIONES.....	45
BIBLIOGRAFÍA	46

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación fue desarrollada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM bajo la guía del Dr. Mario Rodríguez, a quien expreso mi profundo agradecimiento por su permanente orientación, estímulo y paciencia. Asimismo mi agradecimiento al Dr. Rafael Salinas por su apoyo en la revisión y constantes sugerencias durante el desarrollo de la presente tesis.

Doy gracias a Dios por las bendiciones recibidas; A mis padres Richard y Lucila, mis hermanos José Carlos, Joe, Fredy y Carlos, a Wendy, María y Roberto; por su constante aliento y cariño brindado.

Agradezco también a la Sección de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, por permitirme alcanzar una de mis metas y por todo el calor humano brindado tanto por los docentes como el personal administrativo.

RESUMEN

La presente tesis es una extensión del trabajo desarrollado por Restrepo y Rodríguez (2013)²⁸ quienes propusieron un modelo analítico para la estimación del momento resistente probable para columnas.

Este estudio propone expresiones para obtener la resistencia probable a flexocompresión de muros de concreto armado con base en un trabajo estadísticamente calibrado con resultados experimentales, los cuales fueron seleccionados luego de revisar de manera crítica la literatura existente, con el fin de definir una base de datos de ensayos ante cargas laterales cíclicas en muros de concreto armado.

La base de datos seleccionada tiene resultados de ensayos de 19 muros rectangulares y 13 muros con elementos de borde.

Con las expresiones propuestas se consiguió un promedio igual a 1.00 para la relación entre los valores de momentos experimentales y calculados, obtenidos empleando la base de datos mencionada. Los coeficientes de variación de esta relación fueron 8.6% y 6.7% para muros rectangulares y muros con elementos de borde, respectivamente. Estos valores son menores que los encontrados con otros criterios.

ABSTRACT

This research presents an extension of the research development by Restrepo and Rodriguez, who proposed an analytical model to estimate the probable moment strength for columns.

This study proposes a simple expression for determining of the strength flexo-compression of reinforced concrete structural walls based on mechanical model statistically calibrated with experimental tests, which were selected after a critically review of the literature, in order to define a database of RC cantilever walls tested under quasi-static cyclic loading.

The selected database has test results of 19 rectangular walls and 13 walls with boundary elements.

The proposed expressions have a value of 1.00 for the average of the ratio of values of experimental moment to the values of prediction moment, obtained using the above database. The coefficients of variation of this ratio were 8.6% and 6.7% for rectangular walls and walls with boundary elements, respectively. These values are lower than those found with other criteria.

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1 – Secciones comunes de muros estructurales (Paulay et al., 1992)²³
- Figura 2.2 – Clasificación de muros según su forma en elevación.
- Figura 2.3 – Deformación de un muro en voladizo bajo fuerza lateral (Neuenhofer, 2006)¹⁵
- Figura 2.4 - Contribución relativa de la deformación a flexión y a cortante en la deformación total de un muro (Neuenhofer, 2006)¹⁵
- Figura 2.5 – Parámetros que definen el pandeo de una barra de refuerzo sometida a cargas cíclicas reversibles (Rodríguez et al. 1999)³⁰
- Figura 2.6 –Modelo propuesto para el pandeo de una barra de refuerzo (Rodríguez et al. 1999)³⁰
- Figura 2.7 – Efecto de pandeo en configuraciones típicas de muros (Paulay y Priestley, 1993)²⁴
- Figura 2.8 – Deformaciones que produce el pandeo fuera del plano (Paulay y Priestley, 1993)²⁴
- Figura 2.9 – Muros estructurales en voladizo (Paulay and Priestley, 1992)²³
- Figura 2.10 – Modos de falla en muros en voladizo (Paulay and Priestley, 1992)²³
- Figura 4.1- Relación M_{MAX}/M_{cd} calculado de acuerdo al ACI 318 versus relación de carga axial.
- Figura 4.2 - Momento resistente según ACI vs. momento máximo medido en muros rectangulares (Dazio et al., 2009)⁸
- Figura 4.3 - Momento resistente según ACI vs. momento máximo medido en muros con elementos de borde en los extremos (Oesterle et al., 1979)¹⁸
- Figura 5.1 - Diagrama de cuerpo libre de una sección de muro (Restrepo y Rodríguez, 2013)²⁸.
- Figura 5.2 - Perfil de deformación (Restrepo y Rodríguez, 2013)²⁸
- Figura 5.3 – Efecto de las reversiones de deformación (Restrepo y Rodríguez, 2013)²⁸
- Figura 5.4 – Modelo simplificado de una sección transversal de muro rectangular y con elementos de borde.
- Figura 6.1 – Casos de efecto P- Δ en los especímenes de la base de datos de estudio.
- Figura 6.2 - Efecto P-Delta en los momentos de diseño.
- Figura 6.3 - Efecto P-Delta en la respuesta de la estructura.
- Figura 6.4 – Histograma de la relación M_{MAX}/M_{cd}
- Figura 6.5 - Relación M_{MAX}/M_{cd} versus relación de carga axial.
- Figura 6.6 – Relación M_{res}/M_{MAX} vs. relación de carga axial para todos los muros.
- Figura 6.7 – Relación M_{res}/M_{MAX} vs. cuantía total para todos los muros.

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1 – Características principales de los muros rectangulares.

Tabla 3.2 – Características principales de los muros con elementos de borde.

Tabla 6.1 - Relación c/x_c para muros rectangulares.

Tabla 6.2 - Relación c/x_c para muros con elementos de borde.

LISTA DE SÍMBOLOS

A	= Área a cortante del muro.
A_g	= Área transversal de la sección.
A_{st}	= Área total de refuerzo longitudinal del muro.
c	= Profundidad del eje neutro.
c_c	= Recubrimiento libre del refuerzo.
C_c	= Fuerza resistida por el concreto en compresión.
C_s	= Fuerza de compresión resistida por la capa de refuerzo longitudinal cercano a la fibra extrema en compresión.
d_b	= Diámetro de la barra longitudinal.
d_{be}	= Diámetro de la barra equivalente.
d_{bh}	= Diámetro del estribo.
ϵ_m	= Deformación máxima de la barra longitudinal en tracción o compresión.
ϵ_o	= Deformación en el semiciclo de descarga asociado a una carga nula.
ϵ_p^*	= Deformación asociada al pandeo.
ϵ_{sc}	= Deformación en el semiciclo de descarga antes que ocurra el pandeo de la barra longitudinal.
ϵ_{st}	= Deformación máxima en tracción de la barra longitudinal.
E	= Módulo de elasticidad del material.
f'_c	= Resistencia especificada a la compresión del concreto.
f_m	= Esfuerzo máximo de la barra longitudinal en tracción o compresión.
f_y	= Resistencia especificada de fluencia del acero.
\widehat{f}'_c	= Resistencia medida a la compresión del concreto.
\widehat{f}_{su}	= Resistencia medida última del acero.
\widehat{f}_y	= Resistencia medida de fluencia del acero.
F	= Fuerza lateral aplicada en la parte superior del muro.
G	= Módulo de corte del material.
H	= Tracción o compresión diagonal.
h_n	= Altura libre del entre restricciones.
h_o	= Longitud de pandeo del muro.

- h_w = Altura total del muro.
- I = Momento de inercia del muro.
- k = Relación de refuerzo longitudinal concentrado en los bordes con respecto a la cantidad de acero total.
- l_w = Longitud del muro.
- M_{cd} = Momento resistente probable calculado en el extremo de un muro, con cualquier teoría de flexión.
- M_{cd-ACI} = Momento resistente probable del muro calculado con las especificaciones del ACI.
- M_{MAX} = Momento resistente máximo medido en un ensayo de carga lateral cíclico reversible.
- M_u = Momento último actuante.
- n_{ba} = Número de barras equivalente en el extremo del muro de acuerdo al modelo mecánico propuesto.
- P = Carga axial aplicada en el ensayo.
- P_u = Carga axial última actuante.
- s = Separación de estribos de centro a centro.
- t_w = Espesor del muro.
- T_i = Fuerza de tracción resistida por el refuerzo longitudinal dentro del alma del muro.
- T_s = Fuerza de tracción resistida por la capa de refuerzo longitudinal cercana a la fibra extrema en tracción.
- V = Fuerza cortante del muro.
- x_c = Distancia desde la fibra extrema en compresión al punto de aplicación de la fuerza C_c .
- α = Coeficiente de forma el cual tiene en cuenta la distribución de las tracciones diagonales a través de la sección transversal.
- ϕ = Factor de reducción.
- γ_e = Distancia entre los centroides de la capa exterior de las barras, dividido por el peralte del muro l_w .
- λ_h = Coeficiente que representa la sobrerresistencia causado por el trabajo y el endurecimiento cíclico del acero.
- ρ_l = Cuantía de refuerzo longitudinal
- ν = Coeficiente de Poisson.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Los muros de concreto armado son elementos estructurales frecuentemente usados en edificios para proveer resistencia lateral y rigidez contra viento y acciones sísmicas. No es viable diseñar muros estructurales tales que permanezcan elásticos durante un fuerte sismo, por lo tanto es de esperar deformaciones inelásticas. Sin embargo los daños en edificios de concreto armado en los últimos sismos han puesto en evidencia la deficiencia del diseño y detallado.

El comportamiento sísmico observado en algunos edificios con muros estructurales de concreto reforzado, en particular tras el terremoto de Chile, 2010, ha mostrado la importancia de contar con un procedimiento aceptable para el diseño sísmico de los muros, haciendo énfasis en el modo de falla de pandeo de barras de refuerzo, el cual es un modo de falla esperado en muros estructurales dúctiles.

La resistencia probable a flexocompresión en muros de concreto de concreto reforzado es el máximo momento teórico que puede ser calculado para la sección crítica del miembro, con o sin carga axial sujeto a flexión en una dirección dada.

Investigaciones recientes, tales como las realizadas por Dazio et al. (2009)⁸ entre otros, han demostrado mediante ensayos, que las expresiones de diseño de los códigos, subestiman la capacidad de los muros obtenidas en laboratorio, por lo que es de interés desarrollar nuevas expresiones que se acerquen al comportamiento real de los muros que estén de acuerdo a los principios del diseño por capacidad; por lo que es necesario mejorar los criterios existentes de análisis y diseño de los códigos sismorresistentes.

1.2 OBJETIVOS

El objetivo de la presente tesis es proponer una expresión confiable para la determinación del momento resistente probable en muros estructurales de concreto armado, calibrada a partir de un análisis de estudios experimentales de muros sometidos a cargas laterales cíclicas.

1.3 ALCANCES

En este trabajo se estudia una base de datos obtenida de la literatura, compuesta por 19 muros de concreto de sección rectangular y 13 muros con elementos de borde cuadrados, ensayados ante cargas laterales por diversos autores. Con base en el empleo de un procedimiento propuesto anteriormente en la literatura para columnas de concreto reforzado, y con la base de datos de muros, se propone una expresión sencilla para la predicción de la resistencia probable a flexo-compresión de muros de concreto armado de sección rectangular y con elementos de borde, sometidos a cargas laterales cíclicas reversibles.

Estas expresiones son solo aplicables a muros estructurales de concreto armado que forman parte del sistema sismorresistente y satisfacen los requerimientos del capítulo 21 Estructuras Sismorresistentes de la norma ACI 318 y la E.060.

En esta predicción se comparan los resultados obtenidos para la predicción de la resistencia probable a flexo-compresión con los valores medidos de resistencia a flexión, que se encuentran en la base de datos estudiada.

El momento resistente probable es necesario para calcular las fuerzas de diseño para proteger la capacidad de cualquier miembro donde se puedan desarrollar articulaciones plásticas. Por ejemplo en la base de los muros de edificios que forman parte del sistema sismorresistente.

Asimismo sirve como base para una estimación confiable del cortante de diseño, la capacidad de desplazamiento y la predicción de la rigidez efectiva lateral.

En el ACI 318¹ y la norma peruana E.060²⁷, el momento resistente probable es calculado usando una teoría simplificada para flexión donde la relación esfuerzo deformación para el acero de refuerzo es asumida elasto-plástica, y el bloque rectangular equivalente de esfuerzo es considerado para el concreto en estado último. La compatibilidad de deformaciones es forzada, aceptando la hipótesis que las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión. En este análisis, la resistencia de fluencia del refuerzo se hace igual a $1.25f_y$, donde f_y es la resistencia de fluencia especificada del refuerzo, y el factor de reducción ϕ es 1.

Asimismo el ACI 318 no toma en cuenta el incremento de la resistencia a compresión del concreto sobre la resistencia especificada en el cálculo del momento resistente probable.

Las expresiones actuales de los códigos de diseño, claramente subestiman el momento resistente probable, lo cual puede resultar en una reducción de la capacidad de deformación de la rótula del muro, como el modo dúctil previsto puede verse obstaculizado por el desarrollo de otro modo de comportamiento asociado con la ductilidad reducida.

CAPÍTULO 2

REVISIÓN DE LA LITERATURA

2.1 FORMAS Y SECCIONES TÍPICAS DE MUROS.

Habitualmente los muros estructurales que conforman el sistema sismorresistente de una estructura pueden presentar diferentes formas en su sección transversal, tales como secciones rectangulares o secciones con elementos de borde. Éstos últimos proporcionan capacidad de deformación al muro y anclaje efectivo a las vigas transversales; en el caso de muros rectangulares, estos elementos proporcionan estabilidad ante el pandeo lateral y permiten un confinamiento efectivo del concreto comprimido en regiones donde se espera que se formen rótulas plásticas.

En la Figura 2.1, se aprecia diferentes secciones de muros estructurales de concreto armado.

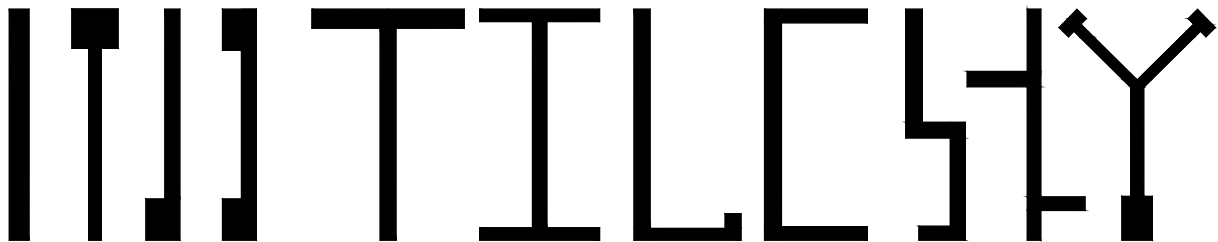


Figura 2.1 – Secciones comunes de muros estructurales (Paulay et al., 1992)²³

Particularmente en edificios de mediana altura, la sección transversal de los muros cambia con la altura, pero en general los muros suelen presentar aberturas en el alma o en partes del ala de la sección. En la Figura 2.2 se muestran los diferentes casos de tipos de muros de acuerdo a su elevación.

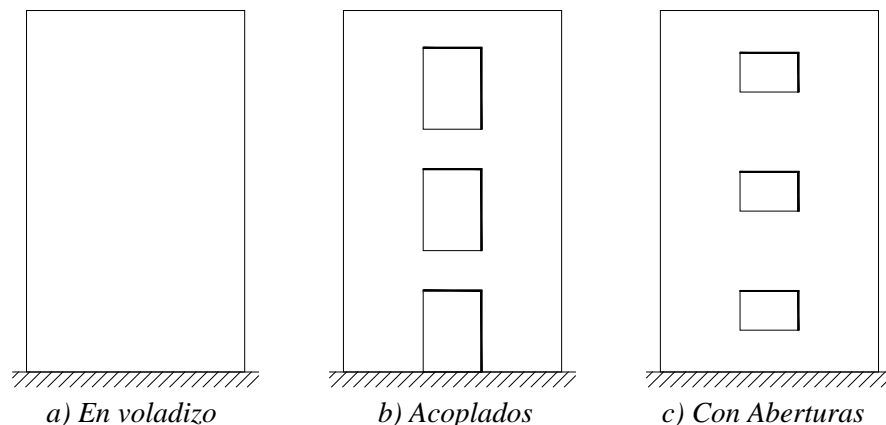


Figura 2.2 – Clasificación de muros según su forma en elevación.

El comportamiento que presentan los muros acoplados depende en gran medida al grado de acoplamiento de las vigas, es decir un grado de acoplamiento alto indica que los muros responden de manera similar a un muro en voladizo, mientras que un grado de acoplamiento bajo indica que los muros responden como voladizos por separado. Las vigas de acoplamiento son elementos que logran disipar gran cantidad de energía cuando incursionan en el rango no lineal. Generalmente el modo de fallo de este sistema se inicia con la plastificación de las vigas de acoplamiento seguido por la de los muros.

En el caso de muros con aberturas, su respuesta sísmica está relacionada con la disposición de dichas aberturas. Las aberturas que se encuentran próximas entre sí pueden generar zonas extremadamente débiles y por lo tanto no asegurar que la resistencia a flexión se desarrolle. En estos casos se recomienda que las aberturas se encuentren más distanciadas de tal modo de obtener zonas que sean capaces de transmitir las tracciones y compresiones diagonales al concreto y no afecte a la resistencia tanto a flexión como a cortante del muro.

2.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

2.2.1 Comportamiento ante acciones horizontales

El comportamiento estructural de muros de concreto armado está estrechamente relacionado a su relación de aspecto (relación altura-longitud h_w/l_w) y de otros parámetros como la cantidad de refuerzo y la secuencia de aplicación de cargas. Los muros con relación de aspecto menor que 1.0 presentarán un comportamiento dominado por cortante, mientras que para relaciones mayores que 2.0 el comportamiento será dominado por flexión (Neuenhofer, 2006)¹⁵. Por otra parte, es preferible que el comportamiento estructural de muros sea gobernado por flexión dado que este tipo de falla es considerado dúctil, produciéndose primero la fluencia del acero, antes de que ocurra el aplastamiento del concreto y evitar en lo posible que el cortante controle el comportamiento. Este último considerado un tipo de falla frágil.

El comportamiento de un muro frente a acciones horizontales se muestra en Figura 2.3, donde se aprecia un muro en voladizo sometido a la aplicación de una fuerza lateral en la parte superior.

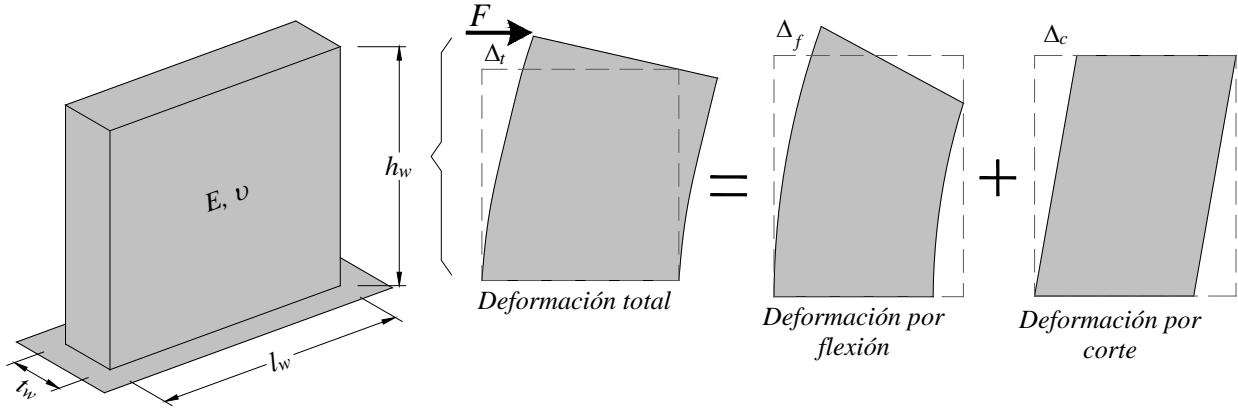


Figura 2.3 – Deformación de un muro en voladizo bajo fuerza lateral (Neuenhofer, 2006)¹⁵

De la Figura 2.3 se observa que la deformación total del muro está compuesta de dos tipos de deformaciones (flexión y cortante), tal como se describe en la siguiente expresión:

$$\Delta_{total} = \Delta_{flexión} + \Delta_{corte} \quad (2.1)$$

Del análisis estructural se obtiene que la deformación total puede ser reescrita como:

$$\Delta_{total} = \frac{F h_w^3}{3EI} + \alpha \frac{F h_w}{GA} \quad (2.2)$$

Donde F , es la fuerza lateral, h_w es la altura del muro, I es el momento de inercia, A es el área a cortante del muro, α es el coeficiente de forma el cual tiene en cuenta la distribución de las tracciones diagonales a través de la sección transversal, E es el módulo de elasticidad del material y G es el módulo de corte.

Al reemplazar $I = 1/12 t_w l_w^3$, $A = t_w l_w$, $\alpha = 1.2$ (para secciones rectangulares), $G = E/(2(1+\nu))$ y $\nu = 0.25$ (coeficiente de Poisson) en la ecuación (2.2) se obtiene la siguiente expresión:

$$\Delta_{total} = \Delta_{flexión} + \Delta_{corte} = \frac{F}{E t_w} \left[4 \left(\frac{h_w}{l_w} \right)^3 + 3 \left(\frac{h_w}{l_w} \right) \right] \quad (2.3)$$

Asimismo, se conoce que si el valor de F es igual a 1 en las ecuaciones (2.2) y (2.3), se obtiene la flexibilidad del muro y la rigidez lateral elástica del muro. En la ecuación (2.4), el término $4(h_w/l_w)^3$ es la deformación a flexión y $3(h_w/l_w)$ es la deformación transversal (corte). Por tanto, la contribución relativa de cada tipo de deformación a la deformación total es:

$$\frac{\Delta_{flexión}}{\Delta_{total}} = \frac{4(h_w/l_w)^2}{4(h_w/l_w)^2 + 3} \quad \frac{\Delta_{corte}}{\Delta_{total}} = \frac{3}{4(h_w/l_w)^2 + 3} \quad (2.4)$$

A partir de las ecuaciones (2.4) se obtienen las curvas que se presentan en la Figura 2.4 que representan la variación de la contribución relativa a la deformación tangencial (cortante) y de flexión para cualquier valor de la relación de aspecto (h_w/l_w) para un muro en voladizo. Cabe destacar que para una relación de aspecto igual a 1, ambas deformaciones a flexión y tangencial contribuyen a la deformación total en proporciones aproximadamente similares, por

el contrario, cuando los valores de la relación de aspecto son superiores a 2, la deformación a flexión gobierna el comportamiento del muro.

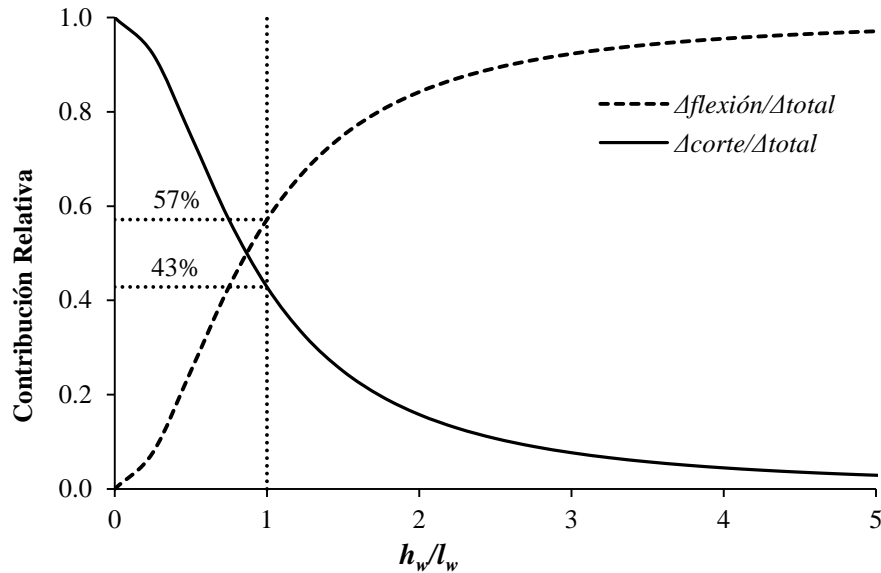


Figura 2.4 - Contribución relativa de la deformación a flexión y a cortante en la deformación total de un muro (Neuenhofer, 2006)¹⁵

2.2.2 Pandeo de muros

Según varios autores (Paulay y Priestley, 1993²⁴; Chai et al., 1999⁶; Chai et al., 2005⁷) uno de los parámetros más relevantes que caracterizan el pandeo de muros de concreto armado es la deformación a tracción del acero en el extremo del muro. Esta deformación produce fisuración en el concreto y dependiendo de su magnitud también causa la fluencia del refuerzo, lo cual deja en un estado vulnerable esa zona y cuando la inversión de fuerzas producidas por sismos provoque que esa zona se comprima, el riesgo de pandeo aumenta significativamente.

En la actualidad, se reconoce que el fenómeno del pandeo inelástico de muros de concreto sometido a fuerzas cíclicas producidas por movimientos sísmicos es complejo y constituye un campo amplio de estudio. No obstante, para la comprensión básica de este fenómeno éste puede asemejarse al pandeo de barras de refuerzo sometidos a fuerzas axiales cíclicas.

El problema de pandeo de barras de refuerzo sometidas a acciones del tipo sísmico ha sido estudiado por Rodríguez et al. (1999)³⁰. Estos autores propusieron un modelo de predicción de pandeo de barras sometidas a cargas cíclicas reversibles. En este modelo la deformación asociada al pandeo, ε_p^* , se define con el siguiente procedimiento. La Figura 2.5 muestra los dos últimos semiciclos de carga correspondientes al inicio del pandeo de la barra. Inicialmente en estos semiciclos, la barra alcanza en tracción la deformación máxima ε_{st} , antes de empezar el semiciclo de descarga, para el cual ocurre el pandeo para la deformación ε_{sc} . Según Rodríguez et al. (1999)³⁰, ε_p^* se expresa como:

$$\varepsilon_p^* = \varepsilon_o + \varepsilon_{sc} \quad (2.5)$$

donde ε_0 se define en la Figura 2.5.

Estudios recientes han mostrado que es conveniente, para fines de diseño, que en la definición de ε_p^* , en lugar del parámetro ε_0 se emplee ε_{st} . Si se procede de esta manera se obtiene:

$$\varepsilon_p^* = \varepsilon_{st} + \varepsilon_{sc} \quad (2.6)$$

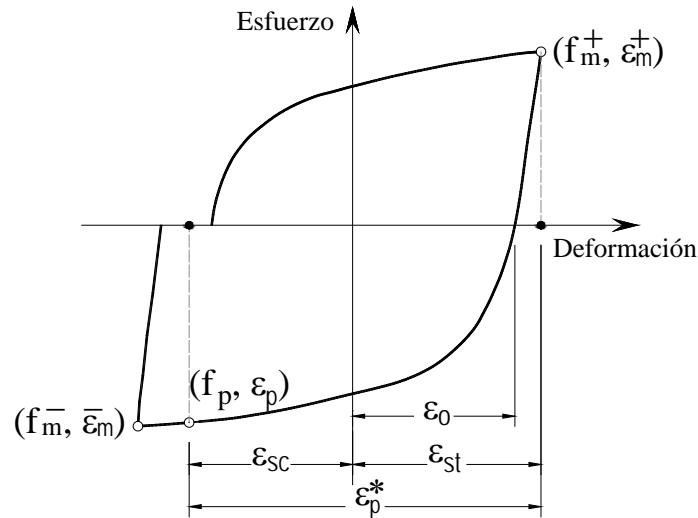


Figura 2.5 – Parámetros que definen el pandeo de una barra de refuerzo sometida a cargas cíclicas reversibles (Rodríguez et al., 1999)³⁰

El modelo de pandeo de una barra de refuerzo propuesto por Rodríguez et al. (1999)³⁰ se ilustra en la Figura 2.6. La barra descarga en tracción en el punto A y llega con esfuerzo de compresión al punto B (la deformación aquí puede ser también en tracción) donde la barra tiene agrietamientos locales en la vecindad de las corrugaciones, y al ir al punto C la barra se fractura en tracción definiendo el pandeo de ésta.

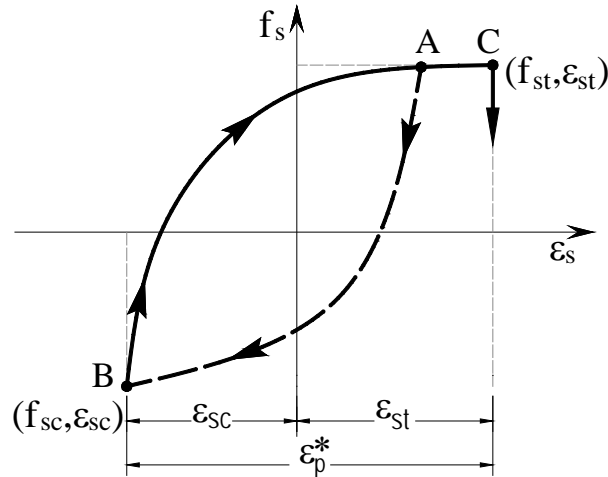


Figura 2.6 – Modelo propuesto para el pandeo de una barra de refuerzo (Rodríguez et al., 1999)³⁰

Normalmente, los códigos sísmicos proporcionan criterios generales para el proyecto sismorresistente de edificios con muros. Sin embargo, tales códigos no especifican disposiciones claras acerca de la posible inestabilidad en las regiones plásticas de muros delgados debido al pandeo fuera del plano (Figura 2.7-a). En la práctica, el uso de muros con elementos de borde (Figura 2.7-b) ayuda a reducir este fenómeno, contribuyendo a mejorar la estabilidad lateral de los muros ante sollicitaciones sísmicas severas.

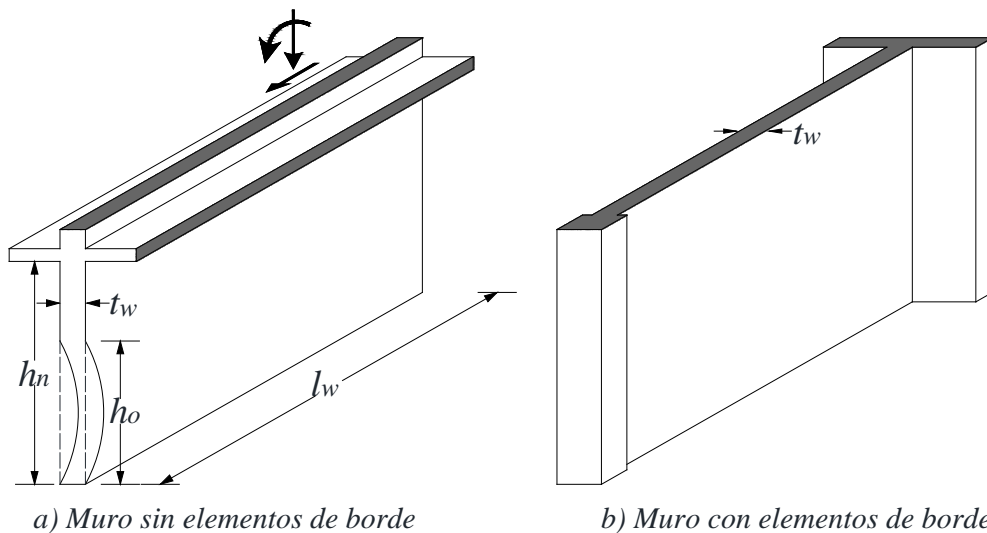


Figura 2.7 – Efecto de pandeo en configuraciones típicas de muros (Paulay y Priestley, 1993)²⁴

Por otra parte, en el caso de edificios con muros, dos tipos de inestabilidades pueden producirse: (i) efectos globales de segundo orden y (ii) pandeo local (abolladura) de muros.

Normalmente, en el primer tipo los efectos globales de segundo orden suelen ser pequeños, debido a que la relación entre la carga vertical real y sus valores críticos no son tan elevados (Tremblay, Léger y Tu, 2001³⁷; Fenwick, Davidson y Chung, 1992⁹); mientras que en el segundo tipo de inestabilidad, el riesgo de pandeo local de muros puede ser relevante en edificios con poca densidad de muros, sin elementos de borde y con grandes esbelteces.

En la Figura 2.8 se muestra que el tipo de refuerzo en muros (una o dos capas) influye de manera significativa en el pandeo fuera del plano, como consecuencia de las grandes sollicitaciones de ductilidad que experimentan durante movimientos sísmicos fuertes.

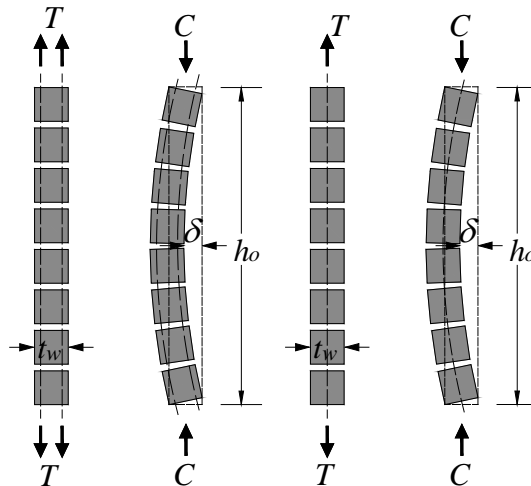


Figura 2.8 – Deformaciones que produce el pandeo fuera del plano (Paulay y Priestley, 1993)²⁴

2.3 MODOS DE FALLA

Los modos de falla describen el mecanismo físico de deterioro de una estructura, debido principalmente a un comportamiento predominante o a una combinación de otros aspectos adicionales. En el caso de muros, éstos han sido identificados a través de inspecciones post-sísmicas y de investigación experimental. Muchos investigadores (Salonikios et al., 1999³¹; Wallace and Thomsen, 1995³⁵; Orakcal et al., 2004¹⁹) han atribuido que este comportamiento está relacionado con las diversas propiedades mecánicas que presentan el concreto y el acero, así como a la relación de aspecto de los muros. Otros parámetros como el tipo de sección transversal, detalle y cantidad de refuerzo influyen también en que se produzca un modo de falla determinado.

En los edificios de baja altura o en los pisos inferiores de los edificios medianos a altos, se usan los muros mostrados en la Figura 2.9, los cuales son caracterizados por su relación de esbeltez (bajos y esbeltos) y cuyo comportamiento estructural es diferente. En dichos muros, las fuerzas laterales son introducidas por medio de una serie de cargas puntuales a través de las losas que actúan como diafragmas. Las losas de piso también dan estabilidad a los muros contra el pandeo lateral.

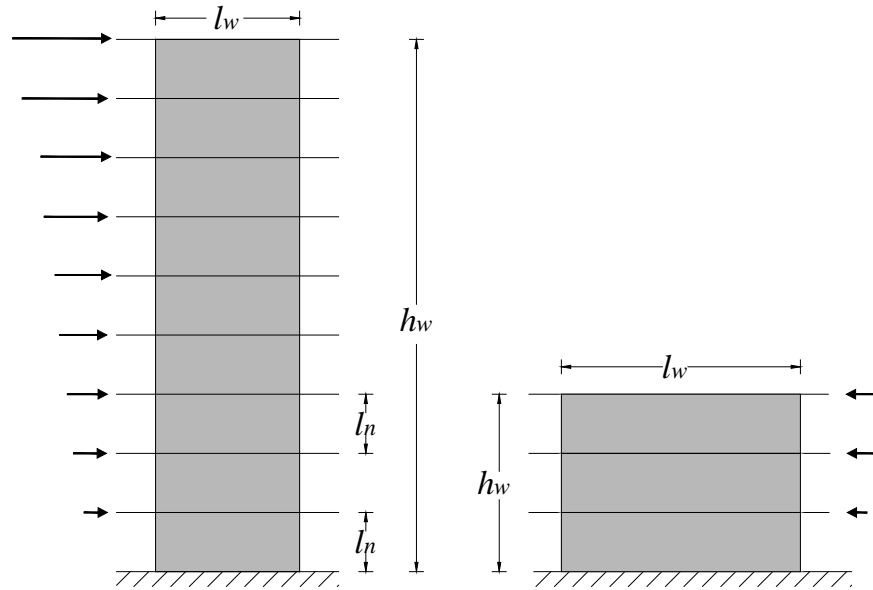
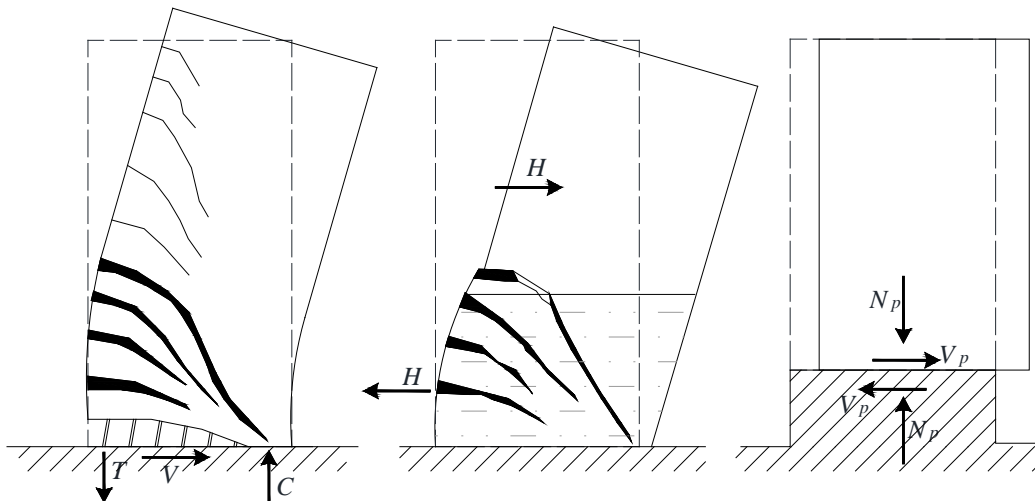


Figura 2.9 – Muros estructurales en voladizo (Paulay and Priestley, 1992)²³

Por otra parte, la principal fuente de disipación de energía que se produce en un muro en voladizo solicitado lateralmente, debe ser la fluencia del refuerzo a flexión en las zonas de rótulas plásticas, normalmente en la base del muro (Figura 2.10-a). En general se debe evitar los modos de falla de aquellos que resulten de la tracción diagonal (Figura 2.10-b) o compresión diagonal causado por el cortante, inestabilidad de secciones de muros delgados o del refuerzo de compresión principal, deslizamiento por cortante a lo largo de las juntas de construcción (Figura 2.10-c) y corte o falla por adherencia a lo largo del empalme o anclajes. En todos los casos el modo de falla queda definido por el tipo de comportamiento dominante.



a) Fluencia del refuerzo vertical b) Tracción diagonal c) Deslizamiento juntas de construcción

Figura 2.10 – Modos de falla en muros en voladizo (Paulay and Priestley, 1992)²³

2.3.1 Muros Bajos

Los muros bajos tienen una amplia aplicación en edificios de baja altura pues constituyen el principal sistema sismorresistente; también son usados en estructuras de gran altura donde pueden hacer una mejor contribución a la resistencia a la fuerza lateral cuando se extienden solo los primeros pisos sobre el nivel de cimentación.

En dichos casos se reconoce que la hipótesis de flexión no se cumple y que el comportamiento es similar a lo que ocurre en las vigas de gran peralte. En estos casos las cargas de gravedad generalmente son pequeñas y dado su gran peralte el refuerzo por flexión del acero en tracción no es considerable. Ambas características permiten indicar que la influencia de la fuerza axial en la resistencia a cortante de estos muros es despreciable y tiene poca importancia disponer de acero concentrado en los extremos o bordes de los elementos.

Diversos investigadores se han ocupado del estudio de muros bajos tales como Paulay 1992²³, Cardenas et al. 1980⁵, Lefas et al. 1990¹², Tasnimi 2000³⁴, entre otros, motivo por el cual no se profundiza este tema por no ser relevante en el desarrollo de la presente tesis.

2.3.2 Muros Esbeltos

En muros esbeltos (relación altura-longitud h_w/l_w mayor que 2) o en muros de edificios de gran altura donde el comportamiento predominante es por flexión. El tipo de falla en estos muros se caracteriza por la aparición de grietas importantes en la parte inferior de la zona a tracción del muro, los cuales pueden producir fluencia del refuerzo y por ende daño estructural. Ante fuerzas laterales reversibles, el riesgo de inestabilidad o pandeo del refuerzo aumenta considerablemente, mientras que el aplastamiento del concreto característico en este tipo de falla es posible que ocurra cuando las deformaciones a compresión del concreto alcanzan su valor máximo. El modo de falla en estos tipos de muros se observa en los trabajos experimentales realizados por diversos investigadores (Lefas y Kotsovos, 1990¹³; Zhang y Wang, 2000³⁹ y Adebar et al., 2007²). No obstante, el trabajo de Tremblay et al., 2001³⁷ resalta la importancia del efecto de los modos superiores de vibración en el caso de edificios altos, los cuales producen incrementos considerables en las fuerzas cortantes y momentos flectores en la parte superior del muro. Conclusiones similares fueron observadas por Bachman y Linde, 1995⁴; Priestley y Amaris, 2002²⁶; y Panneton et al., 2006²².

Panagiotou 2008²⁰, muestra tres posibles aproximaciones donde se puede producir la formación de una rótula plástica en un muro en voladizo. En la primera aproximación la plasticidad se desarrolla en cualquier lugar a lo largo de altura del muro, la segunda aproximación es una rótula plástica individual en la base del muro y la tercera aproximación considera la formación de dos rótulas plásticas, uno en la base del muro y otra a la mitad de la altura. Por consiguiente, para muros de mediana altura que presenten daños, podría ser necesario sólo rehabilitar la parte más baja de éstos (zona donde se forma la rótula plástica), mientras que para muros altos, podría ser necesario rehabilitar otras zonas de las plantas superiores donde se espera que se formen rótulas plásticas debido al efecto de los modos superiores, que podrían no haber sido considerados en la etapa de proyecto.

2.4 ESTUDIOS SOBRE EL COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO.

Esta sección resume las investigaciones analíticas y experimentales llevadas a cabo hasta el presente en muros aislados y muros que forman parte de un sistema estructural.

Extensos resultados experimentales sobre el comportamiento de muros de diferentes relaciones de esbeltez sometidos a diversas condiciones de carga, están disponibles en la literatura.

Los resultados han mostrado que la respuesta inelástica de muros esbeltos ($h_w/l_w \geq 2$), está controlado por las deformaciones de flexión debido a la formación de una rótula plástica en la base del muro.

Para lograr una ductilidad adecuada en muros esbeltos, un papel esencial cumple el confinamiento del acero que se coloca en los bordes de los muros para controlar el aplastamiento del concreto y el pandeo del refuerzo longitudinal. La resistencia al corte es proporcionada por el refuerzo vertical y horizontal distribuido en ambas caras del muro. El refuerzo inclinado a veces es necesario para la protección contra el deslizamiento por corte.

A continuación se presenta una breve descripción de estudios experimentales realizados por diferentes autores en muros con una relación de aspecto mayor que 2, donde el comportamiento predominante es por flexión.

2.4.1 Vallenas et al. (1979)

*Vallenas et al. (1979)*³⁸, investigaron el comportamiento estructural de ocho muros de concreto armado en términos de su capacidad de deformación, resistencia, energía histerética y modo de fallo. Los parámetros de estudio fueron la influencia de la armadura en los elementos de confinamiento, sección transversal de los muros, relación momento-cortante y tipo de fuerza lateral (incremental y cíclica). Los resultados mostraron que los muros proyectados con el Código del ACI de 1977 presentaban un comportamiento satisfactorio. No así el caso de muros estructurales esbeltos y de sección transversal rectangular, los cuales presentaron problemas de inestabilidad fuera de su plano.

2.4.2 Ali y Wight (1990)

*Ali y Wight (1990)*³ ensayaron cuatro muros en una escala 1/5 para estudiar el efecto de las aberturas escalonadas en el comportamiento del muros. Los muros fueron de una altura de cinco pisos y con una sección transversal tipo I. El espécimen W-1 no tiene aberturas mientras que los especímenes W-2, W-3 y W-4 tienen aberturas horizontales escalonadas de 30%, 15% y 10% de la longitud total del muro respectivamente. Los muros fueron ensayados en posición vertical bajo esfuerzo axial constante y carga cíclica reversible aplicado en la parte superior.

2.4.3 Sozen y Moehle (1993)

*Sozen y Moehle (1993)*³³, realizaron un estudio experimental y numérico del comportamiento a cortante de muros de concreto armado. El estudio permitió desarrollar un micro-modelo detallado que emplea elementos finitos de tensión plana, cuyo comportamiento considerado fue elástico lineal para los muros, pero con fisuración distribuida para las grietas.

2.4.4 Thomsen y Wallace (1995)

*Thomsen y Wallace (1995)*³⁵, realizaron un estudio experimental y teórico en muros simétricos y asimétricos de concreto armado, dos de sección rectangular y dos de forma “T” (muros con alas), diseñados con la metodología basada en desplazamiento. Los objetivos de la investigación fueron evaluar la confiabilidad de la metodología de diseño y estudiar el comportamiento de muros asimétricos con alas. Los resultados experimentales mostraron que los muros rectangulares poseen adecuada ductilidad, un comportamiento histerético estable y capacidad de disipación de energía, mientras que los muros con forma tipo “T” diseñados con la metodología de desplazamiento y cuando están debidamente detallados presentan un comportamiento similar a los muros rectangulares (ductilidad, respuesta histerética). No obstante, el ancho efectivo del ala en los muros en forma de T no fue estudiado. Por otro lado, el modelo analítico se basó en principios básicos y en técnicas de modelado para fuerzas incrementales para representar el comportamiento cíclico de los muros. Se observó buena correlación entre los resultados experimentales y analíticos, concluyéndose que el procedimiento de diseño basado en desplazamiento es adecuada para el proyecto sismorresistente de muros de concreto armado.

2.4.5 Ibrahim y Adebar (2004)

*Ibrahim y Adebar (2004)*¹¹, investigaron la influencia de la fisuración en la rigidez efectiva que se suele utilizar en el análisis sísmico de estructuras. Para lo cual ensayaron un muro esbelto con alas de concreto armado (relación altura-longitud de 7.2) similar al que se emplea en edificios altos. El modo de fallo del muro se debió al pandeo de las barras en los extremos. Los resultados del ensayo sirvieron para contrastar el modelo trilineal a cortante propuesto por los autores y que definen el comportamiento de muros en términos de su diagrama momento-curvatura.

2.4.6 Panagiotou y Restrepo (2007)

*Panagiotou y Restrepo (2007)*²¹, realizaron un ensayo de mesa vibradora a escala natural de un edificio de siete pisos. El proyecto estructural fue realizado considerando ciertos límites de deformación específicas. Los resultados respaldaron el enfoque del proyecto basado en desplazamientos. Es así que las fuerzas sísmicas obtenidas fueron significativamente inferiores a los que especificaba la normativa que se utilizó. En la primera parte del informe de este estudio se describe las lecciones importantes obtenidas del ensayo, mientras que en la segunda parte se presenta un nuevo método para el proyecto sismorresistente. El mismo que se basa en el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes, pero con ciertas modificaciones que incorporan explícitamente el efecto de los modos superiores de vibración y la sobrerresistencia del sistema para evaluar las fuerzas cortantes. Este ensayo de mesa vibradora supuso un gran avance en el conocimiento del comportamiento global que presentan los edificios con muros.

CAPÍTULO 3

BASE DE DATOS EMPLEADA EN EL ESTUDIO

En los últimos años se ha podido reunir una base de datos importante de ensayos experimentales de muros de concreto armado sometidos a cargas laterales cíclicas reversibles, este es el caso de la plataforma para la investigación, colaboración y educación del Network for Earthquake Engineering Simulation (NEES)¹⁶, en cuya página se almacenan publicaciones del subcomité 445 del ACI, relacionado con la respuesta de muros estructurales de concreto reforzado. Dicha base de datos reúne información sobre los diversos estudios realizados en el mundo sobre ensayos de muros estructurales de concreto armado, la cual se actualiza periódicamente, siendo la versión del 25 de Marzo del 2014, la versión utilizada en el desarrollo de este estudio.

De la base de datos del NEES¹⁶, así como de la información existente en la literatura, se seleccionó de manera cuidadosa una base de datos de muros rectangulares y con elementos de borde, ensayados ante cargas laterales en diversos laboratorios del mundo, las cuales se describen a continuación.

3.1 DESCRIPCIÓN DE ESPECÍMENES SELECCIONADOS

Los especímenes de la base de datos presentan una amplia variedad de características, desde las propiedades de los materiales, la configuración del refuerzo, carga axial, forma geométrica, entre otros. En las líneas siguientes se hace una descripción breve de la información experimental empleada en este estudio.

3.1.1 Oesterle et al. (1976 y 1979)

Oesterle et al. (1976 y 1979)^{17,18}, con el auspicio de la Asociación de Cemento Portland (PCA), ensayó 16 muros en dos etapas.

a) Primera Etapa, en la cual se ensayaron 9 muros: 2 muros rectangulares, 6 muros tipo I (elementos de borde cuadrados) y 1 muro tipo H (elemento de borde rectangular). Las variables a controlar en esta primera serie de ensayos fueron la sección transversal de los muros, la cantidad de refuerzo por flexión y la configuración del confinamiento en los elementos de borde. Asimismo uno de los muros fue ensayado a carga monotónica, mientras otro fue reparado y vuelto a ensayar.

El diseño de los especímenes no fue basado en un prototipo de un edificio. Los muros fueron diseñados a una escala aproximada de 1/3 y la relación de aspecto fue de 2.4. Se consideró los requisitos de diseño del código ACI 1971. Los muros fueron diseñados usando una resistencia nominal a la fluencia del acero de 414 MPa (acero grado 60), y una resistencia nominal a la compresión del concreto de 41 MPa (420 kg/cm²). No se aplicó carga axial a los muros. De los

9 muros ensayados en la primera etapa solo se consideraron los 2 muros rectangulares (R1 y R2) y 4 de los 6 muros tipo I (B1, B2, B3 y B5), puesto que el muro B4 fue sometido a un ensayo monotónico y el muro B5R fue un espécimen reparado.

b) Segunda Etapa, se ensayaron 7 muros: 6 muros tipo I y 1 muro tipo H, de manera similar que en la primera etapa, se reparó y ensayo un espécimen. Las variables consideradas fueron la forma de la sección transversal, la cuantía de refuerzo longitudinal y transversal, la resistencia a compresión del concreto y la carga axial.

Se aplicó una carga axial de compresión constante de $0.1A_g f'_c$ en todos los especímenes. Tanto la escala como la relación de aspecto fueron las mismas que en la primera etapa. Los esfuerzos de fluencia nominal del acero longitudinal y transversal fueron de 414 MPa, mientras que la resistencia nominal de diseño del concreto fueron de 21 MPa y 42 MPa. De esta segunda etapa se consideraron 5 muros rectangulares (B6, B7, B8, B9 y B10), no se consideró el muro B9R (reparado) ni el muro F2 (muro con alas).

Los ensayos fueron parte de una investigación analítica y experimental cuyo objetivo fue desarrollar recomendaciones para el diseño sismorresistente de muros estructurales, así como calcular la ductilidad, incrementar la disipación de energía y la resistencia de los muros.

3.1.2 Shiu et al. (1981)

*Shiu et al (1981)*³², ensayaron dos muros rectangulares para evaluar el efecto de las aberturas en el comportamiento sísmico. Fueron ensayados dos especímenes a escala 1/3, con y sin aberturas. Para la base de datos elaborada para este estudio solo se tomó en cuenta el muro sólido sin aberturas (CI-1).

El prototipo del muro sólido fue un elemento de un sistema muros acoplados, diseñado de acuerdo con las recomendaciones del ACI 1971 y el UBC 1976, mientras que los detalles de refuerzo alrededor de la abertura fueron adoptados de las prácticas de diseño.

La resistencia nominal del concreto fue 21 MPa y el acero especificado fue grado 60. No se aplicó carga axial y la carga lateral aplicada en la parte superior del muro simuló una relación de altura de corte (M/Vh_w) de 2.88.

3.1.3 Thomsen y Wallace (1995)

*Thomsen y Wallace (1995)*³⁵, ensayaron cuatro especímenes a escala 1/4 de un prototipo de un edificio de oficinas de 6 pisos, diseñados de acuerdo al UBC 1991; fueron construidos y ensayados bajo carga axial constante y carga cíclica lateral reversible. Dos de los especímenes tenían sección rectangular (RW1 y RW2) los cuales fueron usados en la presente tesis, los otros dos tenían una sección transversal tipo T (TW1 y TW2). Las propiedades de los materiales usados en todos los especímenes fueron acero de fluencia grado 60 y concreto de resistencia a la compresión de 28 MPa (400 psi). Entre otras, las variables usadas en este programa de ensayo fueron: la forma de la sección transversal del muro, el espaciamiento y configuración del refuerzo transversal, y la distribución del refuerzo horizontal y vertical del alma. El detallado del muro tipo T fue el mismo del muro rectangular, en los cuales se mantuvo el volumen de confinamiento en las zonas de borde pero variando la configuración.

3.1.4 Zhang y Wang (2000)

*Zhang y Wang (2000)*³⁹, estudiaron los mecanismos de falla y la ductilidad de muros rectangulares sujetos a una carga axial alta. Fueron escalados, construidos y ensayados cuatro muros esbeltos para fallar bajo una acción combinada de carga axial y carga cíclica lateral reversible. Los especímenes fueron diseñados considerando que la capacidad de carga lateral fuese controlada por flexión, previniendo una falla prematura no deseable por corte durante el experimento. El prototipo de los muros fue un edificio de concreto armado de 50 pisos, localizado en Shanghái, China.

Los 4 especímenes (SW7, SW8, SW9 y SRCW12) tenían la misma configuración, 700 mm de longitud, 1750 mm de altura y 100 mm de espesor. La resistencia nominal del concreto a compresión fue de 28 MPa, mientras que se usó acero liso para el refuerzo del alma (horizontal y vertical). En el muro SRCW12 se usó un perfil de acero tipo canal como parte del refuerzo longitudinal en los bordes, por dicho motivo no fue incluido en la base de datos.

3.1.5 Riva y Franchi (2001)

*Riva y Franchi (2001)*²⁹, ensayaron dieciocho muros de concreto armado, para comparar el comportamiento de diferentes diseños y detallados, ya sea con barras de refuerzo, malla o ambos.

El diseño sismorresistente se realizó de acuerdo a los requerimientos del Eurocódigo 8 para estructuras de mediana ductilidad, y fueron ensayadas en el laboratorio del Politécnico de Milán.

La primera serie de 10 especímenes tenían una sección transversal de 1200 x 150 mm y una altura de 2500 mm, con un bloque de cimentación de 2400 x 500 x 300 mm. La segunda serie de 8 especímenes fue diseñada con una sección transversal de 1300 x 150 mm y una altura de 2500 mm, con un bloque de cimentación de 2400 x 650 x 380 mm. Los especímenes fueron construidos con una resistencia promedio del concreto de 40 MPa y 28 MPa para la primera y segunda serie, respectivamente. De los dieciocho muros ensayados, solo dos muros (B16R8-1 y B16R8-2) contaron con refuerzo convencional, de los cuales solo se consideró uno de ellos (B16R8-1), pues ambos presentaron las mismas características.

3.1.6 Dazio et al. (2009)

*Dazio et al. (2009)*⁸, ensayaron 6 muros rectangulares (WSH1, WSH2, WSH3, WSH4, WSH5 y WSH6) en el ETH Zúrich para investigar los efectos de la cuantía de refuerzo vertical, cantidad y detallado del refuerzo transversal, ductilidad del refuerzo y relación de carga axial.

Los muros fueron diseñados como sistema lateral de un edificio prototipo de 6 pisos, cuyos especímenes fueron construidos a escala 1/2 representando los niveles inferiores del prototipo.

Todos los muros tenían la misma geometría y el mismo refuerzo por corte satisfaciendo el diseño por capacidad de los muros, sin embargo rigieron los requisitos mínimos. La resistencia a compresión del concreto varió en un intervalo de 38 a 46 MPa.

La longitud de los muros fue de 2.00 m y de 0.15 m de espesor, la relación luz de corte/longitud del muro (M/Vh_w) varió entre 2.26 a 2.28. Los muros fueron ensayados con una

carga vertical aplicada mediante cables postensionados, la carga axial aplicada fue de 0.05 a $0.13 A_g f'_c$.

Los 6 muros ensayados por Dazio fueron considerados en el desarrollo de la presente tesis.

3.1.7 Ghorbani-Renani et al. (2009)

*Ghorbani-Renani et al (2009)*¹⁰, ensayaron 4 muros rectangulares para evaluar el efecto de carga y escala. Dos muros fueron ensayados a escala completa (series A) y dos fueron ensayados a escala 1:2.37 (series B). Para cada tamaño de muro fueron completados un ensayo monotónico (A1M y B1M) y otro cíclico (A2C y B2C). Los muros tenían una razón de luz de corte M/Vh_w de 2.08 y una carga axial de $0.01 A_g f'_c$.

Los especímenes ensayados fueron diseñados para reproducir las condiciones de carga y detalles de construcción de un muro típico de un edificio de 10 pisos ubicado en Canadá, el cual cumple con los requerimientos especificados en el NBCC 2005 (National Building Code of Canada) y CSA A23.3 2004 (Canadian Standards Association). El acero de refuerzo longitudinal y transversal para todos los especímenes fue grado 60.

Para la base de datos elaborada para este estudio se consideraron sólo los muros ensayados bajo carga cíclica (A2C y B2C).

3.1.8 Liu et al. (2009)

*Liu et al (2009)*¹⁴. El objetivo de este estudio se centró en el mecanismo de falla por aplastamiento del alma y evaluar su desempeño. En la Universidad del Estado de Michigan se ensayaron 8 muros con elementos de borde de sección cuadrada, con diferente resistencia a compresión del concreto: 34, 69, 103 y 138 MPa (5, 10, 15 y 20 ksi) bajo carga monotónica (M05M, M10M, M15M y M20M) y cíclica (M05C, M10C, M15C y M20C), siendo estos últimos usados en la presente tesis.

Todos los muros fueron diseñados con la misma sección transversal y la misma cuantía de refuerzo longitudinal en los elementos de borde y en el alma, 5.55% y 1.47% respectivamente. Debido a las dificultades en la construcción el espécimen M15C difiere del resto, asimismo el refuerzo transversal de los muros M20C y M20M es más alto para asegurar que la falla por tensión diagonal no ocurra antes de la falla por aplastamiento del alma. La relación de esbeltez M/Vh_w fue de 2.5. Los muros fueron ensayados a flexión simple, con una carga axial constante de 578 kN, de manera que corresponde a una relación $P/A_g f'_c = 0.10$ para los especímenes diseñados con un $f'_c = 34$ MPa.

3.1.9 Tran (2012)

*Tran (2012)*³⁶, diseñaron, construyeron, instrumentaron y ensayaron cinco muros en voladizo a gran escala, sometidos a una combinación de carga axial constante y carga cíclica lateral reversible. Los especímenes fueron diseñados para fluir en flexión antes de la pérdida de la capacidad de carga lateral. Los muros se denominaron RW-A20-P10-S38, RW-A20-P10-S63, RW-A15-P10-S51, RW-A15-P10-S78 y RW-A15-P2.5-S64 que indican la relación de aspecto (A) entre 1.5 y 2.0, el nivel de carga axial (P) entre 0.025 y 0.10 $A_g f'_c$ y el esfuerzo de corte

(S) entre 0.3 y $0.6\sqrt{f'_c}$ MPa. Se usaron en la base de datos de la presente tesis, los muros RW-A20-P10-S38 y RW-A20-P10-S63 cuya relación de aspecto (A) fue de 2.

Los 5 muros en voladizo fueron de 150 mm de espesor, 1220 mm de longitud y una altura de aplicación de carga vertical de 1830 mm. La resistencia a compresión del concreto fue de 34.5 MPa usado para todos los especímenes, mientras que el refuerzo longitudinal y transversal fue acero grado 60.

El objetivo primario del programa de ensayo fue determinar el impacto de la relación de aspecto, el nivel de esfuerzo axial y el esfuerzo de corte promedio en el modo de falla del muro y la pérdida de la capacidad de deformación lateral.

3.2 CRITERIOS DE SELECCIÓN.

La base de datos de la NEES¹⁶ tiene información de más de 400 muros estructurales de concreto armado con información experimental, cuyos parámetros de estudio son tan variados, que se tomaron los siguientes criterios de selección para filtrar la base de datos de acuerdo a parámetros comunes tales como propiedades de los materiales, sección transversal, configuración del refuerzo, relación de esbeltez, entre otros que se describen a continuación:

3.2.1 Concreto

Se estableció como resistencia mínima del concreto \widehat{f}'_c un valor de 21 MPa en lugar del valor mínimo nominal f'_c , pues al tratarse de ensayos de laboratorio se trabaja con valores medidos los cuales presentan menos incertidumbre.

Asimismo para estructuras sismorresistentes en el reglamento ACI 318-11 y en la norma peruana NTE E.060, se establece como límite inferior de f'_c para el concreto estructural un valor de 21 MPa.

En la amplia base de datos de especímenes ensayados, uno de las variables relevantes es la relación $P/A_g\widehat{f}'_c$, donde P es la carga axial, A_g es el área transversal de la sección y \widehat{f}'_c es la resistencia medida de compresión del concreto. Se encontraron valores medidos de resistencia a la compresión del concreto desde 12 MPa hasta 131MPa.

No se estableció un límite superior para \widehat{f}'_c .

3.2.2 Acero

Varios estudios investigaron el efecto del esfuerzo-deformación del acero en la respuesta del desempeño de los muros estructurales. En los especímenes ensayados se usaron barras corrugadas y barras lisas, de diferentes diámetros. Aceros de un solo tipo de esfuerzo de fluencia, tanto en el refuerzo longitudinal y transversal fue otro parámetro para la selección. El esfuerzo de fluencia medido \widehat{f}_y mínimo se estableció en 375 MPa para asegurar una cantidad suficiente de especímenes que cumplan con dicho requisito.

Como en el caso del concreto, el parámetro del esfuerzo de fluencia del acero medido reemplaza al esfuerzo de fluencia nominal el cual es mayoritariamente mucho más conservador.

3.2.3 Relación de aspecto o esbeltez

Los muros esbeltos son muros que tienen una relación de aspecto mayor que 2, y su comportamiento es dominado por la flexión. Los muros con una relación de aspecto menor que 2 y mayor que 1, están en una transición entre la flexión y el comportamiento dominado por corte, y ambos pueden tener una influencia significativa en el comportamiento del muro.

Los muros de baja altura, son muros con una relación de aspecto de 1 o menor y su comportamiento dominante es por corte. Las fallas por cortes son típicamente frágiles en la naturaleza, con una disminución de la capacidad de disipación de energía y falla a pequeños desplazamientos laterales comparado con los muros dominados por la flexión.

La relación de aspecto de un muro determina si su comportamiento está dominado por flexión o corte.

Los muros que son analizados en el presente estudio son muros esbeltos en voladizo con una relación $M/Vh_w \geq 2$ (donde M y V son el momento y el cortante en el extremo del muro que equilibran la fuerza lateral aplicada) que como se describió anteriormente, son aquellos en los que predomina el comportamiento a flexión, tema a estudiar en el desarrollo de la tesis.

La mayoría de investigaciones pasadas se enfocaron en la eliminación de la falla por corte durante la respuesta a carga lateral de un muro por ser un comportamiento no adecuado.

Debido a su mayor uso en edificios medianos y de gran altura, ha habido un aumento significativo en el estudio analítico y experimental de muros esbeltos.

3.2.4 Espesor del muro

A pesar de la falta de restricciones en este estudio en referencia al escalamiento, se tomó en consideración el espesor del alma de muro, se definió como espesor mínimo 84 mm para muros rectangulares y 76 mm para el caso de muros con elementos de borde (muros cabeceros). Esta dimensión mínima también se estableció para el espesor del ala en el caso de muros con elementos de borde.

Este requerimiento permitió garantizar entre otros aspectos, que el estudio refleje de manera adecuada las características de muros típicos existentes como la distribución del refuerzo longitudinal sea en dos capas tal como se realiza en la práctica profesional, asimismo este requerimiento permite incluir una cantidad suficiente de especímenes para la base de datos.

3.2.5 Refuerzo mínimo

Para la selección de los especímenes se estableció como cuantía mínima la indicada en el ACI 318-11 y la norma peruana NTE E.060, las cuales en el capítulo 14 referente al diseño de muros, establecen una cuantía mínima de 0.002 y de 0.0015 para el refuerzo horizontal y vertical respectivamente, sin embargo en el capítulo 21 referente a Estructuras

Sismorresistentes, se incrementa la cuantía mínima a 0.0025 tanto para el refuerzo vertical como para el horizontal, siendo éste último valor el adoptado como criterio de selección.

3.2.6 Forma de la sección transversal

En la literatura se puede encontrar muros de concreto de diferentes formas de sección transversal, tales como rectangulares, T, L, C, U, I, H, entre otros. Sin embargo los muros rectangulares son más frecuentes en comparación con otras formas. Para el desarrollo de este estudio se escogieron las secciones transversales con mayor cantidad de especímenes, de manera que las expresiones a desarrollar fueran representativas. De esta manera luego del filtrado, solo quedaron las formas rectangulares y tipo I.

3.2.7 Simetría

Los muros de secciones simétricas son aquellos que típicamente tienen forma rectangular, forma tipo I (barbell) o H (flanged). Los efectos de diversos tipos y configuraciones son los más investigados. Se consideró la restricción de simetría debido a la disponibilidad de información. No se contarón con suficientes especímenes de sección tipo H, considerándose solo muros de sección de rectangular y de sección tipo I.

3.3 BASE DE DATOS DE MUROS ESTRUCTURALES RECTANGULARES.

El proceso de selección para este estudio en base a los criterios anteriormente descritos, llevo a que el número de muros finalmente seleccionados fuera bastante menor que el número de muros existente en la literatura, la base de datos para muros rectangulares se redujo a 19 elementos que cumplen con los requisitos.

Tabla 3.1 – Características principales de los muros rectangulares.

No.	Designación	Ref.	t_w (mm)	l_w (mm)	$\frac{s}{d_b}$	\widehat{f}'_c (MPa)	\widehat{f}_y (MPa)	$\frac{\widehat{f}_{su}}{\widehat{f}_y}$	ρ_l	$\frac{P}{A_g \widehat{f}'_c}$	$\frac{M}{Vh_w}$
1	B2C	10	84	548	4.4	47.0	450.0	1.33	0.0170	0.000	2.1
2	CI-1	32	102	1905	2.7	23.3	476.1	1.60	0.0174	0.000	2.9
3	B16R8-1	29	150	1200	6.3	40.0	553.1	1.15	0.0162	0.000	2.1
4	A2C	10	200	1300	4.5	28.3	433.2	1.34	0.0168	0.000	2.1
5	R2	17	102	1905	2.7	46.4	465.7	1.52	0.0096	0.004	2.4
6	R1	17	102	1905	10.7	44.8	515.4	1.48	0.0047	0.004	2.4
7	WSH1	8	150	2000	7.5	45.0	562.5	1.10	0.0054	0.051	2.3
8	WSH4	8	150	2000	12.5	40.9	579.5	1.16	0.0082	0.057	2.3
9	WSH2	8	150	2000	7.5	40.5	542.0	1.38	0.0054	0.057	2.3
10	WSH3	8	150	2000	6.3	39.2	586.7	1.24	0.0082	0.058	2.3
11	RW1	35	102	1219	8.0	36.5	436.6	1.47	0.0112	0.088	3.0
12	RW-A20-P10-S63	36	152	1219	2.7	48.6	472.4	1.35	0.0285	0.073	2.0
13	RW-A20-P10-S38	36	152	1219	4.0	47.1	468.8	1.31	0.0127	0.073	2.0
14	RW2	35	102	1219	5.3	34.3	436.6	1.47	0.0112	0.089	3.0
15	WSH6	8	150	2000	4.2	45.6	578.8	1.17	0.0090	0.108	2.3
16	WSH5	8	150	2000	6.3	38.3	552.3	1.29	0.0039	0.128	2.3
17	SW7	39	100	700	3.6	29.7	405.0	NR	0.0219	0.240	2.1
18	SW9	39	100	700	3.8	35.4	375	NR	0.0402	0.240	2.1
19	SW8	39	100	700	4.2	32.0	432.0	NR	0.0172	0.350	2.1

NR = No Registrado.

La Tabla 3.1 resume las características principales de la base de datos para muros rectangulares tales como dimensiones, propiedades de los materiales, cuantía, relación de esbeltez, entre otros, la cual consta de 19 elementos cuyas relaciones de aspecto M/Vh_w , varían entre 2.1 a 3.0. Todos los muros tienen un espaciamiento del refuerzo transversal, s , como máximo 8 veces el diámetro de la barra longitudinal, d_b , excepto dos muros cuya relación s/d_b fue de 10.7 y 12.5. Los muros fueron ensayados cuasi-estáticamente con un protocolo de carga cíclica reversible y bajo carga axial constante. La base de datos contiene un intervalo poco variable de resistencia a compresión del concreto ($23.3 MPa \leq \widehat{f}'_c \leq 48.6 MPa$), el 83% de los muros presenta una resistencia a compresión del concreto mayor a 30 MPa, valor superior al mínimo requerido por el ACI 318-11 en la sección 21.1.4.2. En lo que se refiere al esfuerzo de

fluencia del refuerzo longitudinal, el 37% de los muros rectangulares son de grado 414 MPa (60 ksi), 32% de grado 500 MPa, 16% de grado 276 MPa (40 ksi) y 11% de grado 400 MPa.

La cuantía de refuerzo longitudinal ρ_l varía entre 0.4% y 4.0%. El 50% de los muros rectangulares tienen $0.5\% \leq \rho_l \leq 1.5\%$, lo cual es un intervalo poco angosto; mientras que solo el 5% tiene $\rho_l \geq 4.0\%$.

La base de datos de muros rectangulares presenta poca variación en lo que respecta a la relación $P/A_g \widehat{f'_c}$, donde P es la carga axial y A_g es el área bruta de la sección de concreto, esta relación oscila entre 0.0 y 0.35 y presenta una distribución sesgada, esto debido a que el 79% de los especímenes tiene una relación $P/A_g \widehat{f'_c} < 0.11$.

3.4 BASE DE DATOS DE MUROS ESTRUCTURALES CON ELEMENTOS DE BORDE.

La base de datos seleccionada para muros con elementos de borde contiene 13 elementos que cumplen con los criterios de selección descritos en el capítulo 3.2.

La Tabla 3.2 resume la información más importante de los muros que se empleó, tales como dimensiones, propiedades de los materiales, etc. En la tercera columna se aprecia que se cuenta con solo tres referencias que corresponden a los ensayos realizados por Oesterle et al. (1976 y 1979)^{17,18} y Liu et al. (2009)¹⁴. No se pudo encontrar más ensayos en este tipo de muros que cumplan con los criterios de selección.

Tabla 3.2 – Características principales de los muros con elementos de borde.

No.	Designación	Ref.	t_w (mm)	l_w (mm)	$\frac{s}{d_b}$ *	$\widehat{f'_c}$ (MPa)	$\widehat{f_y}$ (MPa)	$\frac{\widehat{f_{su}}}{\widehat{f_y}}$	ρ_l	$\frac{P}{A_g \widehat{f'_c}}$	$\frac{M}{Vh_w}$
1	B1	17	102	1905	16.00	53.0	449.6	1.58	0.007	0.002	2.4
2	B2	17	102	1905	10.64	53.6	410.3	1.69	0.023	0.002	2.4
3	B3	17	102	1905	2.67	47.3	437.8	1.59	0.007	0.002	2.4
4	B5	17	102	1905	1.77	45.3	444.0	1.65	0.023	0.002	2.4
5	M20C	14	76	1016	3.00	130.8	451.1	1.56	0.046	0.026	2.5
6	M15C	14	76	1016	2.66	80.1	438.9	1.61	0.044	0.043	2.5
7	M10C	14	76	1016	4.00	56.4	464.0	1.50	0.046	0.061	2.5
8	M05C	14	76	1016	4.00	45.9	447.5	1.50	0.046	0.075	2.5
9	B7	18	102	1905	1.77	49.3	457.8	1.64	0.023	0.076	2.4
10	B10	18	102	1905	2.13	45.6	447.5	1.67	0.012	0.082	2.4
11	B9	18	102	1905	1.77	44.1	429.6	1.71	0.023	0.085	2.4
12	B8	18	102	1905	1.77	42.0	447.5	1.67	0.023	0.090	2.4
13	B6	18	102	1905	1.77	21.8	440.6	1.66	0.023	0.134	2.4

(*) Referido a los elementos de borde.

Todos los muros tienen un refuerzo transversal espaciado como máximo 16 veces el diámetro de la barra longitudinal, sin embargo el 85% presenta un espaciamiento del refuerzo transversal, s , menor a 4 veces el diámetro de la barra longitudinal, d_b . La relación de aspecto en este estudio M/Vh_w , es casi constante pues varía entre 2.4 y 2.5. Respecto a su sección transversal, los muros presentan un alma de sección constante y en los extremos se ensanchan a manera de columnas cuadradas de borde. Los muros fueron ensayados cuasi-estáticamente con un protocolo de carga cíclica reversible y bajo carga axial constante, no se consideraron los muros ensayados monotónicamente.

La base de datos presenta poca variabilidad de resistencia a compresión del concreto. Por ejemplo el 77% de los muros tiene $42MPa \leq \widehat{f}'_c \leq 56MPa$, todos los muros presentan una resistencia a compresión superior al mínimo requerido por el ACI 318-11 en el capítulo 21.

Referente al grado del esfuerzo de fluencia del refuerzo, el 100% de los muros presenta un grado 414 MPa (60 ksi). Asimismo la cuantía longitudinal ρ_l varía entre 0.7% y 4.6%. El 77% de los muros tiene $\rho_l \geq 2.0\%$.

La base de datos presenta poca variación en lo que respecta a la relación $P/A_g \widehat{f}'_c$, variando entre 0.0 y 0.13. Los datos presentan una distribución sesgada, el 92% de los especímenes tiene una relación $P/A_g \widehat{f}'_c < 0.10$.

CAPÍTULO 4

COMPARATIVA DE PREDICCIÓN DE RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN DE MUROS ESTRUCTURALES DE ACUERDO A LA NORMATIVIDAD Y RESULTADOS EXPERIMENTALES

4.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE PROBABLE DE ACUERDO A LA NORMA ACI 318 Y NTE E.060.

El momento resistente probable es la resistencia teórica a flexión que puede alcanzar una sección crítica de un elemento estructural, cuando está sometida a flexión en una dirección dada con carga axial o sin ésta.

La norma ACI 318-11¹ y la norma peruana E.060²⁷, en sus respectivos capítulos 10 Flexión y Carga Axial, indican que el diseño de elementos sometidos a flexocompresión debe basarse en el equilibrio y compatibilidad de deformaciones, utilizando las siguientes hipótesis:

- Las deformaciones unitarias en el acero de refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, con excepción de las vigas de gran peralte, donde debe emplearse un análisis que considere la distribución no lineal de las deformaciones unitarias.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ε_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independientemente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.
- De asumir una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, quedará definida como sigue:
 - Un esfuerzo en el concreto de $0.85f'_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal del elemento y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.
 - La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima en compresión al eje neutro, c , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

- Para f'_c entre 17 y 28 MPa, el factor de β_l se debe tomar como 0.85. Para f'_c mayor o igual a 56 MPa, β_l se debe tomar como 0.65. Para f'_c entre 28 y 56 MPa se debe interpolar linealmente entre 0.85 y 0.65.
- En el cálculo de la resistencia a flexocompresión se debe incluir el refuerzo concentrado en los elementos de borde y el distribuido en las alas y en el alma.

Asimismo en el capítulo 21 Estructuras Sismorresistentes de la norma ACI 318 y la E.060, se define al muro estructural como el elemento generalmente vertical, cuya función principal es la de resistir fuerzas horizontales en su plano originadas por la acción de los sismos. Deben ser diseñados para la acción simultánea de las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores provenientes del análisis.

- La resistencia a flexocompresión en muros estructurales y partes de dichos muros sometidos a una combinación de carga axial y flexión debe determinarse de acuerdo las hipótesis descritas líneas atrás.
- En la determinación de la resistencia, a partir de un análisis de compatibilidad de deformaciones, se debe incluir todo el refuerzo longitudinal colocado dentro de un ancho efectivo de alas (si existen) en los extremos y el alma del muro. Todo refuerzo tomado en cuenta en el cálculo de la resistencia deberá estar anclado.
- Si el muro posee aberturas, se deberá considerar su influencia en la resistencia a flexión y cortante.
- En muros con alas, el ancho efectivo del ala tanto en compresión como en tracción, debe extenderse desde la cara del alma a una distancia igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 10% de la altura total del muro.
- Deberá proveerse del refuerzo longitudinal necesario para garantizar una resistencia de diseño a flexocompresión del muro por lo menos igual al momento de agrietamiento de la sección. El momento de agrietamiento de la sección se calculará asumiendo un comportamiento lineal elástico con las propiedades de la sección bruta de concreto del muro e incluyendo el efecto de la carga axial P_u .
- Esta disposición descrita líneas atrás podrá limitarse a las secciones de muro en las cuales el esfuerzo en la fibra extrema en tracción, ocasionado por la acción conjunta de P_u y M_u exceda de $0.63\sqrt{f'_c}$ (MPa).

4.2 MOMENTO RESISTENTE PROBABLE DE ACUERDO AL REGLAMENTO ACI 318-11 VERSUS RESULTADOS EXPERIMENTALES.

El criterio del reglamento ACI 318-11¹ y la E.060²⁷ en su sección 21.5.4.1 indican que para el cómputo de la resistencia probable, el esfuerzo de tracción en el refuerzo es igual a $1.25 f_y$, donde f_y es la resistencia especificada de fluencia del acero de refuerzo. En este trabajo se propone una expresión para el cómputo de la resistencia probable, la cual se basa en los mismos criterios empleados para definir la resistencia probable de columnas de concreto reforzado propuesta en la literatura (Restrepo y Rodríguez, 2013)²⁸.

El momento resistente probable M_{cd} (Restrepo y Rodríguez)²⁸ es el momento resistente máximo que puede ser calculado en una sección de un muro, con cualquier teoría de flexión, con las resistencias medidas del concreto a compresión \widehat{f}'_c y de la fluencia del acero \widehat{f}_y , considerando el efecto cíclico del endurecimiento del acero.

El momento resistente máximo M_{MAX} , es el máximo momento a flexión resistido en el extremo crítico del muro, medido en un ensayo de carga lateral cíclica reversible.

Denominaremos M_{cd-ACI} al momento calculado de acuerdo con los procedimientos del ACI¹ considerando $\phi=1$, con \widehat{f}'_c y \widehat{f}_y , que son los valores medidos del concreto y del acero respectivamente; lo cual permite una mejor predicción del momento máximo M_{MAX} . Los valores de M_{cd-ACI} fueron calculados usando una resistencia de fluencia amplificada $\lambda_h \widehat{f}_y$.

Debido a que \widehat{f}_y se conoce, el factor de amplificación 1.25 no podría ser usado en los cálculos porque ese factor toma en cuenta la relación entre la resistencia de fluencia medida a especificada. Por lo tanto solo una estimación de la sobrerresistencia tendría que ser hecho, la cual es causada por el trabajo y el endurecimiento cíclico. Los cálculos fueron realizados con $\lambda_h \widehat{f}_y$, donde el factor λ_h representa la sobrerresistencia debida solamente al endurecimiento del acero. Por coherencia, se utilizó un valor de $\lambda_h = 1.15$ que es el valor derivado mediante un proceso de minimización de error desarrollado como parte de este estudio y explicado en la sección 6.2.

La Figura 4.1 muestra la relación M_{MAX}/M_{cd-ACI} (véase la Tabla 6.1) versus la relación de carga axial $P/A_g \widehat{f}'_c$. Este gráfico muestra que el procedimiento del ACI 318¹ da como resultado una buena predicción de M_{MAX} con un porcentaje de error menor que 18% para muros rectangulares y menor que 16% para muros con elementos de borde. En el caso de muros rectangulares con carga axial igual a cero, los valores de M_{cd-ACI} son sobrestimados hasta en un 10%. Los valores de M_{MAX}/M_{cd-ACI} son mucho más dispersos para muros rectangulares con diferentes relaciones de carga axial, motivo por el cual no se puede indicar una tendencia. Por ejemplo para relaciones de carga axial cercanas a cero (flexión pura), la predicción puede sobrestimar o subestimar el momento máximo, debido a que la distribución del refuerzo longitudinal es uniforme en una sección de muro y tiene poca concentración de acero en los elementos de borde.

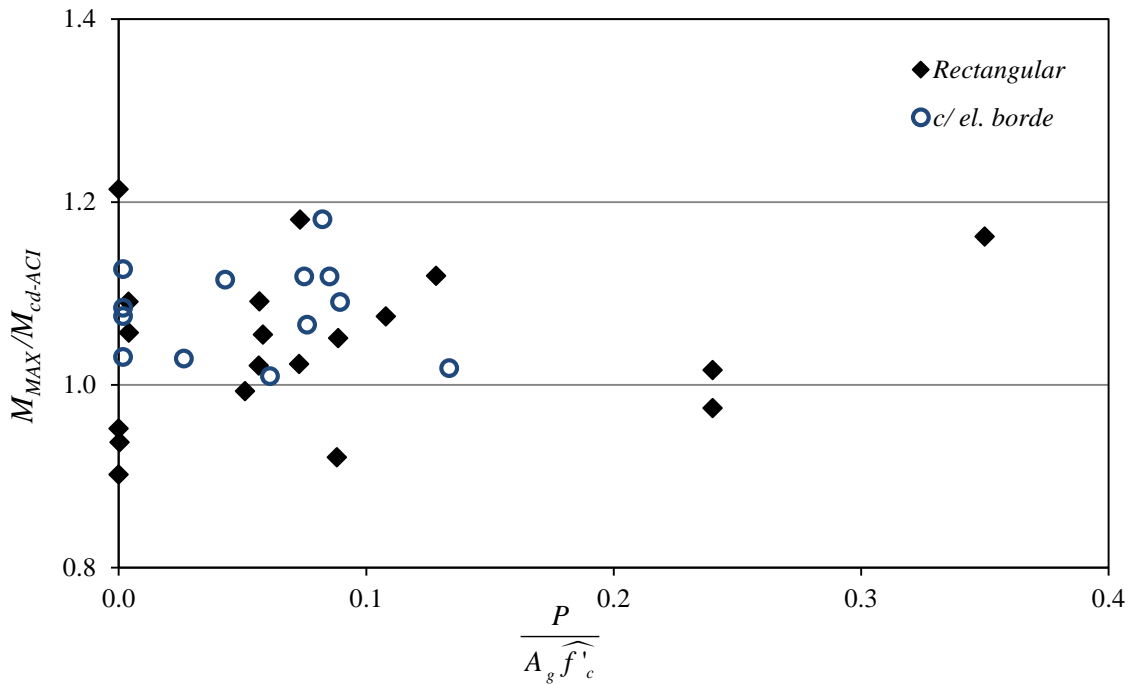


Figura 4.1- Relación M_{MAX}/M_{cd} calculado de acuerdo al ACI 318 versus relación de carga axial.

Otra manera de visualizar el procedimiento descrito por el ACI 318¹, es trazando el diagrama de interacción de manera adimensional, mediante la relación:

$$\left(\frac{M}{bh^2 \widehat{f'_c}}, \frac{P}{A_g \widehat{f'_c}} \right)$$

El diagrama de interacción de un elemento puede obtenerse a partir de las hipótesis descritas anteriormente para el cálculo de la resistencia, tales como las hipótesis simplificadoras sobre la forma del diagrama de esfuerzos de compresión en el concreto y sobre la deformación unitaria máxima útil de concreto.

La Figura 4.2 muestra el diagrama de interacción del muro WSH3 ensayado por Dazio⁸ et al. (2009), quien ensayó 6 muros para investigar los efectos de la cuantía y las propiedades de ductilidad del refuerzo longitudinal en el mecanismo de falla de los muros.

En la Figura 4.3 se muestra el diagrama de interacción del muro B5 ensayado por Oesterle¹⁷ et al. (1976), el cual forma parte de una serie de nueve muros ensayados para determinar la ductilidad y capacidad de disipación de energía de muros sujetos a cargas laterales cíclicas reversibles construídos variando la cuantía longitudinal y transversal.

En la Figura 4.2 y en la Figura 4.3 se aprecia que el valor M_{cd-ACI} calculado de acuerdo con el ACI 318¹ es menor que el valor M_{MAX} obtenido del ensayo del muro para una relación de carga axial dada. Esto quiere decir que para el caso de muros con elementos de borde en los extremos, el procedimiento del ACI 318 subestima el valor de M_{MAX} . Esta subestimación se puede atribuir al efecto de la fluencia del refuerzo cuando se degrada ante ciclos de histéresis,

el cual no puede ser capturado por la metodología del ACI 318¹ que considera la carga monotónica.

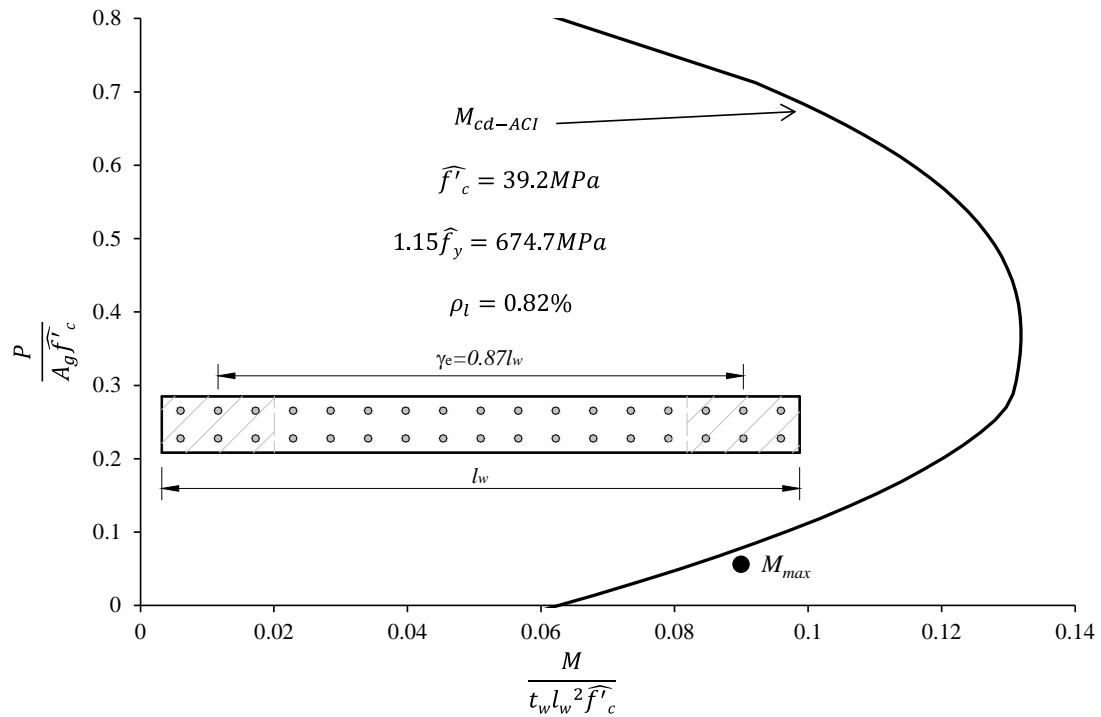


Figura 4.2 - Momento resistente según ACI vs. momento máximo medido en muros rectangulares (Dazio et al., 2009)⁸

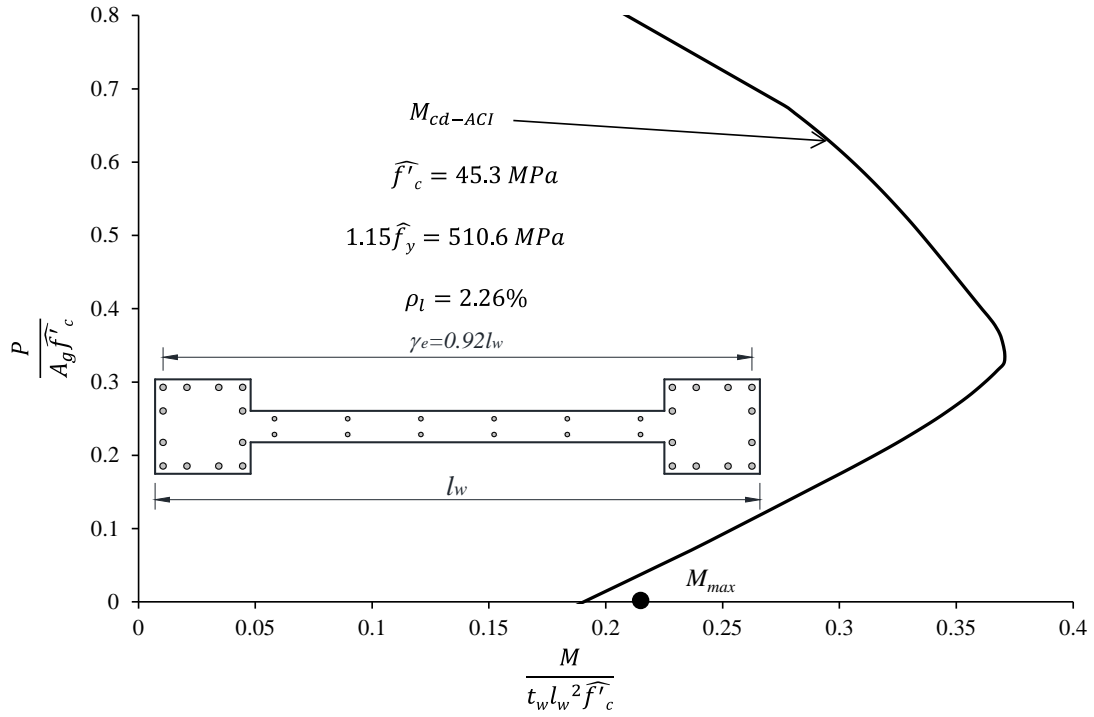


Figura 4.3 - Momento resistente según ACI vs. momento máximo medido en muros con elementos de borde en los extremos (Oesterle et al., 1979)¹⁸

CAPÍTULO 5

PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE LA RESISTENCIA PROBABLE A FLEXOCOMPRESIÓN DE MUROS ESTRUCTURALES

5.1 HIPÓTESIS DE ANÁLISIS.

En este capítulo se presenta una formulación simple para calcular el momento resistente probable de una sección crítica, M_{cd} , en la base de un muro estructural, en el cual el refuerzo transversal ha sido detallado para prevenir un pandeo prematuro del refuerzo longitudinal.

Este desarrollo se basa en el trabajo de Restrepo y Rodríguez (2013)²⁸ para columnas de concreto reforzado. Esta formulación es igualmente aplicable para otro tipo de secciones simétricas, para la presente tesis se extiende para muros de sección rectangular y de sección tipo "T".

La Figura 5.1 muestra una elevación de un muro rectangular de concreto armado, con flexión alrededor del eje principal y sujeto a una carga axial P cuando se alcanza M_{MAX} .

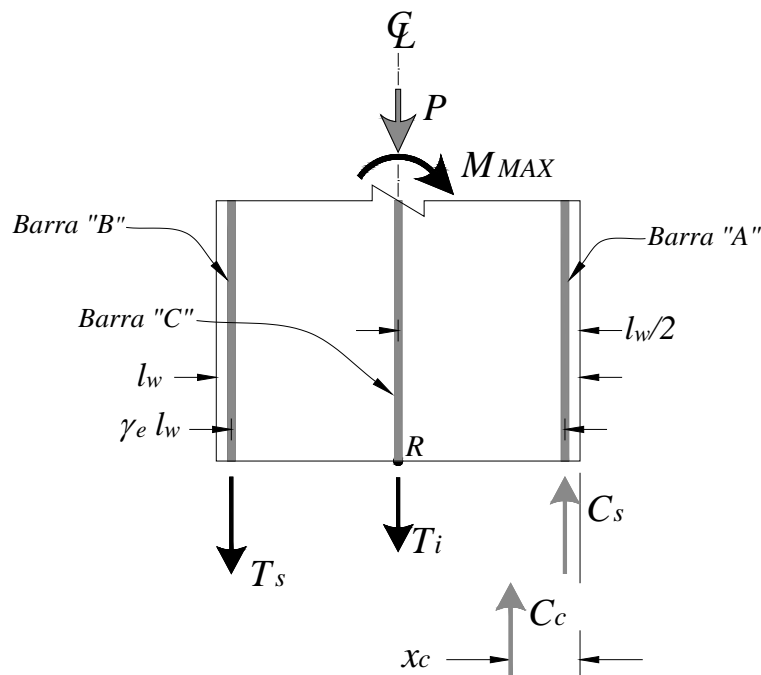


Figura 5.1 - Diagrama de cuerpo libre de una sección de muro (Restrepo y Rodríguez, 2013)²⁸.

Las fuerzas internas que se muestran en el extremo inferior del muro se suman al momento resistente que debe balancear M_{MAX} . Cuando el momento resistente es calculado con cualquier teoría de flexión, este momento viene a ser M_{cd} .

Debido a aproximaciones hechas con esta teoría, la relación $M_{MAX}/M_{cd} = 1$ solo debería ser estadísticamente posible cuando:

- El valor medio de una gran población es cercano a 1.
- La teoría muestra un sesgo despreciable con respecto a las variables principales.
- La dispersión es pequeña.

En la Figura 5.1, C_s es la fuerza de compresión resistida por la capa del refuerzo longitudinal, denominada como “Barra A”, que es la más cercana a la fibra extrema en compresión; T_s es la fuerza de tracción resistida por la capa de refuerzo longitudinal, denominada “Barra B”, que son las cercanas a la fibra extrema en tracción; T_i es la fuerza resistida por todo el refuerzo longitudinal dentro del alma del muro (mostrado como barra “C”); y C_c es la fuerza resistida por el concreto en compresión. La fuerza C_c está localizada a una distancia x_c desde la fibra extrema comprimida.

La primera suposición es que las fuerzas C_s y T_s son de igual magnitud y de sentido opuesto.

$$C_s = T_s \quad (5.1)$$

Lo que implica por equilibrio:

$$C_c = P + T_i \quad (5.2)$$

La Figura 5.2 muestra el perfil de deformación para la carga de servicio y dos casos de carga sísmica. Los casos de carga sísmica indican que el muro ha experimentado una gran inversión de curvatura. La Figura 5.3, grafica la relación esfuerzo-deformación consistente con la historia de deformación experimentada por las barras marcadas como “A” y “B”.

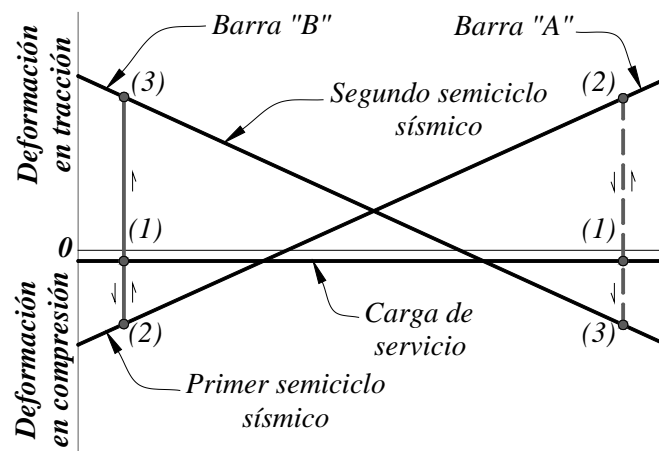


Figura 5.2 - Perfil de deformación (Restrepo y Rodríguez, 2013)²⁸

Las inversiones de curvatura de baja amplitud que causan las inversiones de deformación han sido omitidas de estas figuras para mayor claridad. Bajo la acción de las cargas de servicio y después que el flujo plástico y la retracción del concreto han tenido lugar, estas barras se mantienen muy por debajo del límite de fluencia y con mayor frecuencia en compresión (véase los puntos marcados como “1” en la Figura 5.2 y la Figura 5.3). La sección del muro alcanza su momento máximo resistente cuando las barras “A” y “B” experimentan endurecimiento (puntos marcados como “3”) después de haberse producido una inversión de curvatura inducida por la fase fuerte de un sismo severo (puntos marcados como “2”). En los puntos marcados como “3”, los esfuerzos de tracción y compresión en las barras de los extremos son similares (véase Figura 5.3), para los cuales los factores de endurecimiento λ_c y λ_t del acero de refuerzo en tracción y compresión pueden ser considerados iguales. El comportamiento conceptual descrito anteriormente e ilustrado en la Figura 5.2 y Figura 5.3, se puede generalizar para otras profundidades de eje neutro sin alterar la conclusión alcanzada. Este hallazgo es diferente de los valores calculados a partir de un análisis de flexión convencional e incluso de los más sofisticados análisis momento-curvatura monotónico, que son incapaces de captar los fenómenos de endurecimiento cíclicos (Restrepo y Rodríguez, 2013)²⁸.

La segunda suposición hecha es que la fuerza T_i (Figura 5.1) actúa siempre en tracción. Esta suposición es correcta cuando la profundidad del eje neutro en el muro es poco profundo. Cuando la profundidad del eje neutro se aproxima o excede la mitad del peralte del muro, la fuerza resultante en las barras interiores (que se muestran en tracción en la Figura 5.1) eventualmente se convertirá en compresión. En consecuencia, la suposición hecha de la fuerza T_i siempre estando en tracción evidentemente será errónea y el momento probable dado por la ecuación (5.5) presentará un sesgo para relaciones altas de carga axial.

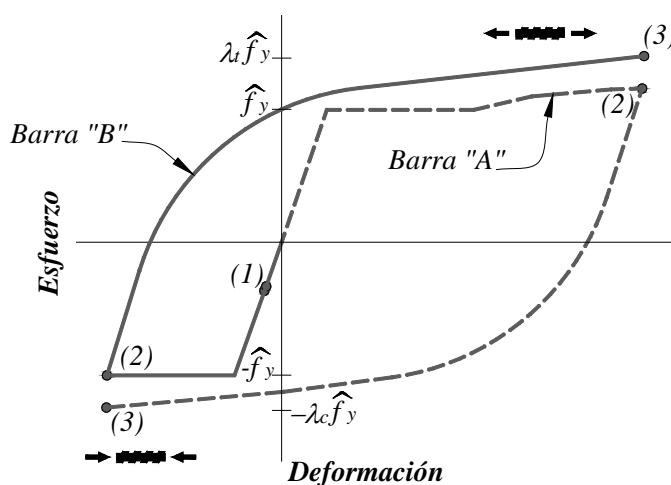


Figura 5.3 – Efecto de las reversiones de deformación (Restrepo y Rodríguez, 2013)²⁸

5.2 PROPUESTA DE UNA EXPRESIÓN PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE PROBABLE DE MUROS RECTANGULARES.

De acuerdo a la Figura 5.1, con la primera suposición descrita $C_s = T_s$ y en el escenario ideal que $M_{MAX} = M_{cd}$, el momento de equilibrio con respecto al punto R, resulta en:

$$\Sigma M_R = 0 \quad (5.3)$$

$$M_{cd} - C_c \left(\frac{l_w}{2} - x_c \right) - C_s \left(\gamma_e \frac{l_w}{2} \right) - T_s \left(\gamma_e \frac{l_w}{2} \right) = 0 \quad (5.4)$$

$$M_{cd} = (P + T_i) \left(\frac{l_w}{2} - x_c \right) + T_s (\gamma_e l_w) \quad (5.5)$$

La ecuación (5.5) también puede ser presentada en términos del área total del refuerzo longitudinal A_{st} , la resistencia a la fluencia medida \widehat{f}_y y el refuerzo longitudinal concentrado en los bordes con respecto a la cantidad de acero total, definido como k , así tenemos:

$$T_s = A_{st} \widehat{f}_y k \quad (5.6)$$

$$T_i = A_{st} \widehat{f}_y (1 - 2k) \quad (5.7)$$

La relación k , depende de la cantidad de refuerzo longitudinal concentrado en los extremos del muro con respecto al refuerzo total de la sección, de esta manera la fracción de refuerzo distribuido en el alma del muro viene a estar dado por $(1 - 2k)$.

Reemplazando (5.6) y (5.7) en la ecuación (5.5):

$$M_{cd} = P l_w \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{l_w} \right) + T_i l_w \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{l_w} \right) + T_s l_w (\gamma_e) \quad (5.8)$$

$$M_{cd} = P l_w \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{l_w} \right) + A_{st} \widehat{f}_y (1 - 2k) \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{l_w} \right) l_w + A_{st} \widehat{f}_y k (\gamma_e) l_w \quad (5.9)$$

$$M_{cd} = P l_w \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{l_w} \right) + A_{st} \widehat{f}_y l_w \left[k \gamma_e + (1 - 2k) \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{l_w} \right) \right] \quad (5.10)$$

Asimismo empleando la hipótesis de que todo el refuerzo longitudinal del muro entra en la zona de endurecimiento por deformación con el factor λ_h , la ecuación (5.10) queda como:

$$M_{cd} = Pl_w \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{l_w} \right) + \lambda_h A_{st} \widehat{f}_y l_w \left[k\gamma_e + (1-2k) \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{l_w} \right) \right] \quad (5.11)$$

De manera particular para el caso de muros rectangulares se puede adimensionalizar la ecuación (5.11), dividiendo entre $t_w l_w^2 \widehat{f}'_c$, entonces tenemos:

$$\frac{M_{cd}}{t_w l_w^2 \widehat{f}'_c} = \frac{P}{A_g \widehat{f}'_c} \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{l_w} \right) + \lambda_h \rho_l \frac{\widehat{f}_y}{\widehat{f}'_c} \left[k\gamma_e + (1-2k) \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{l_w} \right) \right] \quad (5.12)$$

Cada término de las ecuaciones (5.11) y (5.12) tiene un significado físico, el primero es el momento debido a la carga axial y el segundo es el momento producido por el refuerzo.

El análisis del parámetro k , para la base de datos de muros rectangulares dio un valor promedio igual a 0.37. Con base en este valor se considera de manera aproximada que $k=1/3$.

El parámetro γ_e es una función del diámetro de barra equivalente que se emplee, d_{be} ; del diámetro del refuerzo transversal en los elementos de borde del muro, d_{bh} ; del recubrimiento de concreto, c_c ; y del peralte del muro, l_w . El parámetro γ_e está dado por:

$$\gamma_e = 1 - \frac{1}{l_w} [d_{be} + 2(d_{bh} + c_c)] \quad (5.13)$$

En un modelo simplificado de una sección transversal de muro (Figura 5.4-a), se considerará la distribución del acero concentrado en tres zonas; en los dos extremos y en el centro del peralte del muro $l_w/2$. La cantidad de refuerzo concentrada en los bordes será la relación kA_{st} , la cual también puede ser expresada a través del área de una varilla de refuerzo equivalente, A_{be} ; cuyo diámetro, d_{be} ; es definido mediante la siguiente expresión:

$$kA_{st} = A_{be} \quad (5.14)$$

$$kA_{st} = \frac{\pi d_{be}^2}{4} \quad (5.15)$$

$$d_{be} = 2\sqrt{\frac{kA_{st}}{\pi}} \quad (5.16)$$

Si suponemos que para muros rectangulares el valor $k=1/3$, entonces la ecuación (5.16) puede ser reescrita de la siguiente manera:

$$d_{be} = 2\sqrt{\frac{A_{st}}{3\pi}} \quad (5.17)$$

5.3 PROPUESTA DE UNA EXPRESIÓN PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE PROBABLE DE MUROS CON ELEMENTOS DE BORDE.

De manera similar que para el caso de muros rectangulares, la ecuación (5.11) se emplea para el cálculo del momento resistente probable, M_{cd} , modificando la relación k , la cual depende de cómo se distribuye el acero de refuerzo en la sección.

Para muros con elementos de borde no se pudo determinar un valor de k único, por contarse con un universo poco representativo de muestras, con escasos parámetros de variación en su configuración geométrica, refuerzo, carga aplicada, etc.

Para el cálculo del parámetro γ_e , se probaron diferentes arreglos de barras equivalentes concentradas en los bordes, d_{be} .

$$k A_{st} = n_{ba} \frac{\pi d_{be}^2}{4} \quad (5.18)$$

$$d_{be} = 2 \sqrt{\frac{k A_{st}}{\pi n_{ba}}} \quad (5.19)$$

Luego de probar con diferentes números de barras equivalentes en los bordes, n_{ba} (véase Figura 5.4-b) se eligió 4 barras, por ser las que presentan menor dispersión en el cálculo de γ_e .

El número de barras, $n_{ba}=4$; nos permite establecer una relación $k=4/9$ (4 en cada extremo y una en el centro), que es muy similar al valor promedio 0.46 que proporcionó la base de datos.

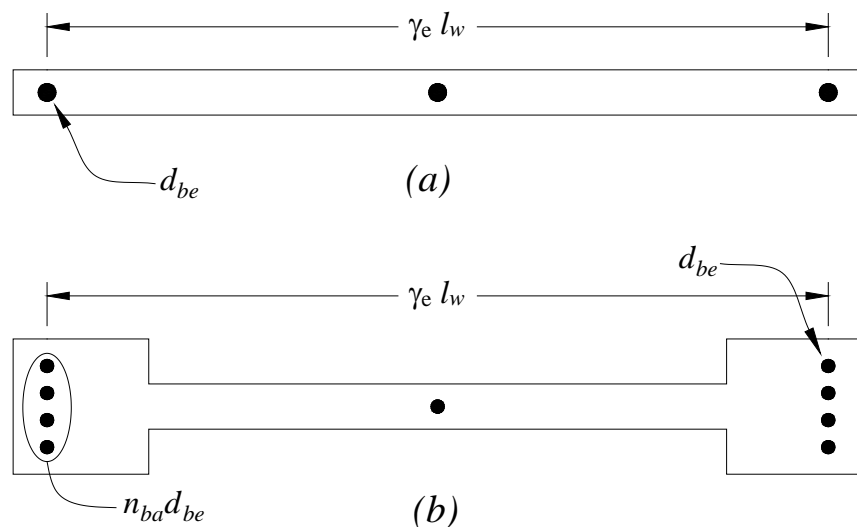


Figura 5.4 – Modelo simplificado de una sección transversal de muro rectangular y con elementos de borde.

CAPÍTULO 6

CALIBRACIÓN DE LA PROPUESTA DE CÁLCULO DE LA RESISTENCIA PROBABLE A FLEXOCOMPRESIÓN DE MUROS ESTRUCTURALES PARA DISEÑO

6.1 EFECTO P-DELTA

De los resultados experimentales se obtuvo el cortante máximo y el desplazamiento asociado a éste. Para registrar el cortante, en aquellos ensayos donde la carga vertical se aplicó mediante actuadores, se tuvo que realizar una corrección debido al efecto P- Δ .

La Figura 6.1, muestra los casos de efecto P- Δ en los tipos de ensayo aplicado a los especímenes, estos se clasifican en 2 casos, identificados con los números 1 y 2. En los especímenes cuyos ensayos correspondieron al caso 2, se hicieron las correcciones necesarias en las fuerzas aplicadas para tomar en cuenta el efecto P- Δ . No se hicieron correcciones para el caso 1.

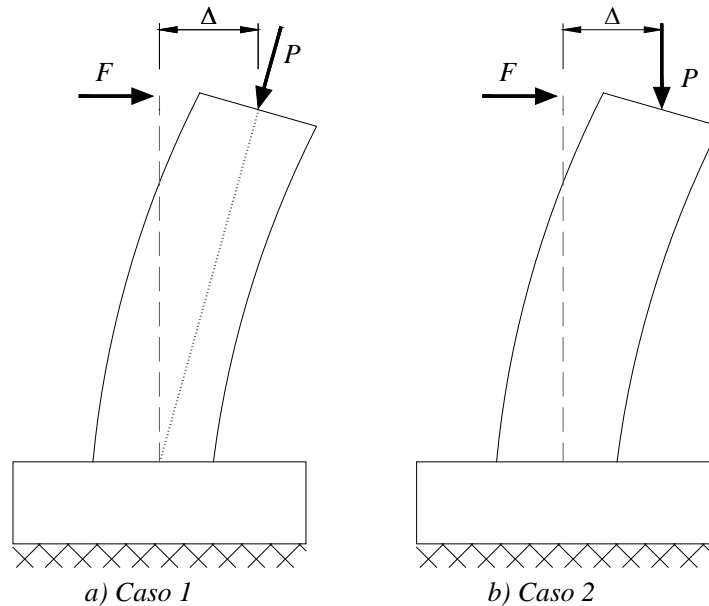


Figura 6.1 – Casos de efecto P- Δ en los especímenes de la base de datos de estudio.

Cuando una estructura se desplaza lateralmente, como por ejemplo, en un muro en voladizo, las cargas verticales inducen momentos de volteo adicionales a las fuerzas de inercia lateral, entonces el momento en la base viene dado por:

$$M = FH + P\Delta \quad (6.1)$$

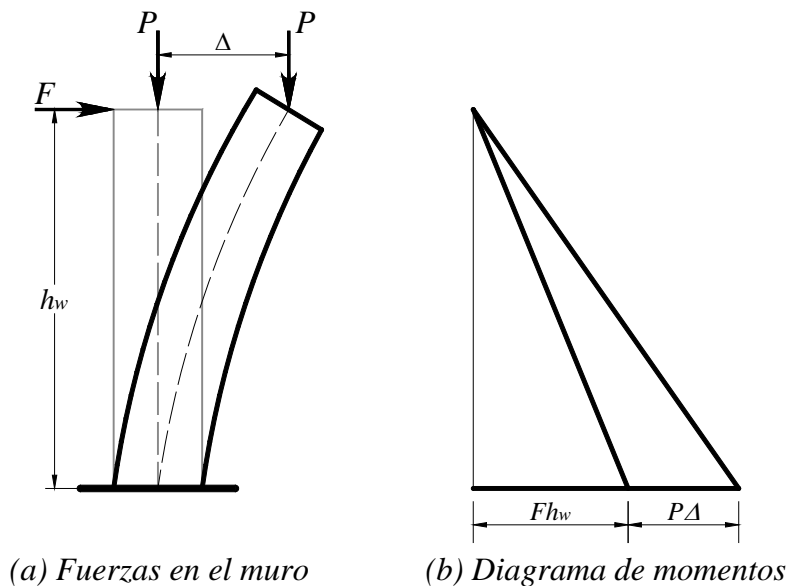


Figura 6.2 - Efecto P-Delta en los momentos de diseño.

Si el momento resistente en la base M_{MAX} se desarrolla en la respuesta inelástica, entonces la fuerza de inercial lateral se reduce a medida que aumenta el desplazamiento, de acuerdo a la siguiente relación:

$$F = \frac{M_{MAX} - P\Delta}{h_w} \quad (6.2)$$

Este efecto es ilustrado en la Figura 6.3 donde es evidente que el efecto $P-\Delta$ no solo reduce la fuerza lateral, también modifica toda la respuesta fuerza-desplazamiento lateral, reduce la rigidez efectiva inicial y la pendiente de la envolvente post-fluencia puede llegar a ser negativa.

Una manera de cuantificar el efecto $P-\Delta$ es incrementar la resistencia en un intento de evitar el aumento del desplazamiento de diseño esperado.

El procedimiento usado para realizar la corrección por el efecto P-Delta se muestra en la Figura 6.3, consistió en trazar una recta $y = mx$ desde el origen 0, hasta el desplazamiento x , correspondiente al mayor cortante F , cuya pendiente m , es el cociente de la carga axial P , entre la altura del muro h_w ; dicha recta luego es trasladada una distancia $b = P + mx$, la cual intersecta el eje de las ordenadas, obteniéndose el cortante F^* , por lo que F puede ser recalculada, reescribiendo la ecuación (6.2).

$$F = F^* - \frac{P\Delta}{h_w} \quad (6.3)$$

La razón de esta corrección es para tener una relación directa entre el momento máximo medido en la base del muro, M_{MAX} , y la carga lateral F^* , la cual en los sucesivos llamaremos V_{MAX} ; es decir $M_{MAX} = V_{MAX} h_w$.

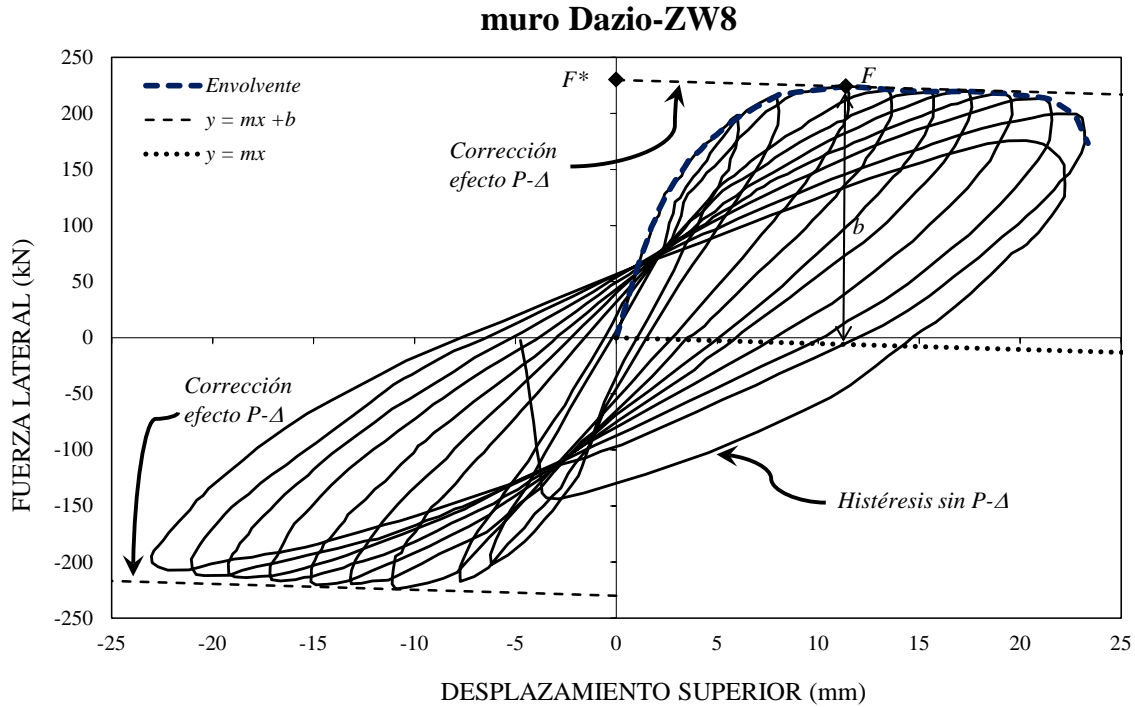


Figura 6.3 - Efecto P-Delta en la respuesta de la estructura.

6.2 CALIBRACIÓN DE LOS RESULTADOS

Para determinar los valores de las constantes de la ecuación (5.11) se usó la base de datos de muros presentadas en la Tabla 3.1 y la Tabla 3.2, en las cuales se resumen las principales características, tales como dimensiones, resistencia del concreto, carga axial, cuantía, entre otros.

Se emplearon las ecuaciones (5.11) y (5.13) y se realizó un proceso de minimización de error que consistió en buscar el valor 1 para la relación M_{MAX}/M_{cd} , minimizando la dispersión de resultados para esta relación. El parámetro de calibración fue la distancia de aplicación de la fuerza de compresión del concreto con respecto al peralte del muro, x_c/l_w , siguiendo el trabajo desarrollado por *Presland (1999)*²⁵, se supuso una variación lineal respecto a la carga axial aplicada.

Este procedimiento fue llevado a cabo hasta obtener valores óptimos para las relaciones λ_h y x_c/l_w , que para los casos de muros rectangulares y con elementos de borde fue $\lambda_h = 1.15$, mientras que la relación x_c/l_w viene a estar dada por las siguientes expresiones:

Para muros rectangulares:

$$\frac{x_c}{l_w} = 0.40 \frac{P}{A_g \widehat{f'_c}} + 0.06 \quad (6.4)$$

Para muros con elementos de borde (muros cabeceros):

$$\frac{x_c}{l_w} = 0.10 \frac{P}{A_g \widehat{f'_c}} + 0.01 \quad (6.5)$$

La Figura 6.4 muestra el histograma para la relación M_{MAX}/M_{cd} para muros rectangulares y muros con elementos de borde, la cual permite apreciar de manera gráfica la dispersión que se obtiene para el momento calculado M_{cd} , determinado con las ecuaciones (6.4) y (6.5) respecto al momento obtenido experimentalmente M_{MAX} . El histograma presenta una distribución normal para ambos casos y un ancho de banda de 0.30 y 0.25 para muros rectangulares y muros con elementos de borde respectivamente.

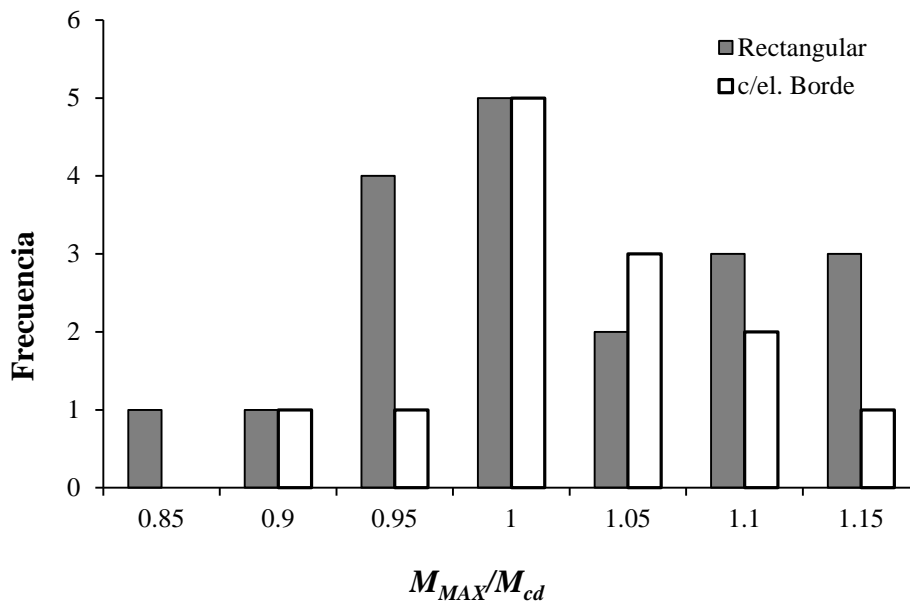


Figura 6.4 – Histograma de la relación M_{MAX}/M_{cd}

Las ecuaciones adimensionales (6.4) y (6.5) están parametrizadas en función del peralte del muro l_w y la relación $P/A_g \widehat{f'_c}$, permiten calcular el punto de aplicación x_c de la fuerza de compresión del concreto C_c (véase Figura 5.1).

En contraste con las expresiones propuestas, una estimación del momento resistente probable de acuerdo al procedimiento descrito por el ACI-318¹ (véase ítem 4.1), permite calcular la profundidad del eje neutro c , mediante compatibilidad de deformaciones.

En la Tabla 6.1, se compara los momentos obtenidos por la metodología ACI, M_{cd-ACI} con los obtenidos mediante la ecuación (5.11), asimismo se muestra la relación c/x_c que para el caso de muros rectangulares nos da un promedio igual a 2.2, con un coeficiente de variación menor al 21%, lo cual indica poca variabilidad, siendo confiable para usarse en una rápida evaluación de la profundidad del eje neutro.

Tabla 6.1 - Relación c/x_c para muros rectangulares.

Designación	$P/A_g \widehat{f}'_c$	M_{MAX} (kN-m)	c (mm)	M_{cd-ACI} (kN-m)	x_c/l_w	x_c (mm)	M_{cd} (kN-m)	M_{MAX}/M_{cd}	c/x_c
B2C	0.000	93	76	97	0.060	33	99	0.94	2.31
CI-1	0.000	1857	296	1530	0.060	114	1647	1.13	2.59
B16R8-1	0.000	848	205	940	0.060	72	1022	0.83	2.84
A2C	0.000	1154	206	1232	0.060	78	1262	0.91	2.63
R2	0.004	995	156	912	0.062	117	919	1.08	1.33
R1	0.004	543	128	513	0.062	117	508	1.07	1.09
WSH1	0.051	1537	286	1547	0.080	161	1547	0.99	1.78
WSH4	0.057	2011	372	1970	0.083	165	2083	0.97	2.25
WSH2	0.057	1642	297	1504	0.083	165	1508	1.09	1.79
WSH3	0.058	2075	380	1967	0.083	167	2092	0.99	2.28
RW1	0.088	521	241	565	0.095	116	584	0.89	2.08
RW-A20-P10-S63	0.073	1809	296	1769	0.089	109	1899	0.95	2.72
RW-A20-P10-S38	0.073	1173	233	993	0.089	109	1021	1.15	2.14
RW2	0.089	581	242	553	0.095	116	573	1.01	2.08
WSH6	0.108	2681	499	2495	0.103	206	2801	0.96	2.42
WSH5	0.128	2002	472	1788	0.111	223	1810	1.11	2.12
SW7	0.240	313	269	308	0.156	109	331	0.95	2.47
SW9	0.240	468	274	481	0.156	109	497	0.94	2.51
SW8	0.350	343	351.8	295	0.200	140	335	1.02	2.51

Promedio = 1.00 2.21
C.V. = 8.6% 20.6%

Mientras que para muros con elementos de borde, la relación c/x_c tiene un promedio de 8.9, observándose en la Tabla 6.2, que los valores son bastantes dispersos con un coeficiente de variación igual a 33%.

Tabla 6.2 - Relación c/x_c para muros con elementos de borde.

Designación	$P/A_g \widehat{f}'_c$	M_{MAX} (kN-m)	c (mm)	M_{cd-ACI} (kN-m)	x_c/l_w	x_c (mm)	M_{cd} (kN-m)	M_{MAX}/M_{cd}	c/x_c
B1	0.002	1241	94	1154	0.010	19	1164	1.07	4.84
B2	0.002	3107	174	3016	0.010	19	3149	0.99	8.97
B3	0.002	1261	95	1120	0.010	19	1131	1.11	4.91
B5	0.002	3484	187	3214	0.010	19	3390	1.03	9.62
M20C	0.026	2072	137	2014	0.013	13	2172	0.95	10.66
M15C	0.043	2069	178	1856	0.014	15	2047	1.01	12.24
M10C	0.061	1960	228	1942	0.016	16	2223	0.88	13.90
M05C	0.075	2069	235	1850	0.018	18	2153	0.96	13.22
B7	0.076	4482	262	4207	0.018	34	4566	0.98	7.82
B10	0.082	3233	227	2738	0.018	35	2972	1.09	6.54
B9	0.085	4466	266	3993	0.019	35	4349	1.03	7.54
B8	0.090	4470	276	4100	0.019	36	4484	1.00	7.63
B6	0.134	3772	352	3706	0.023	45	4181	0.90	7.92

Promedio = 1.00 8.91
C.V. = 6.7% 32.7%

6.3 SENSIBILIDAD DEL MODELO.

La relación M_{MAX}/M_{cd} que se muestra en las Tablas 6.1 y 6.2, como en la Figura 6.5, ha sido calibrada para muros rectangulares con un modelo que considera tres barras equivalentes (2 en los extremos y 1 en el centro), mientras que para los muros con elementos de borde, el modelo ha sido calibrado con 4 barras equivalentes concentradas en los elementos de borde y 1 en el centro (véase Figura 5.4). Para la relación M_{MAX}/M_{cd} , el promedio fue de 1.00 tanto para el caso de muros rectangulares como para muros con elementos de borde, mientras que el coeficiente de variación fue de 8.61% y 6.74% para muros rectangulares y con elementos de borde respectivamente, lo cual indica una muy buena homogeneidad de los resultados.

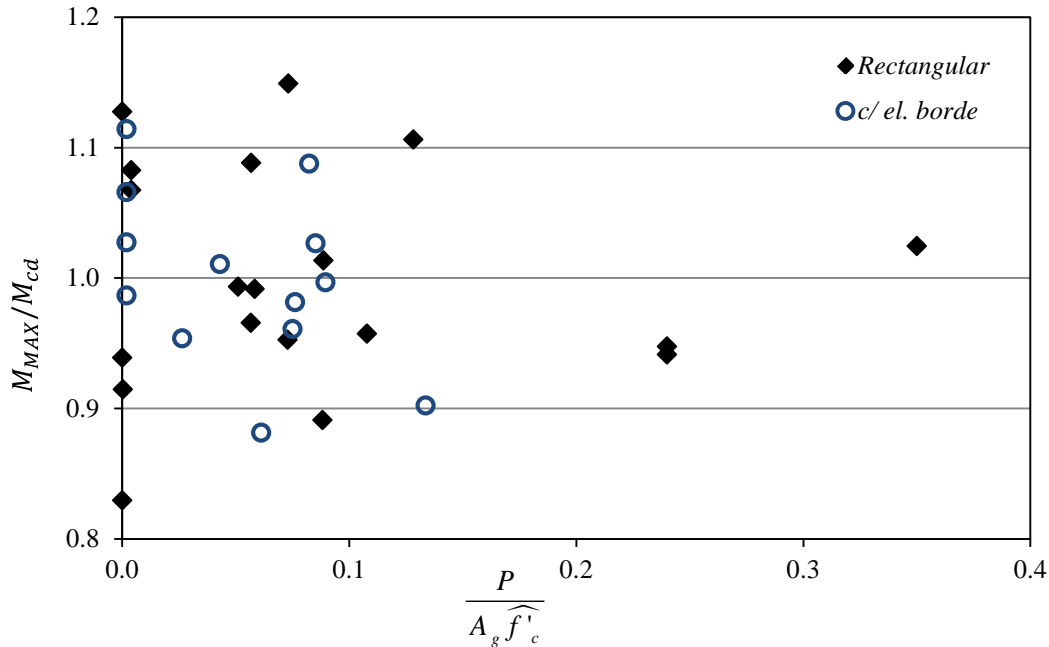


Figura 6.5 - Relación M_{MAX}/M_{cd} versus relación de carga axial.

Para evaluar la confiabilidad de la predicción del momento resistente probable empleando el procedimiento propuesto, se evalúa la relación de momento residual, M_{res} , definida como $M_{MAX}-M_{cd}$ dividido entre M_{MAX} ó $(1-M_{cd})/M_{MAX}$, empleando la base de datos seleccionada para este estudio.

El análisis residual de la relación $(M_{MAX}-M_{cd})/M_{MAX}$, versus $P/A_g \widehat{f}'_c$ y ρ_l (%) mostrados en la Figura 6.6 y la Figura 6.7 respectivamente, muestran una excelente aleatoriedad, lo cual es un indicativo de la idoneidad del modelo calibrado.

El análisis residual indica que la ecuación (5.11) sobrestima ligeramente el momento resistente probable por menos de 5% en muros rectangulares y 13% en muros con elementos de borde (muros cabeceros) cuando la cuantía longitudinal, ρ_l excede el 2%, mientras que para la relación $P/A_g \widehat{f}'_c$ no presenta tendencia.

La ecuación (5.11), propuesta para el cálculo del momento resistente probable, es más sensible en muros con elementos de borde que en muros rectangulares, al factor γ_e , que a su vez es una función de d_{be} (véase la ecuación 5.13). En muros con elementos de borde se probaron diferentes número de barras equivalentes en los bordes, n_{ba} ; hasta minimizar el error y obtener un bajo coeficiente de variación.

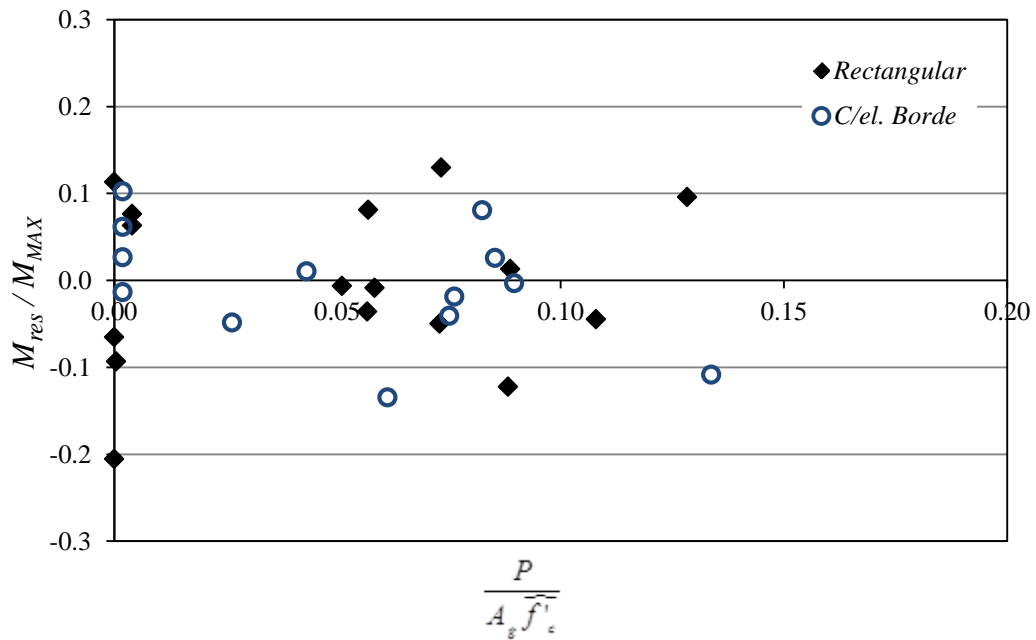


Figura 6.6 – Relación Residual vs. relación de carga axial para todos los muros.

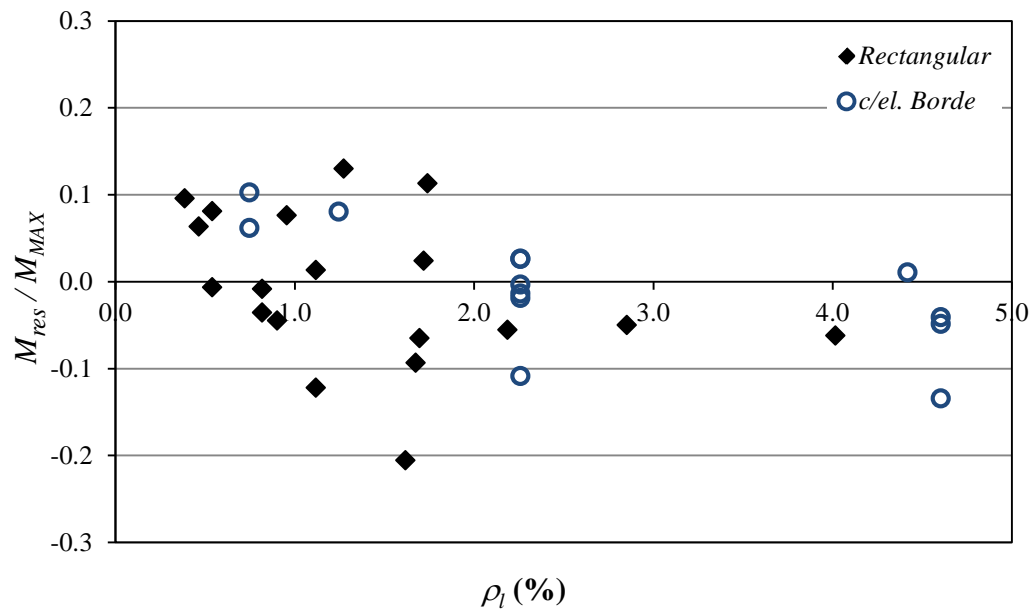


Figura 6.7 – Relación Residual vs. cuantía total para todos los muros.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES.

En este estudio se ha realizado un análisis de diferentes investigaciones y reglamentos para evaluar cómo se estima la resistencia probable a flexocompresión de muros estructurales de concreto armado.

La resistencia probable a flexocompresión es el máximo momento teórico que puede ser calculado para una sección crítica, considerando el efecto del endurecimiento del acero de refuerzo en la respuesta cíclica reversible.

Las expresiones de diseño de los códigos, subestiman la capacidad de los muros obtenidas en laboratorio, por lo que es de interés desarrollar nuevas expresiones que se acerquen al comportamiento real de los muros que estén de acuerdo a los principios del diseño por capacidad.

Este estudio propone un procedimiento de cálculo de la resistencia probable a momento de secciones críticas de muros estructurales de concreto armado sometidos a cargas laterales cíclicas reversibles, basado en el trabajo realizado por Restrepo y Rodríguez (20013)²⁸ para el cálculo de la resistencia probable a momento de secciones críticas de columnas de concreto armado, los cuales propusieron un modelo simplificado de una sección transversal en los cuales se considera la distribución del acero concentrado en tres zonas.

De acuerdo al modelo de análisis planteado y al análisis estadístico realizado con la base de datos, se determinó una expresión para determinar el momento resistente probable de muros. Los cálculos realizados indican que para la relación M_{MAX}/M_{cd} , el promedio es de 1.00 tanto para el caso de muros rectangulares como para muros con elementos de borde, el ancho de banda máximo es de 0.30, mientras que el coeficiente de variación fue de 8.61% y 6.74% para muros rectangulares y con elementos de borde respectivamente, lo cual indica una muy buena homogeneidad de los resultados.

Se compara el momento M_{MAX} y el M_{cd-ACI} (usando la metodología empleada por el ACI-318¹ y las propiedades medidas de los materiales), mediante la relación M_{MAX}/M_{cd-ACI} observándose un promedio superior a 1, y un ancho de banda mayor que 0.30, lo cual indica que el ACI

subestima la capacidad de momento máximo debido a la falta de un procedimiento que capture el efecto de fluencia del refuerzo cuando se degrada ante ciclos histeréticos.

Se determinan expresiones paramétricas para el cálculo de la distancia de aplicación de la fuerza de compresión del concreto, x_c ; para muros rectangulares y muros con elementos de borde determinados a partir del análisis estadístico de la base de datos. La cual es una herramienta confiable para usarse en una rápida evaluación de la profundidad del eje neutro.

Dada la buena estimación de la resistencia probable a flexo-compresión de muros de concreto armado, el estudio desarrollado sirve como base para una estimación confiable del cortante de diseño, la capacidad de desplazamiento y la predicción de la rigidez efectiva lateral, lo cual es un paso importante que permite conocer mejor el desempeño del elemento.

7.2 RECOMENDACIONES.

El proceso de calibración puede mejorar a medida que se cuente con más información experimental que enriquezca la base de datos. Por lo que se recomienda actualizar con nuevos estudios que se desarrollen en los próximos años.

La expresión obtenida para el cálculo de x_c , en muros con elementos de borde, no es muy representativa de lo que pudiera encontrarse en el ejercicio de la práctica profesional, pues la base de datos se basa en la información experimental de pocos autores.

La relación c/x_c para muros rectangulares es una herramienta que facilita el cálculo de la profundidad del eje neutro de manera sencilla, la cual podría mejorar con la inclusión de estudios experimentales que se realicen a futuro.

Se recomienda continuar con la línea de investigación, desarrollando las expresiones para predecir el desplazamiento como la rigidez lateral de elementos sometidos a cargas laterales del tipo cíclico reversible.

BIBLIOGRAFÍA

1. ACI Committee 318: "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, August 2011.
2. Adebar P., Ibrahim A. M., Bryson M.: "Test of High-Rise Core Wall: Effective Stiffness for Seismic Analysis," ACI Structural Journal, V. 104, No 5, 2007, pp. 549-559.
3. Ali A., Wight J.: "Reinforced Concrete Structural Walls with Staggered Opening Configurations Under Reversed Cyclic Loading," Report No. UMCE 90-05, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, April 1990.
4. Bachmann H., Linde P.: "Dynamic Ductility Demand and Capacity Design of Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Walls," Proceedings of the Tom Paulay Symposium, 1995, La Jolla, Calif., Publication SP 157-06, ACI, Detroit, Mich., 117-142.
5. Cardenas A., Russell H., Corley W.: "Strength of Low-Rise Structural Walls," ACI Special Publications, V. 63, No. 10, 1980, pp. 221-241.
6. Chai Y. H., Elayer D.T.: "Lateral Stability of Reinforced Concrete Columns under Axial Reversed Cyclic Tension and Compression," ACI Structural Journal, V. 96, No 5, 1999, pp. 83-96.
7. Chai Y. H., Kunnath S. K.: "Minimum Thickness for Ductile RC Structural Walls," Engineering Structures, V. 27, No 2, 2005, pp. 1052-1063.
8. Dazio A., Beyer K., Bachmann H.: "Quasi-static cyclic test and plastic hinge analysis of RC structural walls," Journal Engineering Structures Journal, V. 31, Elsevier 2009, pp. 1556-1571.
9. Fenwick R. C., Davidson B. J., Chung B. T.: "P-delta Actions in Seismic Resistant Structures," Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering V.25, No 1, 1992, pp. 56-69.

10. Ghorbani-Renami I., Velev N., Tremblay R., Palermo D., Massicotte B., Léger P.: “Modeling and testing influence of scaling effects on inelastic response of shear walls,” *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 3, May-June 2009, pp. 358-367.
11. Ibrahim A. M. M., Adebar P.: “Effective Flexural Stiffness for Linear Seismic Analysis of Concrete Walls,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 31, No 4, 2004, pp. 597-607.
12. Lefas I., Kotsovos M., Ambraseys N.: “Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism,” *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 1, January-February 1990, pp. 23-31.
13. Lefas I., Kotsovos M.: “Strength and Deformation Characteristic of Reinforced Concrete Walls under Load Reversals,” *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 6, November-December 1990, pp. 716-726.
14. Liu X., Burgueño R., Egleston E., Hines E.: “Inelastic Web Crushing Performance Limits of High-Strength-Concrete Structural Walls,” Report No. CEE-RR-2009/03, Department of Civil and Environmental Engineering of Michigan State University, Michigan, March 2009.
15. Neuenhofer A.: “Lateral Stiffness of Shear Walls with Openings,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 132, Issue 11, November 2006, pp. 1846-1851.
16. Network for Earthquake Engineering Simulation, NEEShub: “ACI445B Structural Wall Database,” http://nees.org/groups/aci445b_structural_wall_database/wiki, last modified on 28 March 2014.
17. Oesterle R., Fiorato A., Johal L., Carpenter J., Russell H. and Corley W.: “Earthquake Resistant Structural Walls - Tests of Isolated Walls,” Report to National Science Foundation, PCA Construction Technology Laboratories, Skokie, Illinois, USA, 1976.
18. Oesterle R., Aristizabal-Ochoa J., Fiorato A., Russell H., and Corley W.: “Earthquake Resistant Structural Walls - Tests of Isolated Walls – Phase II,” Report to National Science Foundation, PCA Construction Technology Laboratories, Skokie, Illinois, USA, 1979.
19. Orakcal K., Wallace J. W., Conte J. P.: “Nonlinear Modeling and Analysis of Slender Reinforced Concrete Walls,” *ACI Structural Journal*, V. 101, No 5, 2004, pp. 688-698.

20. Panagiotou Marios: "Seismic Design, Testing and Analysis of Reinforced Concrete Wall Buildings," dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in Structural Engineering, University of California, San Diego, 2008.
21. Panagiotou M, Restrepo J. I.: "Lesson Learnt from the UCSD Full-scale Shake Table Testing on a 7-Story Residential Building Slice," SEAOC Convention, Lake Tahoe, September 26-29 2007.
22. Panneton M., Léger P., Tremblay R.: "Inelastic Analysis of a Reinforced Concrete Shear Wall Building According to The National Building Code of Canada 2005," Canadian Journal of Civil Engineering, V. 33, No 7, 2006, pp. 854-871.
23. Paulay T., Priestley M.J.N.: "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," John Wiley & Sons, Inc., Printed in the United State of America, 1992.
24. Paulay T., Priestley M.J.N.: "Stability of Ductile Structural Walls," ACI Structural Journal, V. 90, No. 4, 1993, pp. 385-392.
25. Presland Robert: "Seismic Performance of Retrofitted Reinforced Concrete Bridge Piers," dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1999.
26. Priestley M. J. N., Amaris A.: "Dynamic Amplification of Seismic Moments and Shear Forces in Cantilever Walls," Rose School, University of Pavia, Pavia, Italy, Research Report ROSE-2002/01
27. Reglamento Nacional de Edificaciones: "Norma E.060 Concreto Armado," Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción, San Borja, Lima – Perú, Julio 2009
28. Restrepo J., Rodriguez M.: "On the probable moment strength of reinforced concrete columns," ACI Structural Journal, V. 110, No. 4, July-August 2013, pp. 681-690.
29. Riva P., Franchi A.: "Behavior of reinforced concrete walls with welded wire mesh subjected to cyclic loading," ACI Structural Journal, V. 98, No. 3, May-June 2001, pp. 324-334.

30. Rodríguez M., Botero J., Villa J.: "Cyclic Stress-Strain Behavior of Reinforcing Steel Including the Effect of Buckling," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 125, No. 6, June 1999, pp. 605-612.
31. Salonikios T. N., Kappos A. J., Tegos I. A., Penelis G. G.: "Cyclic Load Behavior of Low-Slenderness Reinforced Concrete Walls: Design Basis and Test Results," *ACI Structural Journal*, V. 96, No 4, July-August 1999, pp. 649-661.
32. Shiu K., Daniel J., Aristizabal-Ochoa J., Fiorato A., Corley W.: "Earthquake Resistant Structural Walls - Tests of Walls With or Without Openings," Report to National Science Foundation, PCA Construction Technology Laboratories, Skokie, Illinois, USA, 1981.
33. Sozen M. A., Moehle J. P.: "Stiffness of Reinforced Concrete Walls Resisting In-plane Shear," EPRI Research Project 3094-1, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, 1993.
34. Tasmini A. A.: "Strength and Deformation of Mid-Rise Shear Walls Under Load Reversal," *Journal of Engineering Structures*, V. 22, 2000, pp. 311-322.
35. Thomsen J., Wallace J.: "Displacement-Based Design of RC Structural Walls: An Experimental Investigation of Walls with Rectangular and T-Shaped Cross-Section", Report No. CU/CEE-95-06, Department of Civil and Environmental Engineering Clarkson University, June 1995.
36. Tran Thien: "Experimental and Analytical Studies of Moderate Aspect Ratio Reinforced Concrete Structural Walls," dissertation for the degree Doctor of Philosophy in Civil Engineering, University of California, Los Angeles, 2012.
37. Tremblay R., Léger P., Tu J.: "Inelastic Seismic Response of Concrete Shear Walls Considering P-delta Effects," *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 28, 2001, pp. 640-655.
38. Vallenás J. M., Bertero V. V., Popov E. P.: "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls," UCB/EERC-79/20, University of California, Berkeley, 1979.
39. Zhang Y., Wang Z.: "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to High Axial Loading," *ACI Structural Journal* V. 97, No. 5, September-October 2000, pp. 739-750.