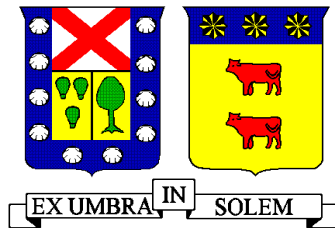


UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAISO – CHILE



MODELAMIENTO TRIDIMENSIONAL DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO A
TRAVÉS DE ELEMENTOS UNIAXIALES NO LINEALES

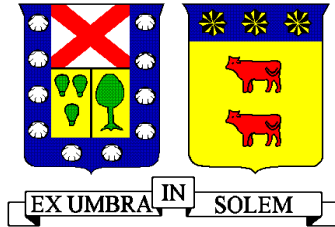
FELIPE NORERO CASTRO

Memoria para optar al Título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía
Claudio Sepúlveda Contreras

Octubre de 2018

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



MODELAMIENTO TRIDIMENSIONAL DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO A
TRAVÉS DE ELEMENTOS UNIAXIALES NO LINEALES

Memoria de titulación presentada por
FELIPE NORERO CASTRO

Como requisito parcial para optar al título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía
Claudio Sepúlveda Contreras

Octubre de 2018

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer a mi profesor guía, Claudio Sepúlveda, por permitirme realizar esta memoria bajo su orientación, confiar de esta manera en mí y mis habilidades como estudiante. Gracias a su enorme disposición y sus constantes ganas de enseñar, es que se ha concretado de muy buena manera el trabajo, superando todas las expectativas. Aprovecho esta instancia además para desearle lo mejor en este inicio de carrera como docente e investigador, sus facultades y ganas lo llevarán lejos.

La posibilidad de estudiar y de guiar hacia el camino del conocimiento es una de las mejores cosas que se les puede entregar a los hijos, valores para ser una mejor persona y herramientas para poder enfrentar la vida son el kit básico. Entendieron siempre que este extenso proceso es un paso más en mi vida. Por esto y por todo el amor y apoyo es que estaré siempre agradecido de mis padres, Marisol y Osvaldo.

Me gustaría agradecer el apoyo incondicional de mis abuelos. Los abuelos son los cimientos fundamentales de la familia y representan la sabiduría, la experiencia, las ganas de vivir y también la fugacidad de la vida. Le envío besos al cielo a uno de ellos que acaba de partir, estará en mi memoria por siempre. Agradecido estaré siempre por todo lo que son y lo que hacen por la familia.

No puedo dejar de agradecer a una persona muy especial en mi vida, Constanza. He compartido grandes momentos y experiencias, viajes, sonrisas, penas y alegrías. Con ella he aprendido grandes valores en la vida, he aprendido que el valor real de las cosas se mide por la capacidad de hacer feliz a la gente. Siempre estaré muy agradecido por su apoyo y comprensión en todo este proceso, que definitivamente ha sido más ameno junto a ella.

Los caminos propios de la vida no se construyen solos, tienen huellas. Estas huellas son dejadas en gran parte por los amigos, los que estuvieron y los que están. Agradecido estaré siempre de todas las amistades que he hecho a lo largo de los años. Una especial dedicatoria a un amigo de grandes jornadas de estudio, de largas noches de trabajos interminables y de grandes viajes. Siempre agradecido por tu entrega, Ariel. Amigos que también siempre han estado, que están y estarán; Glenn, Marcelo, Nahuel y Antonia.

Un agradecimiento especial a quien dedicó parte de su tiempo para aportar en este trabajo, con una paciencia y voluntad infinita. Muy agradecido de mi gran amigo Paulo por su siempre buena amistad y disposición.

Por último no puedo dejar de agradecer a mi eterna compañera en este largo proceso, que con su noble alegría y serenidad me acompañó todos estos días, esperando siempre una caricia en el lugar de siempre, gracias Almendrita.

RESUMEN

El hormigón armado es uno de los materiales de construcción más utilizado y estudiado a nivel nacional y mundial. Su estudio ha permitido la comprensión, análisis y diseño de geometrías estructurales cada vez más complejas a fin de obtener un equilibrio óptimo entre seguridad estructural y costos de construcción, operación y mantenimiento. En este contexto, cada vez se requiere una comprensión más profunda de elementos estructurales de hormigón armado, especialmente en casos donde existe incursión en el rango no lineal de las relaciones esfuerzo-deformación.

El estudio de muros de hormigón armado se ha centrado principalmente en el comportamiento de la dirección fuerte, donde el muro provee rigidez y soporte. Por otro lado, el comportamiento de la dirección débil se vuelve relevante para verificar ciertas simplificaciones en el análisis y para comprender una serie de fenómenos, como la inestabilidad local y global, la formación y propagación de grietas, entre otros. El estudio de la dirección débil de muros de hormigón armado requiere realizar un análisis tridimensional, lo cual no es común en la práctica de la ingeniería.

En este trabajo, se han construido una serie de modelos basados en elementos no lineales uniaxiales dispuestos en un arreglo de tipo enrejado, para considerar tanto la no linealidad de los materiales como las tres dimensiones de los muros de hormigón armado. Se modelan dos muros, un muro delgado y un muro grueso, cuyos espesores son 14 [cm] y 28 [cm], respectivamente. Además, el efecto del confinamiento en el comportamiento de los muros se aborda mediante la incorporación de estribos de borde en los modelos estructurales. El estudio se lleva a cabo considerando un análisis bajo carga monotónica incremental.

Los resultados muestran que, en comparación con los muros gruesos, se observa un comportamiento frágil en los muros delgados. De hecho, la formación de grietas en el área de compresión máxima ocurre antes en muros delgados, creando inestabilidad en esa zona y desarrollando un patrón de agrietamiento en forma de X. Este comportamiento también se puede ver en pruebas de compresión de cilindros de hormigón. Los resultados también verifican la no linealidad del perfil de deformaciones unitarias en áreas extremas del muro bajo cargas elevadas. Esto no es consistente con el supuesto de linealidad que generalmente se encuentra en la práctica de la ingeniería, incluso para el análisis del estado límite último. Además, el momento y la capacidad de curvatura se comparan con los obtenidos por medio de un análisis clásico no lineal. Finalmente, se analiza la curvatura en la altura del muro, obteniendo el comportamiento no lineal característico de este tipo de elemento estructural e identificando la zona donde se encuentran las grandes curvaturas.

Palabras Claves: *Análisis no lineal, elementos uniaxiales, muros de hormigón armado, carga monotónica, modelación tridimensional.*

ABSTRACT

One of the most important and studied construction materials, at both global and national scale, is reinforced concrete. The study of this has allowed the understanding, analysis and design of increasingly complex structural geometries, in order to obtain an optimum equilibrium between structural safety and costs of construction, operation and maintenance. In this context, there is an increasing need for achieving a deeper understanding of structural elements constructed with this material, especially in cases where non-linear incursions are developed.

The study of reinforced concrete walls has been mainly focused on the behavior of the strong direction, where the wall contributes stiffness and support. On the other hand, the behavior of the weak direction becomes relevant to verify some analysis simplification and to understand a number of phenomena, such as local and global instabilities, appearance and propagation of cracks, among others. The study of the weak direction of reinforced concrete walls requires performing three-dimensional analysis, which is not common in engineering practice.

In this work, a class of models based on uniaxial non-linear elements disposed in a truss-like arrangement has been constructed, in order to consider both the non-linearity of the materials and the three dimensions of reinforced concrete walls. Two walls have been studied, a thin wall and a thick wall, whose thicknesses are 14 [cm] and 28 [cm], respectively. Additionally, the effect of confinement on the walls behavior is addressed by incorporating edge stirrups into the structural models. The study is carried out considering an analysis under incremental monotonic loading.

Results show a brittle behavior observed in the thin wall model compared with the behavior of the thick wall model. In fact, crack appearance in the area of maximum compression occurs earlier in thin walls, creating instability in that area and developing an X-shaped pattern crack. This behavior can also be observed in concrete cylinder compression tests. The results also verify the non-linearity of the strain profile in extreme areas of the wall under high loads. This is not consistent with the assumption of linearity usually found in engineering practice, even for ultimate limit state analysis. Besides, moment and curvature capacity are compared to the ones obtained by means of a classical nonlinear analysis. Finally, the curvature in the height of the wall is analyzed, obtaining the characteristic nonlinear behavior of this type of structural element and identifying the zone where large curvatures are located.

Keywords: *Nonlinear analysis, uniaxial elements, reinforced concrete shear walls, monotonic loading, three-dimensional modeling.*

GLOSARIO

Glosario de términos

Dirección fuerte	: Dirección en la que un elemento estructural posee mayor inercia.
Dirección débil	: Dirección en la que un elemento estructural posee menor inercia.
Razón de aspecto	: Relación entre el alto y el largo de un muro, utilizado para medir el nivel de esbeltez del elemento estructural.
RCA	: (Razón de carga axial), razón entre la carga axial y el valor $A_g f'_c$.
Fuera del plano	: Referido a todo comportamiento en la dirección débil.
Rótula plástica	: Zona de un elemento estructural donde se produce incursión inelástica.
Elemento Link	: Elemento finito utilizado en el software SAP2000 que permite comportamiento no lineal del material.
Potenciómetro lineal	: Instrumento capaz de medir desplazamientos relativos en un elemento estructural, utilizado mayoritariamente en ensayos experimentales.

Glosario de símbolos

A

- A_c = Área del núcleo de hormigón confinado, $b_c \cdot d_c$
 A_{cc} = Área del núcleo de hormigón confinado excluyendo las barras longitudinales
 A_e = Área de hormigón efectivamente confinado
 A_{eq} = Área equivalente de la sección transformada
 A_f = Área total de la planta
 A_g = Área bruta de la sección transversal
 A_s = Área total de acero de refuerzo en la sección transversal
 A_{sL} = Área de todas las barras longitudinales
 A_{st} = Área total de acero de refuerzo en la sección transversal del elemento
 A_{sx} = Área total de los estribos transversales rectangulares dispuestos en dirección x
 A_{TRIB} = Área tributaria de muros
 A_w = Área total de muros en una dirección de la planta

B

- b_c = Largo del núcleo confinado, centro a centro del estribo, $b_c \geq d_c$
 b_{c3} = Ancho efectivo del elemento

C

- c = Mayor profundidad del eje neutro
 c_c = Extensión de la zona a confinar en un muro medida desde su borde comprimido
 C_c = Fuerza de compresión desarrollada por el hormigón
 C'_s = Fuerza de compresión desarrollada por el acero de refuerzo superior

D

- d = Distancia de la fibra más comprimida al centroide de las barras longitudinales inferiores
 d_c = Ancho del núcleo confinado, centro a centro del estribo, $b_c \geq d_c$
 d_b = Diámetro del refuerzo en interés
 d_{np} = Razón entre área de muros en una dirección y el peso total del edificio
 dx = Diferencial de longitud del eje neutro
 $d\theta$ = Diferencial de ángulo asociado a la flexión
 d' = Distancia de la fibra más comprimida al centroide de las barras longitudinales superiores
 $\{D\}$ = Vector de desplazamientos nodales de la estructura

E

- E = Módulo de elasticidad del material
 E_c = Módulo de elasticidad del hormigón
 E_s = Módulo de elasticidad del acero de refuerzo
 E_{sec} = Módulo de elasticidad secante del hormigón
 E_{sh} = Módulo de elasticidad del acero endurecido por deformación a ε_{sh}
 E_t = Módulo de elasticidad tangente del acero de refuerzo

F

- f_c = Esfuerzo de compresión del hormigón
 f_{lx} = Presión lateral de confinamiento en el hormigón en la dirección x
 f_r = Módulo de ruptura de la sección
 f_s = Esfuerzo de tracción del acero de refuerzo
 f_{su} = Esfuerzo de rotura del acero de refuerzo
 f_t = Esfuerzo de tracción del hormigón
 f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

f_{yh}	= Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal
f'_c	= Resistencia a la compresión del hormigón
f'_{cc}	= Resistencia a la compresión del hormigón confinado
f'_{co}	= Resistencia a la compresión del hormigón sin confinar
f'_{lx}	= Presión efectiva de confinamiento en el hormigón en la dirección x
f'_t	= Resistencia a la tracción del hormigón
G	
G	= Módulo de Corte
H	
h_w	= Alto del muro
h'_w	= Altura de muro medida desde el extremo superior a la sección analizada
H_t	= Distancia entre el último nivel significativo del edificio y la sección crítica del muro
I	
I_g	= Momento bruto de inercia de la sección
I_z	= Momento de inercia del elemento
K	
kd	= Profundidad del eje neutro de la sección
k_e	= Coeficiente asociado a la efectividad del confinamiento en secciones rectangulares largas
K	= Parámetro asociado al nivel de confinamiento de la sección
K_e	= Coeficiente de la efectividad del confinamiento
$[K]$	= Matriz de rigidez asociada a la estructura
L	
l_{Link}	= Longitud del elemento Link
l_p	= Largo de la rótula plástica
l_w	= Largo del muro
M	
M	= Momento flector en la base del muro, Página 23
M	= Momento presente en la sección transversal, Página 48
M_{cr}	= Momento agrietado de la sección
M_z	= Momento flector
P	
P	= Carga axial presente en la sección transversal
$P_{n(máx)}$	= Carga axial máxima permitida en un elemento resistente de cargas verticales
P_u	= Carga axial última permitida que puede soportar un elemento
S	
s	= Distancia longitudinal, centro a centro entre estribos de confinamiento
s_2	= Espaciamiento entre trabas
s'	= Distancia libre entre estribos de confinamiento
T	
t_w	= Ancho del muro
T_s	= Fuerza de tracción desarrollada por el acero de refuerzo inferior
V	
V	= Esfuerzo de corte en el muro
W	

w'	= Distancia libre entre barras longitudinales adyacentes
$\{W\}$	= Vector de cargas nodales que actúan en la estructura
Y	
y_p	= Distancia de la carga axial al centroide plástico
y_t	= Profundidad del centroide a la fibra más traccionada
Z	
z	= Profundidad del eje neutro
α	
α_1	= Parámetro que determina el rectángulo equivalente de la distribución del hormigón a estado último
β	
β_1	= Parámetro que determina el rectángulo equivalente de la distribución del hormigón a estado último
δ	
δ_e	= Capacidad de desplazamiento elástico del muro en su extremo superior
δ_u	= Desplazamiento lateral de diseño de techo según se define en NCh 433
δ'_u	= Desplazamiento relativo de diseño entre el extremo superior del muro y el desplazamiento a nivel de la sección analizada
ϵ	
ϵ	= Deformación unitaria del material
ϵ_c	= Deformación unitaria del hormigón
ϵ_{cc}	= Deformación unitaria del hormigón a f'_{cc}
$\epsilon_{c\ max}$	= Deformación unitaria última del hormigón
ϵ_{co}	= Deformación unitaria del hormigón a f'_{co}
ϵ_{cr}	= Deformación unitaria del hormigón en tracción a f'_t
ϵ_{cu}	= Deformación unitaria última del hormigón confinado
ϵ_o	= Deformación unitaria del hormigón a f'_c
ϵ_s	= Deformación unitaria del acero de refuerzo
ϵ_{sh}	= Deformación unitaria del acero de refuerzo al inicio del endurecimiento
ϵ_{sp}	= Deformación unitaria última del hormigón sin confinar
ϵ_{su}	= Deformación unitaria del acero de refuerzo a f_{su}
ϵ_u	= Deformación unitaria última del hormigón
ϵ_{xy}	= Deformación unitaria en la cara “x”, en dirección “y”
ϵ_y	= Deformación unitaria del acero de refuerzo a f_y
$\bar{\epsilon}_c$	= Deformación unitaria promedio del hormigón en la fibra extrema en compresión
$\bar{\epsilon}_s$	= Deformación unitaria promedio del acero en la fibra extrema en tracción
λ	
λ	= Factor de modificación de las propiedades mecánicas del hormigón liviano
ν	
ν	= Módulo de Poisson
ρ	
ρ_{cc}	= Cuantía de acero longitudinal
ρ_l	= Cuantía de armadura vertical distribuida, Página 23
ρ_l	= Cuantía de acero en dirección paralela al eje del elemento, Página 40
ρ_s	= Cuantía de armadura vertical de borde
ρ_t	= Cuantía de armadura horizontal distribuida

ρ_x = Cuantía de acero de estribos rectangulares dispuestos en dirección x

σ

σ_{xy} = Esfuerzo en la cara “x”, en dirección “y”

σ_z = Esfuerzo de flexión

ϕ

ϕ = Curvatura de la sección

ϕ_{cr} = Curvatura agrietada de la sección

ϕ_e = Curvatura en la sección crítica del muro, consistente con δ_e

ϕ_u = Curvatura última permitida en la sección crítica del muro

$\bar{\phi}$ = Curvatura promedio

ÍNDICE DE CONTENIDOS

AGRADECIMIENTOS	i
RESUMEN.....	ii
ABSTRACT	iii
GLOSARIO	iv
Glosario de términos	iv
Glosario de símbolos.....	v
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xvi
1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. OBJETIVOS.....	3
2.1. Generales	3
2.2. Específicos	3
3. ESTADO DEL ARTE	4
3.1. Desempeño de muros de HA durante el terremoto de Maule de 2010.....	4
3.2. Ensayos experimentales de muros delgados	7
3.3. Comportamiento fuera del plano.....	9
3.4. Mecanismo de formación de grietas en probetas cargadas axialmente	11
3.5. Utilización de EF no lineales para modelación de elementos de HA.....	12
3.5.1. Modelado de una viga de HA con elementos uniaxiales no lineales	13
3.5.2. Modelado de un cubo de hormigón liviano con EF no lineales	13
3.5.3. Modelado de un cilindro de hormigón con EF no lineales.....	15
3.5.4. Falla al corte en modelos reticulares de EF de HA	16
4. MARCO TEÓRICO	18
4.1. Propiedades mecánicas de los materiales.....	18
4.1.1. Modelos de comportamiento de Hormigón en Compresión.....	19
4.1.2. Modelos de comportamiento de Hormigón en Tracción.....	23
4.1.3. Modelos de comportamiento de Acero de Refuerzo	25
4.2. Análisis clásico de elementos de Hormigón Armado.....	28
4.2.1. Teoría clásica de flexión	28
4.2.2. Análisis de momento-curvatura.....	30
4.2.3. Contribución del confinamiento y la carga axial.....	34
4.2.4. Análisis de diagrama de interacción.....	37
4.2.5. Normativa chilena	38
4.3. Comportamiento de un sólido deformable homogéneo lineal isótropo.....	39
4.4. Método de los desplazamientos.....	40
5. MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL DE MUROS A TRAVÉS DE ELEMENTOS NO LINEALES UNIAXIALES.....	41
5.1. Creación de modelos de cada muro.....	43

5.1.1.	Hormigón	46
5.1.2.	Acero de refuerzo	46
5.2.	Obtención de Áreas de los Elementos de Hormigón.....	48
5.2.1.	Teoría elástica de Hooke	48
5.2.2.	Método de los desplazamientos.....	49
5.3.	Análisis Monotónico No Lineal	55
5.3.1.	Condiciones generales.....	55
5.3.2.	Cargas y parámetros dinámicos.....	55
5.3.3.	Otras consideraciones.....	56
6.	CASOS DE ESTUDIO	57
6.1.	Muro tipo A.....	58
6.1.1.	Sin estribos de borde	60
6.1.2.	Con estribos de borde y ganchos con doblez a 135°	61
6.1.3.	Con estribos de borde y ganchos con doblez a 90°	62
6.2.	Muro tipo B.....	63
6.2.1.	Sin estribos de borde	65
6.2.2.	Con estribos de borde y ganchos con doblez a 135°	66
7.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	67
7.1.	Resultados correspondientes al muro grueso (28 [cm])	68
7.1.1.	Resultados de M28-SC.....	69
7.1.1.1.	Comportamiento Momento-Curvatura	69
7.1.1.2.	Perfil de deformaciones y esfuerzos en 3D	71
7.1.1.3.	Perfil de deformaciones promedio (tipos puntual y potenciómetro lineal)	74
7.1.1.4.	Perfil de curvatura en la altura	79
7.1.1.5.	Deformaciones unitarias en la fibra extrema en compresión (vista a lo ancho)	80
7.1.1.6.	Deformaciones unitarias en el largo del muro (eje y = 0)	82
7.1.2.	Resultados de M28-CC	84
7.1.2.1.	Comportamiento Momento-Curvatura	84
7.1.2.2.	Deformaciones unitarias en la fibra extrema en compresión (vista a lo ancho)	85
7.1.2.3.	Deformaciones unitarias en el largo del muro (eje y = 0)	86
7.1.3.	Resultados de M28-MC	87
7.1.3.1.	Comportamiento Momento-Curvatura	87
7.2.	Resultados correspondientes al muro delgado (14 [cm])	88
7.2.1.	Resultados de M14-SC.....	88
7.2.1.1.	Comportamiento Momento-Curvatura	88
7.2.1.2.	Perfil de deformaciones en 3D	89
7.2.1.3.	Perfil de deformaciones promedio (puntual y potenciómetro lineal)	90

7.2.1.4.	Perfil de curvatura en la altura	94
7.2.1.5.	Deformaciones unitarias en la fibra extrema en compresión (vista a lo ancho)	95
7.2.1.6.	Deformaciones unitarias en el largo del muro (eje y = 0)	97
7.2.2.	Resultados de M14-CC	99
7.2.2.1.	Comportamiento Momento-Curvatura	99
7.2.2.2.	Deformaciones unitarias en la fibra extrema en compresión (vista a lo ancho)	100
7.3.	Comparaciones entre muros	101
7.3.1.	Comparación entre M28-SC y M14-SC	101
7.3.1.1.	Comportamiento Corte basal-Drift.....	101
7.3.1.2.	Comportamiento Momento-Curvatura	102
7.3.1.3.	Comportamiento Desplazamiento techo-Curvatura	103
7.3.1.4.	Perfil de deformaciones (potenciómetro lineal)	104
7.3.2.	Comparación entre M28-CC y M14-CC	105
7.3.2.1.	Comportamiento Corte basal-Drift.....	105
7.3.2.2.	Comportamiento Momento-Curvatura	106
7.3.2.3.	Comportamiento Desplazamiento techo-Curvatura	107
7.3.3.	Comparación entre M28-SC, M28-CC y M28-MC	108
7.3.3.1.	Comportamiento Corte basal-Drift.....	108
7.3.4.	Comparación entre M14-SC y M14-CC	109
7.3.4.1.	Comportamiento Corte basal-Drift.....	109
8.	CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	110
8.1.	Respuesta Global.....	110
8.2.	Distribución de esfuerzos y deformaciones en perfil tridimensional	112
8.3.	Perfil de deformaciones unitarias a lo largo del elemento	113
8.4.	Distribución de curvatura en el alto	116
8.5.	Falla de borde en compresión por exceso de esfuerzos diagonales.....	117
8.6.	Modelación del patrón de agrietamiento de zona en tracción	119
8.7.	Comparación de comportamiento entre muros de distinto espesor.....	120
8.8.	Efecto de confinamiento en muros delgados.....	120
9.	PROYECCIONES.....	121
	REFERENCIAS	122

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Falla en plano diagonal ensayada en laboratorio (Hube & de la Llera, 2015).....	2
Figura 1.2: Falla en plano diagonal producida luego del terremoto de Maule de 2010 (Hube & de la Llera, 2015).....	2
Figura 3.1: Falla en muros delgados y/o con confinamiento poco efectivo (Westenenk, et al., 2012)4	
Figura 3.2: Confinamiento con estribos a 90 grados (foto: J. Wallace).....	4
Figura 3.3: Razón de áreas en edificios chilenos a través de los años (Massone, et al., 2012).....	5
Figura 3.4: Variación del parámetro dnp a lo largo a los años (Massone, et al., 2012).....	6
Figura 3.5: Estimación de la razón de carga axial en función del número de pisos (Massone, et al., 2012).....	6
Figura 3.6: Muros W1, W2 y W3 de izquierda a derecha (Hube & de la Llera, 2015).....	8
Figura 3.7: Muros W1, W7, W8 y W9 de izquierda a derecha (Hube & de la Llera, 2015).....	8
Figura 3.8: Idealización de zona de borde en muros a través de columnas (Dashti, Dhakal, & Pampanin, 2017).....	9
Figura 3.9: Deformación fuera del plano de cada muro ensayado (Dashti, Dhakal, & Pampanin, 2017).....	10
Figura 3.10: Muro de referencia, RWB (Dashti, Dhakal, & Pampanin, 2017).....	10
Figura 3.11: Muros a y b correspondientes a RWT, c y d correspondientes a RWL (Dashti, Dhakal, & Pampanin, 2017).....	10
Figura 3.12: Irregularidades en probetas que generan la formación de grietas (Bažant & Xiang, 1997).....	11
Figura 3.13: Fractura en probetas en función del tipo de apoyo (Bažant & Xiang, 1997).....	11
Figura 3.14: Modelo de viga en voladizo a partir de EF no lineales.....	13
Figura 3.15: Estado de deformación de un cubo de HA sometido a esfuerzos compresivos (Goh, Mohamad, Abdullah, & Samad, 2014).....	14
Figura 3.16: Cubo de HA en un estado de deformación elevado (Goh, Mohamad, Abdullah, & Samad, 2014).....	14
Figura 3.17: Deformaciones en probeta cilíndrica de EF no lineales con cada extremo fijo (Murray, Abu-Odeh, & Bligh, 2007).....	15
Figura 3.18: Deformaciones en probeta cilíndrica de EF no lineales con extremos restringidos al desplazamiento lateral y permitidos en rotación (Murray, Abu-Odeh, & Bligh, 2007).....	16
Figura 3.19: Configuración de los especímenes y su correspondiente modelo reticulado (Moharrami, Koutromanos, & Panagiotou, 2015).....	16
Figura 3.20: Deformaciones en el modelo reticulado no lineal de columnas de HA (Moharrami, Koutromanos, & Panagiotou, 2015).....	17
Figura 3.21: Estructura ensayada junto a su modelo reticulado no lineal deformado (Ahmadi, Mavros, Klingner, Shing, & McLean, 2015).....	17
Figura 4.1: Gráfico esfuerzo-deformación de hormigón sin confinar (Hognestad, 1951).....	19
Figura 4.2: Gráfico esfuerzo-deformación de hormigón con y sin confinamiento (Mander, Priestley, & Park, 1988).....	21
Figura 4.3: Parámetros de la sección transversal de un elemento de hormigón armado confinado (Mander, Priestley, & Park, 1988).....	22
Figura 4.4: Gráfico esfuerzo-deformación de acero de refuerzo (Kent, 1969).....	26
Figura 4.5: Gráfico esfuerzo-deformación de acero de refuerzo (Mander J. B., 1984).....	27
Figura 4.6: Curvatura del elemento en flexión (a), y diagrama de deformaciones unitarias (b) (Moehle, 2014).....	29
Figura 4.7: Distribución lineal de esfuerzos internos en un elemento sometido a flexión.....	31
Figura 4.8: Distribución de esfuerzos y deformaciones unitarias en un elemento de hormigón armado sometido a flexión (Moehle, 2014).....	31

Figura 4.9: Distribución de esfuerzos y deformaciones unitarias en un elemento de hormigón armado sometido a flexión, en estado último (Moehle, 2014)	32
Figura 4.10: Aproximación a un rectángulo de la distribución de esfuerzos a estado último (Moehle, 2014)	32
Figura 4.11: Parámetros α_1 y β_1 en función de K y de la relación $\epsilon_{cmax}/\epsilon_{cc}$ (Moehle, 2014)	33
Figura 4.12: Volumen de confinamiento efectivo en probetas de hormigón armado confinado con estribos rectangulares (Moehle, 2014)	34
Figura 4.13: Comportamiento lineal de la efectividad de confinamiento en función de s , s_2 y bc_3 (Moehle, 2014).....	35
Figura 4.14: Diferencia de comportamiento esfuerzo-deformación entre hormigón confinado y sin confinar (Moehle, 2014).....	35
Figura 4.15: Diferencia de comportamiento momento-curvatura entre hormigón confinado y sin confinar, bajo distinto nivel de carga axial (Moehle, 2014).....	36
Figura 4.16: Puntos representativos en un diagrama de interacción de un elemento de hormigón armado (Moehle, 2014).....	37
Figura 4.17: Convenio de direcciones del estado tensional de un elemento infinitesimal	39
Figura 4.18: Elemento tipo barra en dos dimensiones con 4 grados de libertad	40
Figura 5.1: Tres de los seis tipos de conexión entre nodos en un elemento Link (Computers and Structures, Inc, 2017)	41
Figura 5.2: Fuerzas y momentos internos en un elemento Link, actuando en cada nodo (Computers and Structures, Inc, 2017)	42
Figura 5.3: Disposición que tienen los elementos en los modelos creados.....	43
Figura 5.4: Representación no final del modelo, indicando con colores cada tipo de elemento utilizado	45
Figura 5.5: Curva de comportamiento de hormigón utilizada en los modelos.....	46
Figura 5.6: Curva de comportamiento de acero de refuerzo utilizada en los modelos.....	47
Figura 5.7: Grados de libertad del cubo infinitesimal analizado con el método de los desplazamientos	49
Figura 5.8: Estado de cargas nodales presentes en el cubo infinitesimal	52
Figura 5.9: Ilustración de elementos verticales que comparten uno, dos o cuatro cubos, de izquierda a derecha.....	53
Figura 5.10: Ilustración de elementos diagonales que comparten uno o dos cubos, de izquierda a derecha	53
Figura 5.11: Función lineal creciente que permite introducir gradualmente la carga	56
Figura 6.1: Cuantía de refuerzo longitudinal presentado en ACI 318 (American Concrete Institute ACI, 2008).....	58
Figura 6.2: Representación y dimensiones del muro Tipo A	59
Figura 6.3: Vista a lo ancho del modelo del muro tipo A en sus primeros 16 [cm] de altura.....	59
Figura 6.4: Sección transversal del muro tipo A sin estribos de borde	60
Figura 6.5: Sección transversal del muro tipo A con estribos de borde y ganchos con doblez a 135°	61
Figura 6.6: Sección transversal del muro tipo A con estribos de borde y ganchos con doblez a 90°	62
Figura 6.7: Representación y dimensiones del muro Tipo B	63
Figura 6.8: Vista a lo ancho del modelo del muro tipo B en sus primeros 16 [cm] de altura	64
Figura 6.9: Sección transversal del muro tipo B sin estribos de borde	65
Figura 6.10: Sección transversal del muro tipo B con estribos de borde y ganchos con doblez a 135°	66
Figura 7.1: Deformaciones unitarias de la primera capa de elementos verticales del modelo.....	69
Figura 7.2: Curva Momento-Curvatura en muro M28-SC.....	70
Figura 7.3: Perfil de deformaciones unitarias en 3D en muro M28-SC, para un drift de 0.087%	71
Figura 7.4: Perfil de deformaciones unitarias en 3D en muro M28-SC, para un drift de 0.325%	72

Figura 7.5: Perfil de esfuerzos en 3D en muro M28-SC, para un drift de 0.087%	72
Figura 7.6: Perfil de esfuerzos en 3D en muro M28-SC, para un drift de 0.325%	73
Figura 7.7: Representación del uso de potenciómetros lineales.....	74
Figura 7.8: Representación de la extracción de datos en los muros para el tipo puntual (izq.) y el tipo potenciómetro lineal (der.)	75
Figura 7.9: Perfil de deformaciones unitarias promedio tipo puntual en muro M28-SC, para niveles bajos de drift.....	76
Figura 7.10: Perfil de deformaciones unitarias promedio tipo puntual en muro M28-SC, para niveles altos de drift.....	76
Figura 7.11: Perfil de deformaciones unitarias promedio tipo potenciómetro lineal en muro M28-SC, para niveles bajos de drift.....	77
Figura 7.12: Perfil de deformaciones unitarias promedio tipo potenciómetro lineal en muro M28-SC, para niveles altos de drift.	78
Figura 7.13: Perfil de curvatura promedio en la altura en muro M28-SC.....	79
Figura 7.14: Zona de extracción de datos a lo ancho, correspondiente en muros gruesos.....	80
Figura 7.15: Estado de deformación del muro en la fibra extrema en compresión, muro M28-SC, para un drift de 0.483%.....	81
Figura 7.16: Zona de extracción de datos a lo largo, correspondiente en muros gruesos	82
Figura 7.17: Estado de deformación del muro visto desde su largo, muro M28-SC, para un drift de 0.483%	83
Figura 7.18: Curva Momento-Curvatura en muro M28-CC	84
Figura 7.19: Estado de deformación del muro en la fibra extrema en compresión, muro M28-CC, para un drift de 0.492%.....	85
Figura 7.20: Estado de deformación del muro visto desde su largo, muro M28-CC, para un drift de 0.492%	86
Figura 7.21: Curva Momento-Curvatura en muro M28-MC	87
Figura 7.22: Curva Momento-Curvatura en muro M14-SC.....	88
Figura 7.23: Perfil de deformaciones unitarias en 3D en muro M14-SC, para un drift de 0.109% ..	89
Figura 7.24: Perfil de deformaciones unitarias en 3D en muro M14-SC, para un drift de 0.350% ..	89
Figura 7.25: Perfil de deformaciones unitarias promedio tipo puntual en muro M14-SC, para niveles bajos de drift.....	91
Figura 7.26: Perfil de deformaciones unitarias promedio tipo puntual en muro M14-SC, para niveles altos de drift.....	91
Figura 7.27: Perfil de deformaciones unitarias promedio tipo potenciómetro lineal en muro M14-SC, para niveles bajos de drift.....	92
Figura 7.28: Perfil de deformaciones unitarias promedio tipo potenciómetro lineal en muro M14-SC, para niveles altos de drift.	93
Figura 7.29: Perfil de curvatura promedio en la altura en muro M14-SC.....	94
Figura 7.30: Zona de extracción de datos a lo ancho, correspondiente en muros delgados.....	95
Figura 7.31: Estado de deformación del muro en la fibra extrema en compresión, muro M14-SC, para un drift de 0.226%.....	96
Figura 7.32: Zona de extracción de datos a lo largo, correspondiente en muros delgados	97
Figura 7.33: Estado de deformación del muro visto desde su largo, muro M14-SC, para un drift de 0.432%	98
Figura 7.34: Curva Momento-Curvatura en muro M14-CC	99
Figura 7.35: Estado de deformación del muro en la fibra extrema en compresión, muro M14-CC, para un drift de 0.243%.....	100
Figura 7.36: Curva corte basal normalizado-drift, analizado en muro grueso y delgado sin confinamiento.....	101
Figura 7.37: Curva momento normalizado-curvatura, analizado en muro grueso y delgado sin confinamiento.....	102

Figura 7.38: Curva desplazamiento de techo-curvatura, analizado en muro grueso y delgado sin confinamiento.....	103
Figura 7.39: Perfil comparativo de deformaciones unitarias en muro grueso y delgado sin confinamiento.....	104
Figura 7.40: Curva corte basal normalizado-drift, analizado en muro grueso y delgado con confinamiento.....	105
Figura 7.41: Curva momento normalizado-curvatura, analizado en muro grueso y delgado con confinamiento.....	106
Figura 7.42: Curva desplazamiento de techo-curvatura, analizado en muro grueso y delgado con confinamiento.....	107
Figura 7.43: Curvas comparativas de corte basal-drift en muro grueso, diferenciadas por el tipo de confinamiento.....	108
Figura 7.44: Curvas comparativas de corte basal-drift en muro delgado, diferenciadas por el tipo de confinamiento.....	109
Figura 8.1: Análisis de un edificio a través de elementos no lineales (Ugalde, Parra, & López-García, 2018)	110
Figura 8.2: Curva Momento-Curvatura en muro M28-SC.....	111
Figura 8.3: Perfil de deformaciones unitarias en 3D en muro M28-SC, para un drift de 0.325% ..	112
Figura 8.4: Perfil de esfuerzos en 3D en muro M28-SC, para un drift de 0.325%	112
Figura 8.5: Distribución de la deformación unitaria en la altura de una columna (Hognestad, 1951)	113
Figura 8.6: Perfil de deformaciones unitarias promedio tipo potenciómetro lineal en muro M28-SC, para niveles bajos de drift.....	114
Figura 8.7: Perfil de deformaciones unitarias a lo largo del espécimen RWB (Dashti, Dhakal, & Pampanin, 2018)	114
Figura 8.8: Perfil de deformaciones unitarias a través de la sección de una columna rectangular (Hognestad, 1951)	115
Figura 8.9: Modelo idealizado de rótula plástica (Moehle, 2014)	116
Figura 8.10: Perfil de curvatura promedio en la altura en muro M28-SC.....	116
Figura 8.11: Estado de deformación del muro en la fibra extrema en compresión, muro M28-SC, para un drift de 0.483%.....	117
Figura 8.12: Falla del espécimen en un plano diagonal ensayada en laboratorio (Hube & de la Llera, 2015)	118
Figura 8.13: Estado de deformación del muro visto desde su largo, muro M28-SC, para un drift de 0.483%	119

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1: Características de cada muro ensayado (Hube & de la Llera, 2015)	7
Tabla 4.1: Resistencia a la tracción en elementos de hormigón preesforzado (American Concrete Institute ACI, 2008)	23
Tabla 5.1: Resumen de las propiedades de cada material utilizado en los modelos	47
Tabla 5.2: Área de cada elemento para un cubo de 4 [cm] de arista.....	54
Tabla 5.3: Área de cada elemento para un cubo de 2 [cm] de arista.....	54
Tabla 6.1: Características presentes en cada tipo de muro en estudio.....	57
Tabla 6.2: Detalle del refuerzo para muro tipo A sin estribos de borde.....	60
Tabla 6.3: Detalle del refuerzo para muro tipo A con estribos de borde y ganchos con doblez a 135°	61
Tabla 6.4: Detalle del refuerzo para muro tipo A con estribos de borde y ganchos con doblez a 90°	62
Tabla 6.5: Detalle del refuerzo para muro tipo B sin estribos de borde	65
Tabla 6.6: Detalle del refuerzo para muro tipo B con estribos de borde y ganchos con doblez a 135°	66
Tabla 7.1: Patrón de color y marcador para cada gráfico.....	68
Tabla 8.1: Valores característicos de corte y drift para cada uno de los muros	120

1. INTRODUCCIÓN

En Chile y el mundo, el principal y más estudiado material de construcción es el hormigón armado. Su utilización es altamente eficiente gracias a su buen comportamiento, donde, como es sabido, el hormigón trabaja a esfuerzos de compresión y el acero a esfuerzos de tracción. El estudio de este material nos ha llevado a comprender de mejor manera su natural comportamiento al ser sometidos a distintas condiciones de esfuerzos. Esto nos ha permitido predecir con gran exactitud los esfuerzos a los que se someterá un elemento estructural fijando un rango de fuerzas que se aplicará en él. Sin embargo, mientras más impredecibles sean estas fuerzas, menor grado de precisión se tendrá al momento de diseñar cada elemento. Un claro ejemplo y muy común en Chile son las fuerzas generadas por eventos sísmicos. A pesar de esto, se debe encontrar un equilibrio entre seguridad estructural y el costo que tendrá la obra, ya que los recursos son generalmente limitados y el mandante escogerá la mejor oferta.

A lo largo de la historia, el mundo ha sido azotado por grandes movimientos sísmicos, tales como el gran terremoto de Valdivia en el año 1960, el terremoto de Haití en el año 2010, el de Concepción en el año 2010 y el de Japón en el año 2011, entre otros. Específicamente se ha estudiado ampliamente estos comportamientos en Chile y en las regiones con alta intensidad sísmica como California, Nueva Zelanda, Japón, entre otros. Es por esto que se requiere cada vez más precisión en el cálculo de las estructuras y, por sobre todo, en zonas donde los materiales entran en el rango más allá de la linealidad en la relación esfuerzo - deformación. El buen diseño de los muros en una estructura es fundamental para su comportamiento global en el desempeño sísmico, por lo que su estudio teórico es muy importante. Sin embargo, es poco lo que se ha estudiado teóricamente sobre el comportamiento de muros en su dirección débil, es decir, a través de su ancho y para poder realizarlo es necesario un estudio tridimensional de muros. Uno de los motivos por los que no se realiza este tipo de estudios es porque nos interesa mayoritariamente el comportamiento en su dirección longitudinal o fuerte, ya que es la dirección donde el muro realmente está contribuyendo rigidez, sin embargo, al estudiar su comportamiento a lo ancho, se comprende tanto los mecanismos de transmisión interna de esfuerzos como de falla en su estado último, propagación de grietas, etc.

En el presente trabajo se generan modelos tridimensionales de muros de hormigón armado a través de un sistema reticulado de elementos no lineales unidos por nodos que compatibilizan las fuerzas y desplazamientos de cada uno de ellos. Con esta modelación se pretende representar tipo de falla frágil con un patrón de “plano inclinado” que se aprecia a lo ancho del muro y que fueron observados durante el terremoto de Maule de 2010 en muros delgados. Dicha falla se ubica en alguno de los bordes libres, precisamente en la base donde el momento es mayor.

Para un mayor entendimiento del comportamiento a modelar y del tipo de falla a producirse, se muestra en la Figura 1.1 y Figura 1.2 lo antes mencionado.

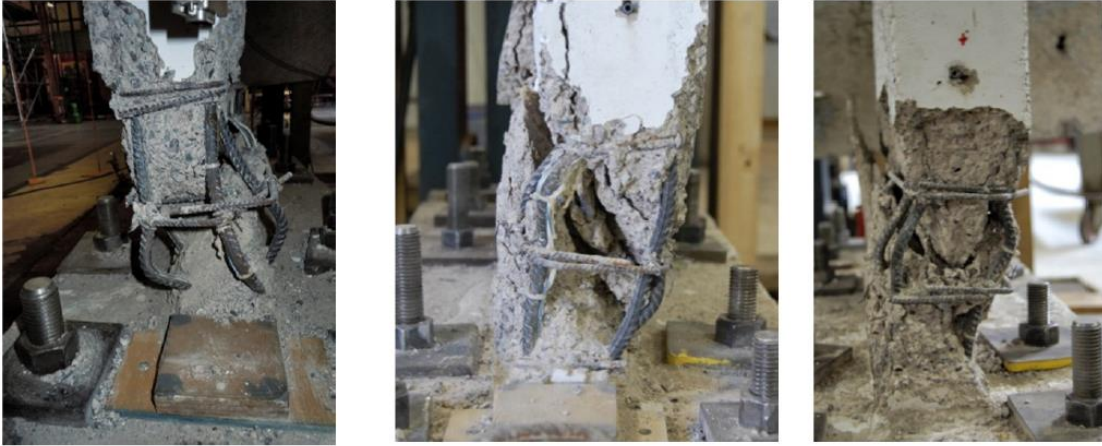


Figura 1.1: Falla en plano diagonal ensayada en laboratorio (Hube & de la Llera, 2015)



Figura 1.2: Falla en plano diagonal producida luego del terremoto de Maule de 2010 (Hube & de la Llera, 2015)

Como se aprecia en la Figura 1.1 los muros delgados que fueron ensayados en laboratorio sufrieron el patrón de falla en forma de “X”, sin embargo, al ser el hormigón un material no homogéneo en su totalidad, la grieta se genera en una zona más débil y se extiende diagonalmente, apareciendo en algunos casos solo una diagonal del patrón esperado. Adicionalmente, en la Figura 1.2 nos encontramos con un muro delgado que tuvo roturas importantes luego del terremoto de Maule de 2010, formándose un patrón de falla similar, donde se ve que el hormigón luego de tantos ciclos de carga se trituró y quedó a la vista las zonas más y menos propensas al daño.

2. OBJETIVOS

2.1. Generales

Se intenta replicar, a través de la utilización de un software computacional, un tipo de falla que se observó especialmente en muros delgados de hormigón armado durante el terremoto de Maule de 2010. Dicho procedimiento busca verificar el mecanismo de formación y propagación de la falla que controla el desempeño de los muros asociados a su zona de compresión y al comportamiento en el ancho de estos. Junto a lo señalado previamente, se intenta cuantificar la fragilidad de muros delgados de hormigón armado en comparación con muros gruesos de similares características.

2.2. Específicos

- Proponer un tipo de modelo de elementos de hormigón armado que incorpore el comportamiento de los esfuerzos en todas sus direcciones. Para esto se utilizará un modelo que represente la estructura en sus tres dimensiones y así poder determinar los esfuerzos en el ancho del elemento.
- Comparar el comportamiento de muros rectangulares planos sin confinamiento de borde de hormigón armado de diferentes espesores.
- Comparar el comportamiento de muros de hormigón armado bajo distintas configuraciones de confinamiento de borde, considerando el refuerzo transversal utilizado en muros que fallaron durante el terremoto de Maule de 2010.
- Cuantificar la diferencia de los distintos muros en términos de ciertos parámetros característicos que permitan visualizar el comportamiento de una forma apropiada. Tales parámetros corresponden a desplazamiento de techo, deformación unitaria, curvatura, esfuerzos internos, momento en la base, corte basal, entre otros.
- Replicar específicamente un tipo de falla frágil en muros de hormigón armado dominados por flexo-compresión que se presenta en la zona de compresión en la base de estos. La falla consiste en franjas dispuestas a lo ancho del muro y con orientación diagonal cruzadas formando una “X”. Estas se presentan en ensayos experimentales de compresión de probetas rectangulares y cilíndricas, además de columnas en compresión pura. Dichas fallas fueron replicadas experimentalmente por los profesores Hube y de la Llera (Hube & de la Llera, 2015) y se visualizaron en ciertos muros delgados en el terremoto de Maule de 2010.

3. ESTADO DEL ARTE

3.1. Desempeño de muros de HA durante el terremoto de Maule de 2010

El terremoto de Maule de 2010 trajo consigo además de daño a las construcciones e infraestructura en general, información valiosa para ser estudiada, analizada y utilizada en nuevos métodos de diseño y cambios en las normativas vigentes de diseño sismorresistente. Dentro de los daños que trajo, y de los temas que tratará esta memoria, fue la notoria fragilidad que presentaron los muros de bajo espesor y/o confinamiento casi nulo o poco efectivo que hubo en la zona de máxima compresión. Se aprecia este daño en muros delgados analizados por el profesor Westenenk (Westenenk, et al., 2012) en su estudio de los edificios de hormigón armado posterior al terremoto de Maule de 2010. Se aprecia en la Figura 3.1, que los muros perdieron total capacidad de resistir las sollicitaciones sísmicas e incluso gravitacionales, donde se ve un comportamiento frágil. Se aprecia además el bajo y nulo confinamiento que en conjunto se vuelven propensos a daño severo.



Figura 3.1: Falla en muros delgados y/o con confinamiento poco efectivo (Westenenk, et al., 2012)

Otro ejemplo de esto se aprecia en la Figura 3.2, donde el confinamiento en este caso no es tan bajo pero al colocar los estribos con ganchos a 90 grados estos no logran ser efectivos a la hora de confinar ya que el hormigón tiende a expandirse y a abrir estos estribos, todo esto junto al bajo espesor de muro es fatal ante acciones sísmicas. La fotografía fue tomada tiempo después del terremoto de Maule de 2010.



Figura 3.2: Confinamiento con estribos a 90 grados (foto: J. Wallace)

Alarcón (Alarcón, Hube, Jünemann, & de la Llera, 2015) indica que luego del terremoto de Valparaíso de 1985, el diseño en la construcción fue evolucionando, los edificios comenzaron a ser

más altos y más esbeltos. El grosor de los muros fue disminuyendo, pero la densidad de muros permaneció constante. Indica también que la mayoría de los edificios dañados para el terremoto de Maule de 2010 fueron construidos después del año 2000, y en muchos casos fueron edificios de 20 pisos con muros delgados de alrededor de 15 a 20 [cm] de espesor. El aumento del esfuerzo axial producto del bajo espesor jugó un rol importante en el daño de estos edificios, produciéndose la observada falla frágil que tuvieron.

Wallace (Wallace, et al., 2012) indica que por lo general, el daño se concentró a una altura corta de entre uno y tres veces el espesor del muro porque el pandeo de las barras verticales de borde condujo a la concentración de daños. El recubrimiento de aproximadamente 2 [cm] por cada lado, da como resultado una reducción del 20% a 27% en el grosor del muro. Una vez que se agrieta el recubrimiento, los ganchos de 90 grados utilizados en el refuerzo transversal se vuelven inefectivos y se abren. El gran espaciamiento del refuerzo transversal y esta apertura de los ganchos de 90 grados contribuyen al pandeo de las barras verticales de borde y el posterior daño severo a la zona de compresión.

Massone (Massone, et al., 2012) propone que la razón entre área de muros y área de planta en edificaciones en Chile no ha cambiado significativamente desde 1985, pero a pesar de esto la cantidad de pisos sí lo ha hecho, conduciendo esto a mayores esfuerzos axiales en el primer piso y primer subterráneo. Esto se basa en el estudio que propone Calderón (Calderón, 2006), donde estima que un 78% de las construcciones tiene una razón de áreas (Área de muros/Área de planta) de entre 1.5% a 3.5%, y como promedio un valor de alrededor de 3%, esto con una variación relativamente pequeña a lo largo de los años (ver Figura 3.3). A pesar de que este valor ha sido constante en el tiempo, el número de pisos promedio se ha ido incrementando desde 1990 de 15 a 25.

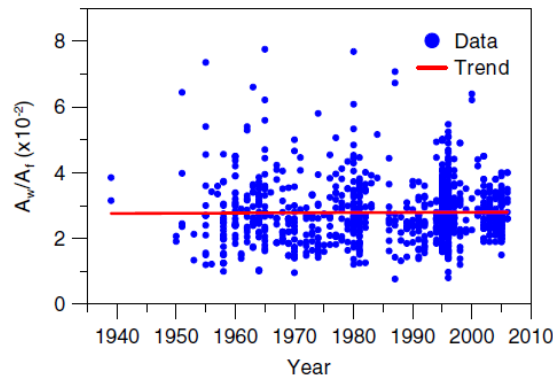


Figura 3.3: Razón de áreas en edificios chilenos a través de los años (Massone, et al., 2012)

Para considerar el impacto del incremento en la altura de los edificios, el autor propone el parámetro d_{np} (razón entre el área de muros en una dirección del edificio y el peso del edificio), donde el valor medio de d_{np} disminuyó aproximadamente de 0.003 [m^2/tf] (usual en edificios chilenos antes de 1985) a 0.002 [m^2/tf] (usual en edificios chilenos después de 1985) (ver Figura 3.4). Estos valores nos indican que el valor promedio del esfuerzo axial en muros se ha incrementado de aproximadamente $0.09A_gf'_c$ (antes de 1985) a $0.18A_gf'_c$ (después de 1985) para un valor de f'_c de 25 [MPa].

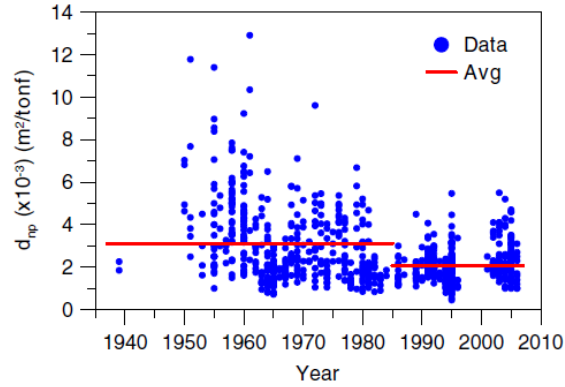


Figura 3.4: Variación del parámetro d_{np} a lo largo de los años (Massone, et al., 2012)

Se realizó un estudio simple para evaluar más a fondo el nivel probable de esfuerzo axial en edificios chilenos utilizando dos enfoques, uno basado en razón de áreas (A_w/A_f) y otro basado en áreas tributarias de muros. El estudio basado en las razones de área arrojó que para una razón de áreas de 0.06, la razón de esfuerzo axial aumentó de un poco menos de $0.01A_g f'_c$ a casi el doble, esto de 10-15 pisos, a 20-25 pisos. Y para el estudio basado en áreas tributarias, los resultados indicaron que los muros individualmente podrían tener razones de esfuerzo axial mucho más altas, en un rango de 0.2 a $0.4A_g f'_c$ para 15 a 20 pisos. Estos resultados fueron respaldados por información de diseño de 10 edificios diferentes diseñados entre el 2000 y el 2006 donde las razones de esfuerzo axial para cargas de gravedad combinada con cargas laterales sísmicas estuvieron entre un 20% y 50% con un valor promedio de 35% (ver Figura 3.5) (Massone, et al., 2012).

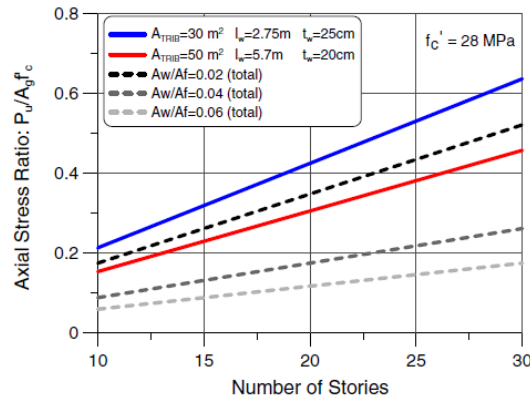


Figura 3.5: Estimación de la razón de carga axial en función del número de pisos (Massone, et al., 2012)

La importancia de estos trabajos es introducir los tipos de falla que ocurrieron en muros de hormigón armado durante el terremoto de Maule de 2010 y que tienen relación con el bajo espesor y la elevada carga axial que se le estaba aplicando a los elementos estructurales. Características relacionadas con el tema de esta memoria.

3.2. Ensayos experimentales de muros delgados

Un estudio realizado por los profesores Hube y de la Llera (Hube & de la Llera, 2015) resume un trabajo experimental de nueve muros esbeltos de hormigón armado. El objetivo fue comprender de una mejor forma las fallas de tipo frágil que sufrieron ciertos muros en el terremoto de Maule de 2010. Para determinar el muro de referencia se realizó un análisis estadístico de muros que presentaron este tipo de falla en 5 edificios dañados. Los muros se escalaron 1:2 y fueron sometidos a carga vertical constante junto a ciclos de desplazamiento horizontal de amplitud creciente.

A cada uno de los muros se le atribuyó una característica distinta para poder medir el efecto de ésta frente al muro de referencia. Se aprecia en la Tabla 3.1 las características de cada uno, para mayor información dirigirse a la bibliografía señalada.

Muro	Propósito del ensayo	t_w [mm]	h_w [mm]	M/Vl_w	RCA	ρ_s [%]	ρ_l [%]	ρ_t [%]
W1	Muro de referencia	100	1600	2.5	0.15	0.45	0.74	0.44
W2	Carga axial media	100	1600	2.5	0.25	0.45	0.74	0.44
W3	Carga axial elevada	100	1600	2.5	0.35	0.45	0.74	0.44
W4	Espesor	75	1600	2.5	0.15	0.49	0.99	0.46
W5	Razón de aspecto M/Vl_w	100	1180	1.9	0.15	0.45	0.74	0.44
W6	Armadura vertical uniforme	100	1600	2.5	0.15	0.45	1.34	0.44
W7	Detalle armadura horizontal	100	1600	2.5	0.15	0.45	0.74	0.44
W8	Armadura adicional de confinamiento	100	1600	2.5	0.15	0.45	0.74	0.44
W9	Trabas adicionales de confinamiento	100	1600	2.5	0.15	0.45	0.74	0.44

Tabla 3.1: Características de cada muro ensayado (Hube & de la Llera, 2015)

La sigla “RCA” significa razón de carga axial, y representa la fracción de la carga axial teórica total que puede resistir un elemento estructural a partir de su resistencia a la compresión axial pura. Mientras que la razón de aspecto es la relación entre el alto y el largo del muro, el que se utiliza para medir el nivel de esbeltez de este.

Los muros W1, W2 y W3 son iguales en dimensiones y armadura, pero se les aplicó distinta carga axial, además de no poseer armadura especial de confinamiento en ninguno de estos 3 casos. El muro W4 se diseñó con un espesor más bajo de 75 [mm]. El muro W5 es igual al W1 pero con altura inferior de 1180 [mm]. Los muros W6, W7, W8 y W9 son iguales en geometría y carga que el W1, pero con modificaciones a su armadura.

El comportamiento y el tipo de falla estuvieron controlados para todos los muros por flexo-compresión, tal como se estimaba por su alta razón de aspecto. Se visualiza en las siguientes imágenes el modo de fallar de cada espécimen, visto desde su ancho ya que es el comportamiento que interesa para la presente memoria (ver Figura 3.6 y Figura 3.7).



Figura 3.6: Muros W1, W2 y W3 de izquierda a derecha (Hube & de la Llera, 2015)



Figura 3.7: Muros W1, W7, W8 y W9 de izquierda a derecha (Hube & de la Llera, 2015)

A partir de estos ensayos experimentales, y en relación al tema de la presente memoria, se deducen los siguientes puntos a analizar. Se aprecia la fragilidad con que fallaron cada uno de los muros, donde el hormigón en la zona de compresión superó su capacidad y se trituró producto de los ciclos de carga creciente. Una vez que el hormigón del recubrimiento se desprendió y dejó de confinar al refuerzo vertical de borde, este se pandeó en casi todos los muros ensayados, ya que existía poco o nulo confinamiento de borde. Se aprecia en prácticamente todos los muros un mismo patrón de falla con respecto a la orientación de la fractura principal del hormigón en la zona de compresión. Se observa una fractura con orientación diagonal a una altura de no más de uno a dos veces el ancho del muro, provocando esto inestabilidad del espécimen y permitiendo un posterior pandeo fuera del plano.

Por último, señalar y a tener en cuenta para el transcurso de esta memoria, el muro W2 que se cargó a una RCA de 0.25, presenta una de las fracturas más evidentes en orientación diagonal y a una altura de 1 a 2 veces el ancho del muro. Recordando además que su razón de aspecto fue de 2.5.

3.3. Comportamiento fuera del plano

El estudio del comportamiento fuera del plano en muros de hormigón armado se ha orientado, en la mayoría de los casos, hacia el pandeo local de muros esbeltos. Este tipo de inestabilidad está identificada como un modo de falla en muros rectangulares de hormigón armado, y ha generado inquietudes sobre el desempeño de los edificios diseñados con las normativas actuales. Este pandeo fuera del plano está limitado generalmente a una zona extrema del muro donde los esfuerzos verticales y las deformaciones de compresión producidas por la flexión cíclica en el plano son elevados.

Una de las formas de abordar este modo de falla es ensayando columnas que representan las zonas de borde de los muros de hormigón armado. Chai y Elayer (Chai & Elayer, 1999) estudiaron esta inestabilidad idealizando la zona de borde del muro como una columna de hormigón armado cargada axialmente (ver Figura 3.8).

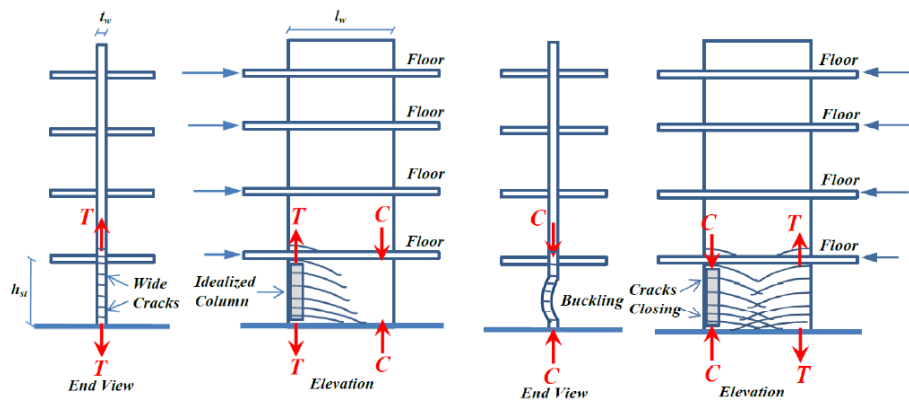


Figura 3.8: Idealización de zona de borde en muros a través de columnas (Dashti, Dhakal, & Pampanin, 2017)

Dashti (Dashti, Dhakal, & Pampanin, 2017) realizó un estudio donde se ensayaron 3 muros rectangulares de hormigón armado diseñados bajo la actual norma de hormigón armado de Nueva Zelanda y ensayada bajo cargas cíclicas en su plano. Los parámetros principales que se identificaron que controlan este modo de falla fueron espesor de muro, largo de muro y relación de carga axial, sin embargo, no se logró ensayar el muro con control de carga axial por problemas en el laboratorio.

El primer muro corresponde al muro de referencia (RWB), el segundo muro (RWT) presenta un espesor aumentado en un 8% comparado con el de referencia, y el tercer muro (RWL) presenta un largo disminuido en un 20% comparado con el de referencia. El estudio concluyó que el muro RWT y el RWL al deformarlos a un drift de 1.5% no presentan gran deformación fuera del plano. Sin embargo, al llegar al 2% de drift en los tres muros, se observa gran deformación fuera del plano en el muro RWB en comparación con RWT y RWL (ver Figura 3.9). El patrón de falla de los muros RWB y RWT fueron similares, produciéndose fractura y pandeo de barras verticales de borde, junto a un deterioro de la resistencia al llegar a un 2% de drift. El patrón de falla del muro RWL fue puramente inestabilidad fuera del plano sin fractura ni pandeo de barras verticales de borde, no habiendo deterioro de la resistencia al aumentar la deformación fuera del plano. Sin embargo, al llegar a un drift de 3% presentó una caída abrupta de la resistencia (ver Figura 3.10 y Figura 3.11).

La importancia de este trabajo es evidenciar la existencia de fallas en muros fuera de su plano y lo importante que es comprender a totalidad su mecanismo de formación, propagación y control de estas.

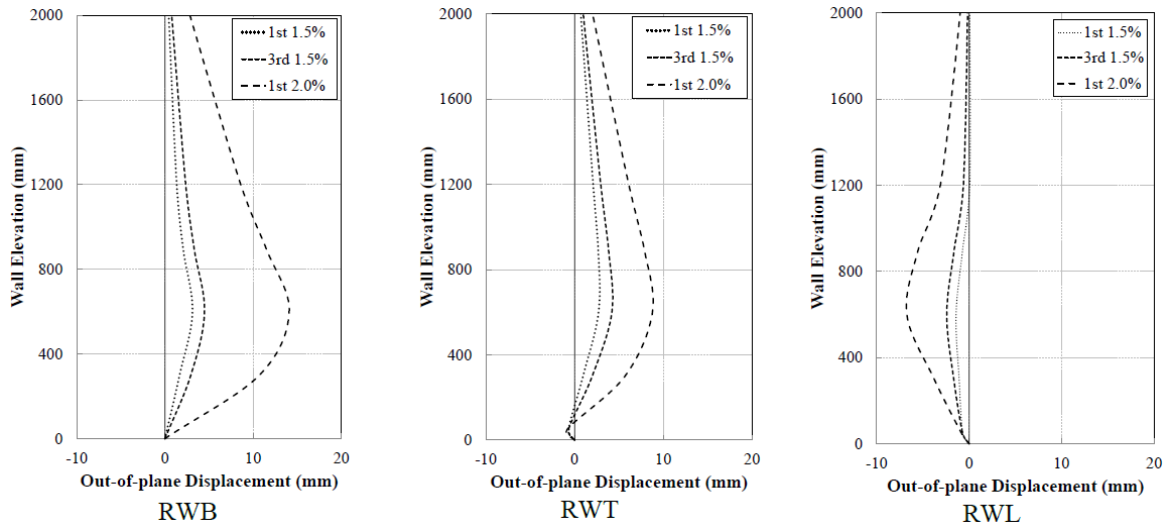


Figura 3.9: Deformación fuera del plano de cada muro ensayado (Dashti, Dhakal, & Pampanin, 2017)



Figura 3.10: Muro de referencia, RWB (Dashti, Dhakal, & Pampanin, 2017)

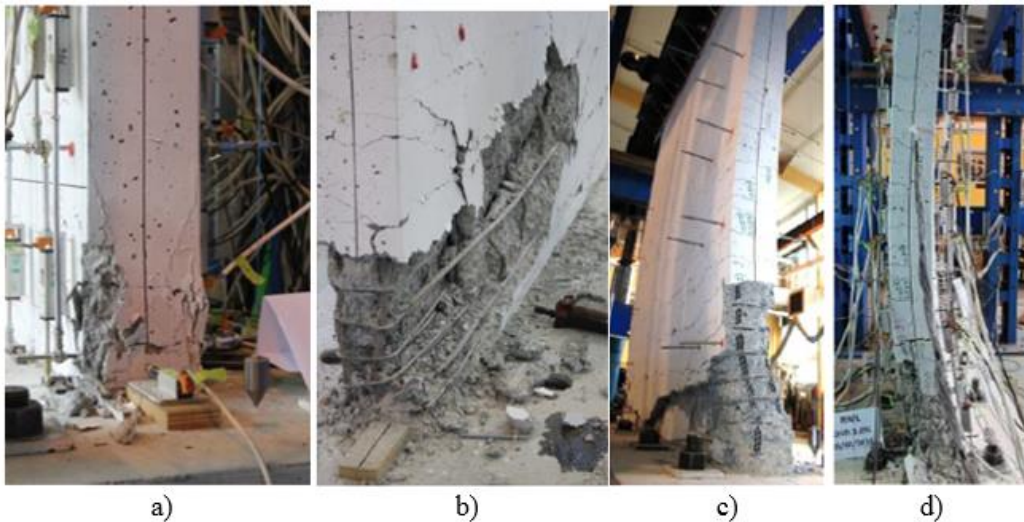


Figura 3.11: Muros a y b correspondientes a RWT, c y d correspondientes a RWL (Dashti, Dhakal, & Pampanin, 2017)

3.4. Mecanismo de formación de grietas en probetas cargadas axialmente

Bazant (Bazant & Xiang, 1997) nos indica que en materiales cuasi-frágiles (un material frágil es aquello que se fractura a baja deformación, uno cuasi-frágil presenta parcialmente esta característica), como lo es el hormigón, la falla a la compresión dúctil es solo posible bajo presiones altas de confinamiento lateral. Tales presiones en materiales cuasi-frágiles no se pueden desarrollar naturalmente. Macroscópicamente las fallas de corte generalmente son observables, pero su mecanismo físico microscópico es diferente. Normalmente consiste en microgrietas de tracción inclinadas a la dirección de corte.

El autor propone 3 mecanismos microscópicos diferentes de generación de fracturas por compresión. El primero corresponde a poros que causan apertura de microgrietas producto de esfuerzos axiales que se inician en el poro (ver Figura 3.12-(a)). Esta grieta puede crecer desde el poro hasta una cierta distancia finita, la que es del mismo orden de magnitud del diámetro del poro.

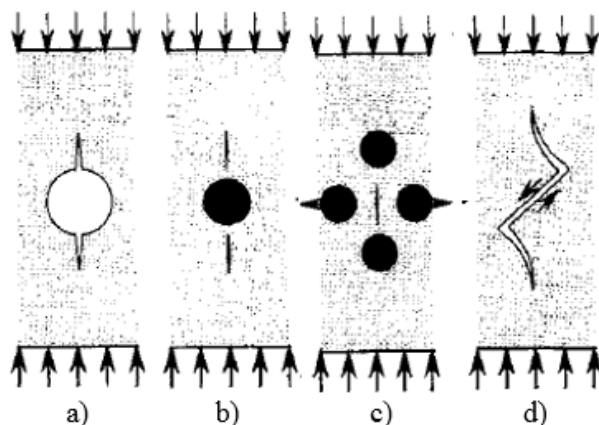


Figura 3.12: Irregularidades en probetas que generan la formación de grietas (Bazant & Xiang, 1997)

El segundo mecanismo corresponde a esfuerzos de tracción que se generan a cierta distancia por encima y por debajo de los agregados (ver Figura 3.12-(b)). Sin embargo, es más severo cuando existen grupos de agregados (ver Figura 3.12-(c)). Esta grieta puede crecer desde el agregado hasta una cierta distancia finita, la que es del mismo orden de magnitud del diámetro del agregado. Por último, el tercer mecanismo se genera en un material sin poros y sin agregados, donde las grietas se producen por superficies débiles inclinadas. El deslizamiento de grietas inclinadas produce que se generen otras grietas curvas que se van orientando hacia la dirección de compresión, llamadas grietas punta de ala (wing-tip cracks). La longitud de estas grietas es también del mismo orden de magnitud que las grietas diagonales que las forman (ver Figura 3.12-(d)).

Por último el autor indica que la hipótesis de fractura a la compresión, está determinada teóricamente por el tipo de apoyo en que los especímenes estén sujetos (ver Figura 3.13). La importancia de este paper es entender la formación de grietas bajo distintas condiciones de apoyo de los elementos estructurales.

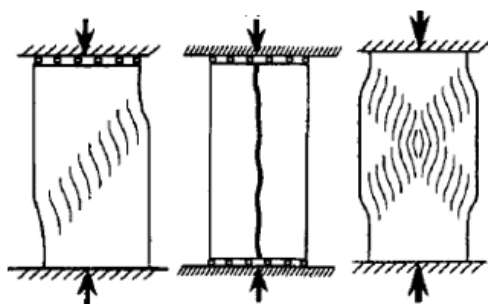


Figura 3.13: Fractura en probetas en función del tipo de apoyo (Bazant & Xiang, 1997)

3.5. Utilización de EF no lineales para modelación de elementos de HA

El método de los elementos finitos (MEF) es el método numérico más utilizado en la actualidad para determinar soluciones numéricas de cualquier cuerpo, estructura o medio continuo sometido a distintos estados y condiciones de borde que determinan el comportamiento físico del problema. Su implementación está tan ampliamente usada que abarca las más diversas disciplinas de la ciencia y la tecnología. En el método de los elementos finitos el principio básico es el de representar un cuerpo continuo a través de elementos discretos que forman un mallado, el que se llama discretización. Cada elemento finito es más simple en geometría y, por lo tanto, es más fácil de analizar que la estructura real. Todo elemento finito está conectado a otro a través de nodos donde las condiciones iniciales y de borde son aplicadas y los grados de libertad son calculados. Entre nodos, las variables del problema son calculadas a través de una interpolación. Usualmente, el análisis incluye un gran número de ecuaciones diferenciales muy complejas a determinar y está en la habilidad de cada ingeniero poder disminuir los recursos computacionales que se requiere simplificando la labor del computador y haciendo la tarea más eficiente.

A través del libro “Finite Element Procedures”, Klaus-Jürgen Bathe (Bathe, 2014) nos habla del origen de este método. Dice ser bastante difícil de identificar una fecha de invención, pero las raíces de este remontan a 3 grupos de investigación independientes: matemáticas aplicadas, físicos e ingenieros, sin embargo, el MEF obtuvo su real avance con el desarrollo de los ingenieros.

Desde principios de la década de los 60', se ha dedicado una gran cantidad de investigaciones a perfeccionar la técnica y un gran número de publicaciones están disponibles. Dentro de las cuales destacan las publicaciones de J. H. Argyris y S. Kelsey; M. J. Turner, R. W. Clough, H. C. Martin, L. J. Topp; y R. W. Clough. Dentro de las contribuciones más actuales destacan J. H. Argyris, O. C. Zienkiewicz y Y. K. Cheung.

La técnica de elementos finitos (EF) utilizada en la memoria corresponde a elementos discretos uniaxiales que nos permiten introducir el comportamiento del material a través de una secuencia de puntos de fuerza y desplazamiento. A través de estos elementos es que se construye la estructura al igual que un enrejado de barras espaciales trabajando uniaxialmente. Es importante mencionar que en la literatura no se encontró ningún estudio donde se modelen muros de hormigón armado a través de los mencionados elementos uniaxiales no lineales formando un reticulado donde se considere el ancho del muro tridimensionalmente. Sin embargo, es importante analizar otros estudios donde se utilice el método de elementos finitos no lineales que modelen estructuras de hormigón armado para poder entender su comportamiento y las implicancias del método.

3.5.1. Modelado de una viga de HA con elementos uniaxiales no lineales

Un estudio hecho por Girgin (Girgin, Koutromanos, & Moharrami, 2016) presenta el modelado de una viga en voladizo de hormigón armado a través de elementos finitos no lineales usando un método basado en enrejados, y un algoritmo que incluye el pandeo de barras de refuerzo. Este método es similar al utilizado en la presente memoria.

El modelado se realizó en el software OpenSees, en el que se utilizaron 3 tipos de elementos. En primer lugar elementos no lineales tipo enrejado (Nonlinear Truss Elements) verticales, horizontales y diagonales para representar el hormigón y el acero de refuerzo. El segundo tipo son elementos con un modelo no lineal tipo viga basado en fuerzas viga-columna (Force-Based Beam-Column Element) para representar propiedades uniaxiales de concreto y acero. Se utilizó un tercer tipo de elemento basado en modelos de fibra (Fiber-based model), el cual considera los efectos de deslizamiento de las barras longitudinales desde la viga al anclaje.

El modelo utilizado para el material de acero incluye la posibilidad de pandeo y ruptura, el cual fue desarrollado por Kim y Koutromanos (Kim & Koutromanos, 2016). Por otro lado el modelo que se utilizó para el material de hormigón es el propuesto por Lu y Panagiotou (Lu & Panagiotou, 2014).

Se presenta en la Figura 3.14 el comportamiento de esta viga al momento en que se inicia la degradación de su resistencia, mostrando los valores de deformación de cada una de las barras. Junto a esto se visualiza cómo se realizó el modelado de tipo enrejado para poder representar la viga en cuestión.

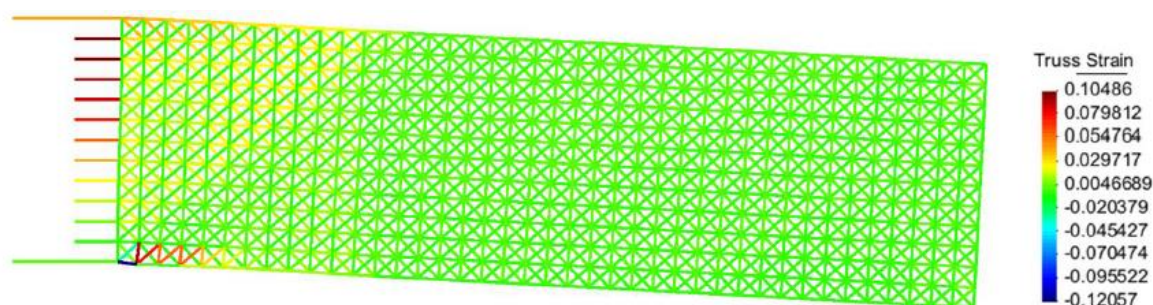


Figura 3.14: Modelo de viga en voladizo a partir de EF no lineales

3.5.2. Modelado de un cubo de hormigón liviano con EF no lineales

Para la comprensión de los mecanismos de falla de elementos de hormigón se presenta el estudio realizado por Goh (Goh, Mohamad, Abdullah, & Samad, 2014), donde se realiza un análisis de elementos finitos modelando un ensayo de compresión de un cubo de hormigón liviano. En este estudio se presentó un modelo de elementos finitos no lineal 3D para analizar el comportamiento de un cubo de hormigón liviano sujeto a cargas de compresión para obtener su resistencia. Para esto se empleó el software ABAQUS.

Para determinar la resistencia a compresión experimentalmente se ha ensayado un espécimen de hormigón liviano de las mismas características y dimensiones que el que se analizará con EF. Las propiedades del material para ser ingresado al análisis de EF fueron obtenidas del ensayo real realizado con anterioridad para poder calcular los parámetros de daño plástico del hormigón. Se hicieron pruebas para determinar el mejor mallado que entregara los resultados con mejor precisión y un tiempo razonable de análisis. Los resultados de cada cubo con distinto mallado se comparó con los resultados del ensayo experimental, arrojando que el mallado con 1000 elementos se ajustaba de mejor manera.

Los resultados para los investigadores fueron satisfactorios ya que el comportamiento del modelo de EF fue razonablemente similar al ensayo experimental, tal como lo habían predicho, tanto en su curva de comportamiento como en la propagación de las grietas.

Lo que interesa rescatar de este estudio para la memoria son los siguientes puntos. El estudio se asemeja a la memoria en cuanto al modelado volumétrico de una estructura, su no linealidad y condiciones de borde que se le somete. Al ser un elemento rectangular las zonas más propensas a expandirse bajo cargas compresivas y generar las primeras grietas, son las esquinas. Esto es debido al comportamiento que tienen los materiales producto del efecto Poisson que tiende a redistribuir el material que se contrae en dirección de la carga hacia las otras dos de forma tal que el mismo material y su geometría se lo permitan. Este comportamiento es un punto importante que se analizará más adelante en la memoria y que se debe tener presente. Para poder visualizar de mejor manera lo antes descrito se presenta la Figura 3.15. En esta imagen se presenta el estado de deformación del cubo una vez alcanzado su carga máxima, donde el color rojo indica la mayor deformación de tracción.

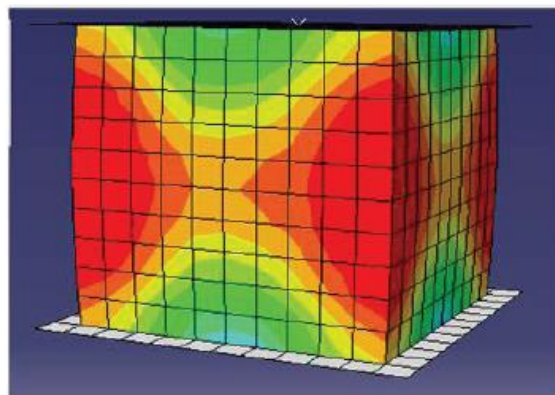


Figura 3.15: Estado de deformación de un cubo de HA sometido a esfuerzos compresivos (Goh, Mohamad, Abdullah, & Samad, 2014)

Y para finalizar, un segundo punto a rescatar de este estudio es la propagación que tienen las grietas, en función de las máximas deformaciones que tiene cada elemento finito. Se presenta en la Figura 3.16 un estado posterior, donde se aprecia que el material ya no es capaz de resistir más carga en las esquinas y grandes deformaciones se comienzan a presentar en dirección hacia el centro de este.

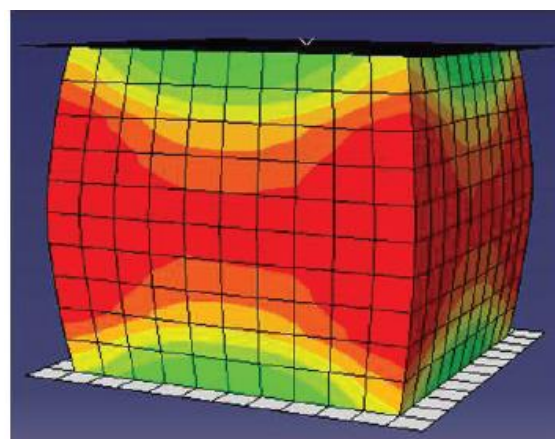


Figura 3.16: Cubo de HA en un estado de deformación elevado (Goh, Mohamad, Abdullah, & Samad, 2014)

3.5.3. Modelado de un cilindro de hormigón con EF no lineales

Se analiza un reporte hecho por Murray (Murray, Abu-Odeh, & Bligh, 2007) para el U.S. Department of Transportation donde se modelan probetas a partir de EF no lineales a través del software LS-DYNA. El autor se basa en el estudio antes mencionado hecho por Bažant (Bažant & Xiang, 1997) donde propone los modos de falla de la Figura 3.13, los cuales intentó reproducir.

El autor propone distintos cilindros en estudio bajo distintas condiciones de apoyo, sin embargo, se analizará los que más se aterricen a la presente memoria. Primero es importante mencionar que todos los cilindros analizados tienen las dimensiones de 30.48 [cm] de alto (12 pulgadas) y 15.24 [cm] de diámetro (6 pulgadas). Al material se le asignan las propiedades no lineales y se le aplica una carga de compresión y descompresión no confinada, a una velocidad constante y uniforme.

El primero consiste en un cilindro con sus dos extremos totalmente fijos, los que luego de llegar a la falla presenta las franjas de daño visualizadas en la Figura 3.17-(b). Además, la Figura 3.17-(a) nos muestra el daño producido en la zona de la mitad del cilindro, en el cual se ve una leve disminución, lo que nos indica que en la periferia del cilindro el daño es mayor. Y también se puede ver el daño cuando el cilindro es rotado 90 grados en torno al eje vertical, presentado en la Figura 3.17-(c). Se puede ver que las fallas producidas en los cilindros tienen un comportamiento muy similar al descrito anteriormente en la Figura 3.13 por lo que se puede indicar que se recreó el modo de falla de forma exitosa.

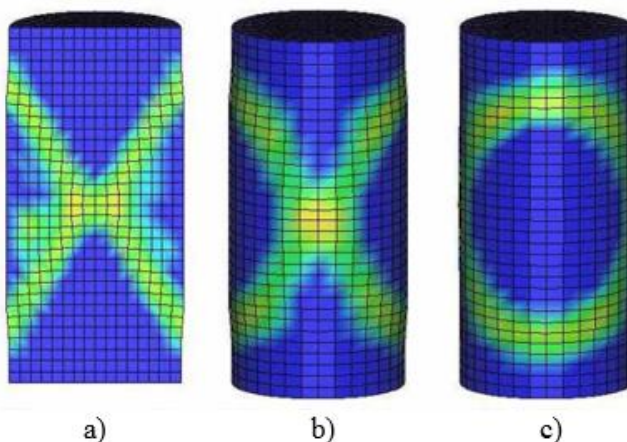


Figura 3.17: Deformaciones en probeta cilíndrica de EF no lineales con cada extremo fijo (Murray, Abu-Odeh, & Bligh, 2007)

En el segundo cilindro se le ha restringido a cada extremo el desplazamiento lateral, esto para que no exista desplazamiento relativo entre cada extremo, sin embargo, se le ha permitido la rotación. El primer elemento de la Figura 3.18-(a) nos muestra el estado de la mitad del cilindro una vez transcurrido 0.4 segundos desde el inicio, el segundo (b) a 1 segundo, y el tercero (c) a 3 segundos. Por último, el cuarto cilindro (d) nos muestra el daño en el borde de este transcurridos 3 segundos. Se aprecia mayor daño justo en los bordes.

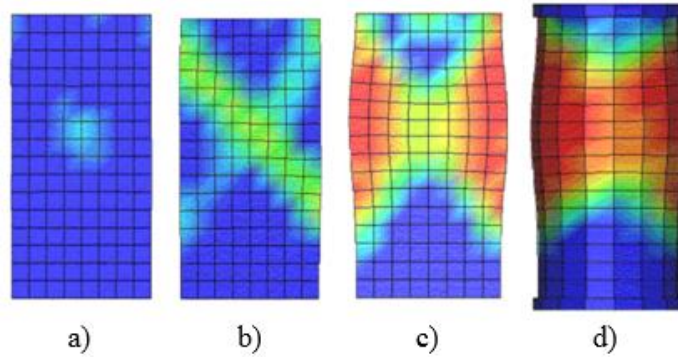


Figura 3.18: Deformaciones en probeta cilíndrica de EF no lineales con extremos restringidos al desplazamiento lateral y permitidos en rotación (Murray, Abu-Odeh, & Bligh, 2007)

3.5.4. Falla al corte en modelos reticulares de EF de HA

Cuando se modelan estructuras de material continuo con EF discretos formando un enrejado, es importante reconocer el tipo de falla en función del comportamiento que se observa en cada elemento. En particular, nos interesa saber cómo se presenta una falla al corte y como identificarla en el modelo. Para esto se analiza un estudio realizado por Moharrami (Moharrami, Koutromanos, & Panagiotou, 2015). El autor usa un modelo reticulado no lineal para capturar la respuesta dominada por corte de dos columnas de hormigón armado bajo cargas cíclicas. El análisis fue desarrollado con el software OpenSees. Las leyes constitutivas de los materiales fueron utilizadas del estudio hecho por Lu y Panagiotou (Lu & Panagiotou, 2014).

Para validar los modelos se utilizaron pruebas en columnas ensayadas por Priestley (Priestley, Seible, Xiao, & Verma, 1994). En la Figura 3.19 se muestra la configuración de los especímenes y su correspondiente modelo reticulado.

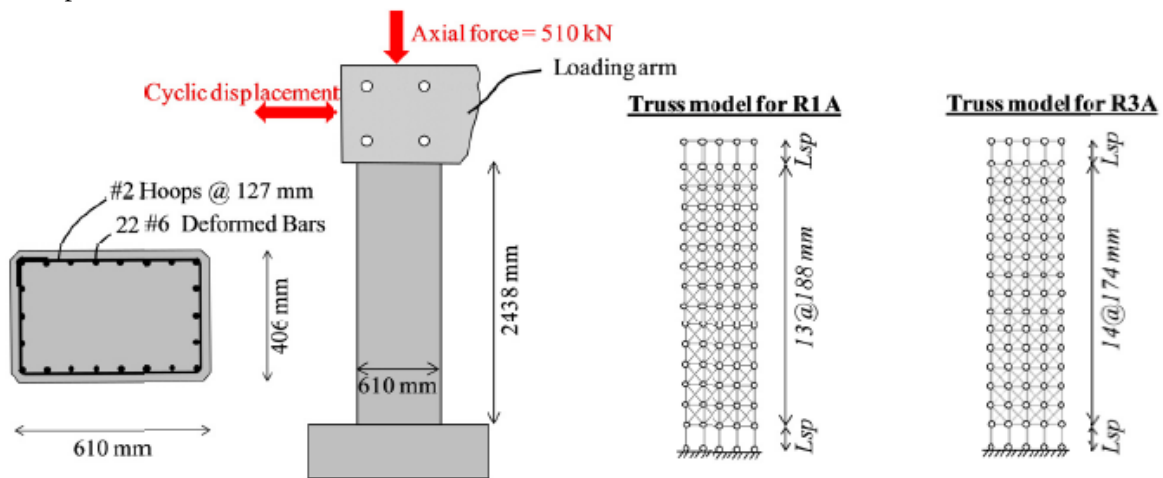


Figura 3.19: Configuración de los especímenes y su correspondiente modelo reticulado (Moharrami, Koutromanos, & Panagiotou, 2015)

El resultado obtenido por el análisis fue muy satisfactorio ya que fue capaz de replicar el modo de falla en ambos casos, el que es dominado por grietas inclinadas. Es importante destacar que cuando ocurre la falla en corte en el experimento, en el modelo se aprecia un patrón de falla de los elementos horizontales principalmente, pero en un patrón espacial en diagonal. Se puede visualizar dichos resultados en la Figura 3.20.

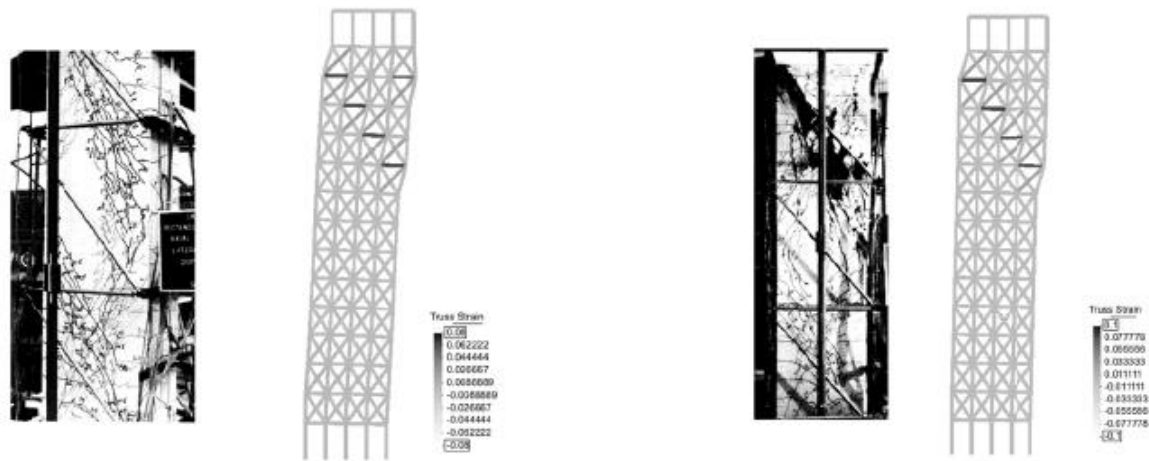


Figura 3.20: Deformaciones en el modelo reticulado no lineal de columnas de HA (Moharrami, Koutromanos, & Panagiotou, 2015)

Otro de los análisis que se hizo fue el de representar un sistema de muros de albañilería armada de dos pisos. El ensayo experimental fue realizado por Ahmadi (Ahmadi, Mavros, Klingner, Shing, & McLean, 2015), en el que se carga una estructura de dos pisos formado por una losa que contiene tres muros planos perforados. La dirección del movimiento es hacia donde se orienta el muro de mayor dimensión, identificado como el alma del sistema de muros. La estructura es sometida a algunos registros sísmicos mediante mesa vibradora hasta que se generan daños importantes. Para esto se crea un modelo reticulado 2D que representa el alma del sistema de muros, donde la resistencia adicional que imponen las alas se contabiliza a través de un conjunto de enrejados adicionales.

El patrón de falla obtenido dominado por grietas diagonales localizadas se puede apreciar en la Figura 3.21, donde podemos comprobar la similitud que hay con el ensayo experimental.

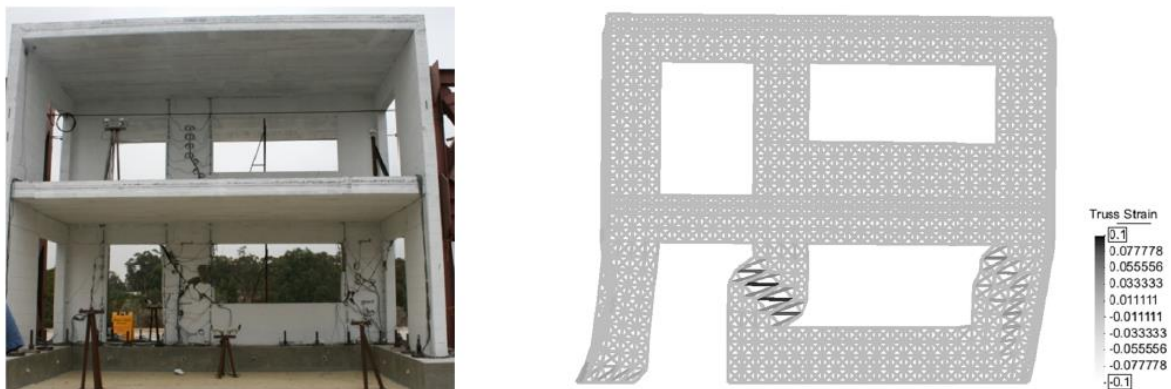


Figura 3.21: Estructura ensayada junto a su modelo reticulado no lineal deformado (Ahmadi, Mavros, Klingner, Shing, & McLean, 2015)

La importancia de este estudio para la presente memoria radica en la manera en que los elementos finitos del reticulado se comportan al comprobarse una falla al corte en las estructuras. Se aprecia que los elementos horizontales no son capaces de resistir más esfuerzos y ceden alargándose considerablemente. De esta manera se genera un patrón diagonal de falla de los elementos horizontales. Se destaca además que son los elementos horizontales los que fallan y no los diagonales al producirse una falla diagonal por corte.

4. MARCO TEÓRICO

4.1. Propiedades mecánicas de los materiales

El hormigón es un material que posee una relación esfuerzo-deformación no lineal característica que se presenta luego de llegar al 45-50% de la resistencia de este. Para representar esta relación, diferentes autores proponen distintas curvas, la mayoría basadas en datos empíricos, pero que en general constan de un rango en el que el esfuerzo aumenta junto con la deformación unitaria hasta llegar al valor de resistencia, instante desde el cual el esfuerzo comienza a decaer con incrementos de la deformación. A lo largo de los años se le ha estudiado rigurosamente para poder predecir con cada vez más exactitud su comportamiento real.

Se deben distinguir dos tipos de modelos, los que corresponden a hormigón confinado y no confinado. Esta diferencia se establece ya que se ha demostrado experimentalmente que el refuerzo transversal en los elementos estructurales genera cierto nivel de confinamiento al hormigón, lo que se traduce en resistencias más elevadas y mayor capacidad de deformación unitaria del hormigón. A la hora de diseñar hay que tener bien en cuenta esto, ya que si se quiere que la estructura responda tal como se ha diseñado, hay que ingresar los parámetros y propiedades correctas de los materiales. El nivel de confinamiento depende de la restricción del hormigón frente al efecto Poisson que se produce por los esfuerzos compresivos. Es por esto que el modelo confinado va a depender de la cantidad de acero transversal dispuesto, su separación y su diámetro.

Hoy en día en la mayoría de las oficinas de cálculo estructural, de ser necesario, se utilizan modelos de comportamiento de hormigón confinado que vienen predefinidos en los softwares de análisis y diseño estructural. Se utilizan los modelos confinados ya que se realiza un análisis en 2D de los elementos de hormigón armado, lo que nos permite introducir el efecto del estribo de confinamiento que se dispone a través del ancho del elemento. Es por esto que en la presente memoria se ha trabajado únicamente con modelos de comportamiento de hormigón no confinado, ya que al incluir una tercera dimensión, ha sido posible introducir el refuerzo transversal y su efecto implícito en la estructura, además del mismo confinamiento que produce el hormigón circundante. Los modelos que se presentarán corresponden a comportamiento monotónico de aplicación de la carga, consistentes con el utilizado en la presente memoria.

4.1.1. Modelos de comportamiento de Hormigón en Compresión

Hognestad

Uno de los modelos más usados a lo largo de los años es el propuesto por Hognestad (Hognestad, 1951), y corresponde al modelo de comportamiento del hormigón en compresión. Este modelo no tiene opción de confinamiento ya que su estudio se basó netamente en hormigón no confinado. Se compone de dos tramos, el primero es una parábola que comienza con esfuerzo nulo y termina aproximadamente cuando el hormigón ha alcanzado su resistencia f'_c . En este punto la parábola es tangente a la horizontal, donde los esfuerzos comienzan a disminuir linealmente a medida que aumentan las deformaciones hasta que se produce la falla. La deformación unitaria una vez alcanzada la resistencia se estima en $0.002 (\epsilon_o)$, mientras que la deformación unitaria a $0.85f'_c$ se aproxima a $0.0038 (\epsilon_u)$. La expresión que representa el modelo es:

$$f_c = \begin{cases} f'_c \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^2 \right] & \epsilon_c \leq \epsilon_o \\ f'_c \left[1 - 0.15 \left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_o}{\epsilon_u - \epsilon_o} \right) \right] & \epsilon_o \leq \epsilon_c \leq \epsilon_u \end{cases}$$

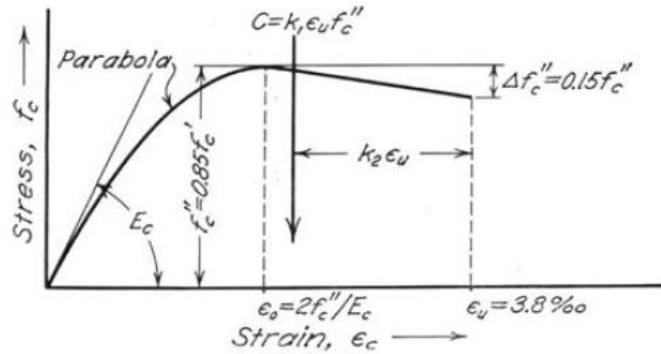


Figura 4.1: Gráfico esfuerzo-deformación de hormigón sin confinar (Hognestad, 1951)

Mander

Este modelo fue propuesto por Mander (Mander, Priestley, & Park, 1988), el cual incluye un modelo para hormigón con y sin confinamiento. El modelo con confinamiento incluye un estudio para estribos circulares y rectangulares, sin embargo, se presentará el adecuado a esta memoria que corresponde a estribos rectangulares. La curva de hormigón no confinado consiste en un primer tramo curvo y en un segundo tramo lineal. Es importante mencionar que a partir de esta curva de comportamiento del hormigón se crearon todos los modelos de la presente memoria (no confinado). Los siguientes parámetros describen las ecuaciones del comportamiento:

Hormigón Sin Confinamiento:

Para $\varepsilon \leq 2\varepsilon_{co}$:

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

Para $2\varepsilon_{co} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sp}$:

$$f_c = \left(\frac{2f'_{co} r}{r - 1 + 2^r} \right) \left(\frac{\varepsilon_{sp} - \varepsilon}{\varepsilon_{sp} - 2\varepsilon_{co}} \right)$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \left(\frac{f'_{co}}{\varepsilon_{co}} \right)}$$

Hormigón Con Confinamiento:

Para $\varepsilon \leq \varepsilon_{cu}$:

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

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

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

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

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \quad , en MPa$$

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

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

$$f'_{lx} = K_e f_{lx}$$

$$K_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc})$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_{sL}}{A_c}$$

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)$$

$$f_{lx} = \rho_x f_{yh}$$

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c}$$

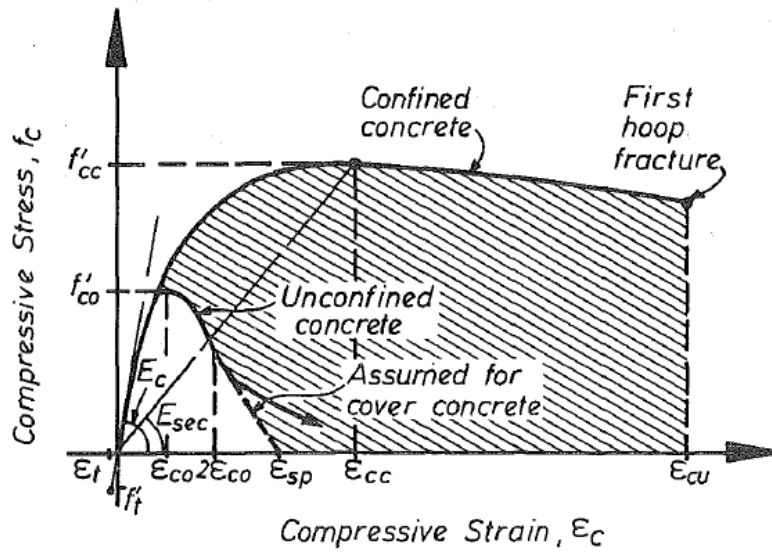


Figura 4.2: Gráfico esfuerzo-deformación de hormigón con y sin confinamiento (Mander, Priestley, & Park, 1988)

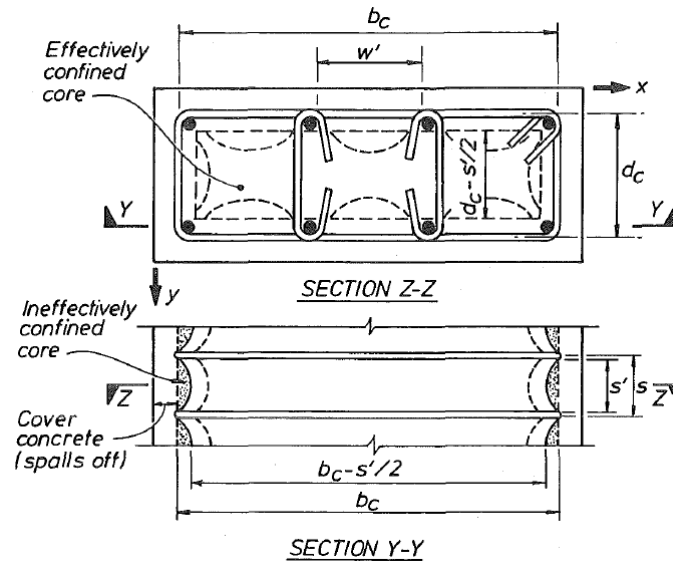


Figura 4.3: Parámetros de la sección transversal de un elemento de hormigón armado confinado (Mander, Priestley, & Park, 1988)

4.1.2. Modelos de comportamiento de Hormigón en Tracción

Comúnmente en ingeniería, específicamente en el cálculo de elementos de hormigón armado sometidos a flexión y a carga axial se desprecia la contribución de la resistencia a tracción del hormigón por su baja capacidad. Sin embargo, para estudios más elaborados donde se requiera su uso, existen autores que proponen curvas estimadas. Estas curvas corresponden generalmente a una función lineal creciente donde tiene su peak en la resistencia a la tracción del hormigón, para luego convertirse en un tramo decreciente hasta llegar a cero. Cabe mencionar que la resistencia a tracción del hormigón tiene una gran variabilidad, incluso para un mismo tipo de hormigón. Al obtener la resistencia a tracción mediante diferentes tipos de ensayos, se obtienen valores diferentes también. Se presentan algunas referencias a continuación.

Norma ACI 318-08

La norma norteamericana ACI 318 (American Concrete Institute ACI, 2008) propone que no se debe incluir la contribución de la resistencia a tracción en el cálculo de elementos de hormigón armado sometidos a flexión y a carga axial. Sin embargo, esta sí se debe utilizar en el caso que se trabaje con hormigón preesforzado sometido a flexión, donde sus límites se fijan dependiendo de la clase de preesforzado que se diseñe. La Tabla 4.1 resume cada caso.

Clase	Característica	Tracción máxima permitida en kgf/cm^2
U	Elemento no fisurado	$f_t \leq 2\sqrt{f'_c}$
T	Transición	$2\sqrt{f'_c} < f_t \leq 3.2\sqrt{f'_c}$
C	Elemento fisurado	$f_t > 3.2\sqrt{f'_c}$

Tabla 4.1: Resistencia a la tracción en elementos de hormigón preesforzado (American Concrete Institute ACI, 2008)

Mander

El estudio realizado por Mander (Mander, Priestley, & Park, 1988) incluyó comportamiento a tracción del hormigón, en el que define su curva de comportamiento, proponiendo un valor de resistencia a tracción del hormigón.

Para $f_c \leq f'_t$:

$$f_c = E_c \varepsilon_c$$

Para $f_c > f'_t$:

$$f_c = 0$$

Donde:

$$\begin{aligned} f'_t &= 0.62\sqrt{f'_c} \quad \text{en MPa} \\ E_c &= 5000\sqrt{f'_c} \quad , \text{en MPa} \end{aligned}$$

Lu y Panagiotou

Los investigadores Lu y Panagiotou (Lu & Panagiotou, 2014) proponen la utilización de un comportamiento distinto del hormigón en tracción, el que corresponde a una primera zona lineal hasta que se produce el peak en la resistencia. Luego, en la segunda zona donde se produce el descenso de los esfuerzos, se presenta un comportamiento exponencial de estos. Este comportamiento corresponde a las siguientes ecuaciones:

Para $f_c \leq f'_t$:

$$f_c = E_c \varepsilon_c$$

Para $f_c > f'_t$:

$$f_c = f'_t [(1 - M)e^{-\lambda_t(\varepsilon_c - \varepsilon_{cr})} + M]$$

Donde:

$$f'_t = 0.33\sqrt{f'_c} \quad \text{en MPa}$$

$$M = C_t \rho_l / d_b$$

$$\lambda_t = 540 / \sqrt{M}$$

$$C_t = 75 \text{ mm}$$

4.1.3. Modelos de comportamiento de Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo tiene un comportamiento bastante dúctil, lo cual favorece el desempeño de las estructuras bajo solicitaciones sísmicas. Esta ductilidad permite a los elementos más solicitados soportar grandes esfuerzos sin fracturarse rápidamente, dando paso a la redistribución de estos esfuerzos a otras zonas de la estructura adyacentes menos solicitadas que puedan seguir resistiendo fuerzas externas. El trabajo conjunto entre acero y hormigón permite a la estructura ser altamente resistente por la gran capacidad del hormigón de soportar esfuerzos de compresión, y el acero poder soportar grandes esfuerzos de tracción sin fracturarse abruptamente.

En la curva de comportamiento del acero se distinguen tres zonas bien definidas, la primera corresponde a la zona lineal, la segunda a una meseta de fluencia, y la tercera a la zona de endurecimiento del acero. La primera es fundamental para el análisis lineal y el posterior diseño de los elementos dentro de la estructura, donde se toman los parámetros de la zona lineal para calcular los esfuerzos internos de cada elemento y así poder determinar la cantidad de acero de refuerzo que se necesitará, o bien el cambio de sección requerido. La segunda zona corresponde a un alargamiento del acero sin aumento de esfuerzos, este proceso se le llama comúnmente fluencia del acero, y es fundamental para la redistribución de los esfuerzos dentro de la estructura. Y la tercera zona corresponde a la de endurecimiento, en la cual el comportamiento se vuelve no lineal y de relación curvilínea entre esfuerzo y deformación unitaria. Esta zona es la más extensa dentro del comportamiento hasta antes de producirse la fractura.

Cada parámetro que define la curva dependerá exclusivamente del tipo de acero y su calidad, y no de su diámetro y largo, ya que al ser curvas unitarias se independizan estas variables. El tipo de acero más común utilizado en la construcción es el acero al carbono, sin embargo, para mejorar el desempeño requerido en ciertas estructuras especiales se ha utilizado acero inoxidable y secciones compuestas hechas de fibra de vidrio, fibra de carbono o fibra de basalto.

Por otro lado, existen distintas calidades del acero las que se llaman comúnmente grados del acero. Estos grados dependen de las propiedades químicas y su proceso de fabricación. En Chile destacan dos tipos de grado, el A440-280H y el A630-420H. Según las denominaciones adoptadas por el Instituto Nacional de Normalización, la letra A significa “acero al carbono” y la letra H indica que “su uso es para hormigón”. Los números se refieren, respectivamente, a la resistencia de rotura a la tracción y al límite de fluencia mínimo por tracción, en MPa.

Dentro de los comportamientos que se han estudiado a través de ensayos experimentales, destacan dos tipos, ensayos monotónicos y ensayos cíclicos. El primero corresponde a un ensayo donde la carga comienza de cero y va aumentando gradualmente hasta la falla. Mientras que el segundo la carga se aplica hasta cierto nivel de deformación y luego se invierte para deformar el material en su dirección contraria, y así sucesivamente hasta que se llega a la rotura. Se presentarán modelos correspondientes a comportamiento monotónico de aplicación de la carga ya que corresponde al utilizado en la presente memoria.

Kent

El investigador Kent (Kent, 1969) propone una curva monotónica de comportamiento esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo. La curva se compone de tres zonas, las que se representan por las siguientes ecuaciones:

Para AB: $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$:

$$f_s = E_s \varepsilon_s$$

Para BC: $\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$:

$$f_s = f_y$$

Para CD: $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$:

$$f_s = f_y \left\{ \frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30q + 1)^2} \right\}$$

$$m = \frac{(f_{su}/f_y)(30q + 1)^2 - 60q - 1}{15q^2}$$

$$q = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}$$

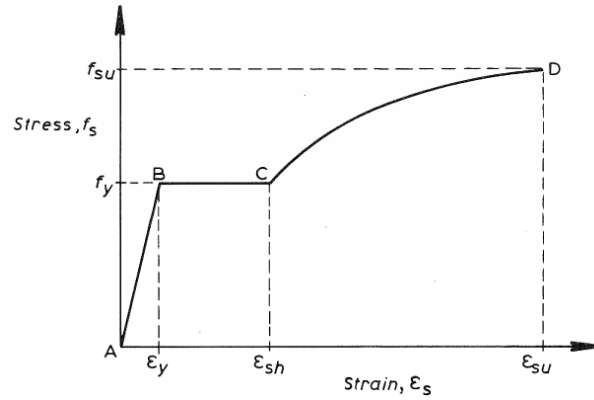


Figura 4.4: Gráfico esfuerzo-deformación de acero de refuerzo (Kent, 1969)

Mander

El investigador Mander (Mander J. B., 1984) en su tesis doctoral propone un modelo similar a Kent (Kent, 1969) en el que le introduce el parámetro llamado módulo de elasticidad tangente (E_t), el cual indica que es requerido si el modelo será usado bajo un procedimiento de análisis incremental.

Para $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$:

$$f_s = E_s \varepsilon_s$$

$$E_t = E_s$$

$$\varepsilon_y = f_y / E_s$$

Para $\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$:

$$f_s = f_y$$

$$E_t = 0$$

Para $\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s < \varepsilon_{su}$:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left| \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right|^P$$

$$E_t = P \left(\frac{f_{su} - f_y}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right) \left| \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right|^{P-1}$$

$$P = E_{sh} \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right)$$

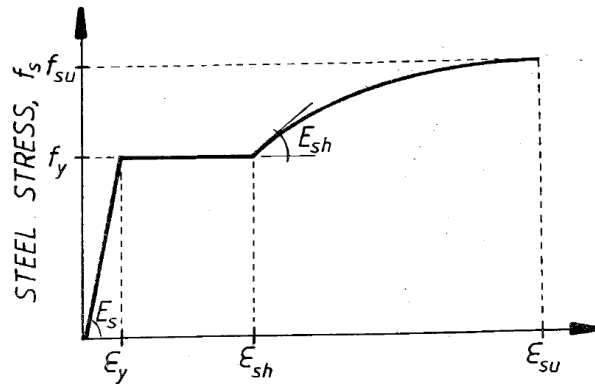


Figura 4.5: Gráfico esfuerzo-deformación de acero de refuerzo (Mander J. B., 1984)

4.2. Análisis clásico de elementos de Hormigón Armado

4.2.1. Teoría clásica de flexión

La hipótesis fundamental de la teoría de la flexión, introducida por Navier y Bernoulli nos indica que las secciones planas a través de un elemento, tomado desde su eje, permanecen planas luego de someterlo a flexión. En los elementos de hormigón armado significa que las deformaciones unitarias varían linealmente a través del elemento, sin deslizamiento del refuerzo a través del hormigón. Se ha demostrado a través de ensayos que en elementos esbeltos en flexión esta suposición es válida como promedio. Sin embargo, esto no se cumple estrictamente en lugares cercanos a grietas, en empalmes por traslape y extremos del elemento, donde existen tensiones de adherencia significativas, en elementos de gran altura o con alas, o donde se produce la carga última, en la zona de compresión a la flexión (Moehle, 2014).

En la Figura 4.6 podemos ver las deformaciones internas del elemento sometido a flexión en función del ángulo que describe la sección plana. La curvatura (ϕ) representa la relación entre la deformación unitaria de compresión (ε_c) y la profundidad del eje neutro del elemento (z). Esta se puede representar geométricamente a través de la siguiente ecuación:

$$\phi = \frac{d\theta}{dx} = \frac{z}{z} \frac{d\theta}{dx} = \frac{\varepsilon_c}{z}$$

Podemos también describir la curvatura en función del momento flector, el módulo de elasticidad del material y el momento de inercia a través de la fórmula de Navier:

$$\sigma_z = -\frac{M_z}{I_z} z$$

Y junto a la teoría clásica de un sólido deformable lineal elástico, despreciando efecto Poisson:

$$\sigma_z = E \varepsilon_c$$

Obtenemos:

$$\phi = \frac{d\theta}{dx} = \frac{\varepsilon_c}{z} = \frac{\sigma_z}{E} \frac{1}{z} = \frac{M_z z}{EI_z} \frac{1}{z} = \frac{M_z}{EI_z}$$

Otra manera de representar la curvatura es:

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{z} = \frac{\varepsilon_s}{(d - z)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d}$$

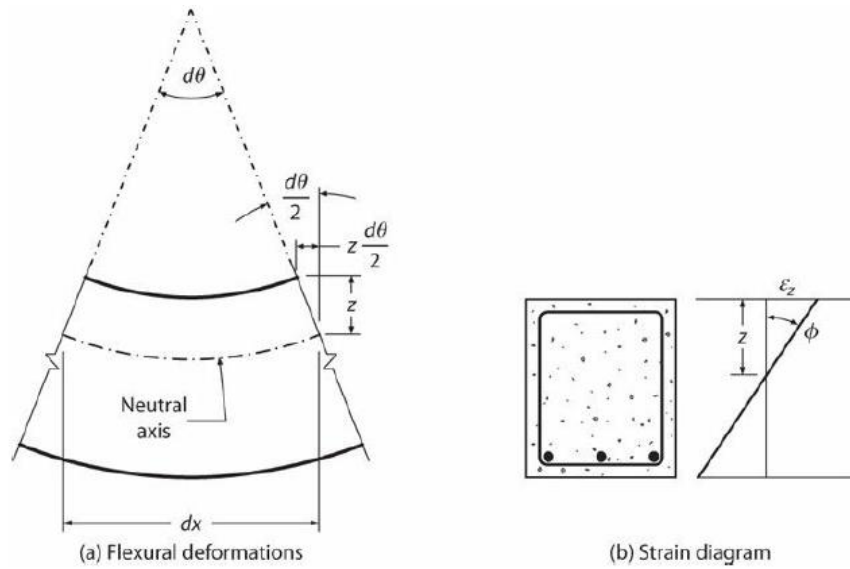


Figura 4.6: Curvatura del elemento en flexión (a), y diagrama de deformaciones unitarias (b) (Moehle, 2014)

Es importante mencionar que en la Figura 4.6 no se presenta la totalidad de variables involucradas, ya que corresponde a un análisis preliminar de la teoría de la flexión, sin embargo, en la Figura 4.8 encontramos la totalidad de las variables involucradas en el equilibrio interno, el que se basa en la teoría de la flexión.

4.2.2. Análisis de momento-curvatura

El análisis de la respuesta momento-curvatura de un elemento sometido a flexión, con o sin carga axial, se basa en las siguientes tres suposiciones fundamentales:

- Secciones que se encuentran planas antes de ser cargadas, permanecen planas posteriormente.
- Las relaciones de esfuerzo-deformación se conocen a partir de las propiedades medidas en pruebas de laboratorio del hormigón y acero de refuerzo. Se ignoran los efectos creep y shrinkage.
- Las ecuaciones del equilibrio pueden ser usadas para calcular la fuerza axial y el momento en la sección transversal dadas por los esfuerzos internos.

Otra suposición que se utiliza consiste en despreciar los efectos del hormigón a tracción una vez se haya producido el agrietamiento en la zona de tracción. Para cálculos tradicionales esta suposición es válida, sin embargo, para cálculos del estado previo al agrietamiento sí se debe considerar el aporte del hormigón en tracción.

El análisis tradicional se puede dividir en tres tipos, primero se estudia el comportamiento antes de que se genere el agrietamiento en la zona traccionada y luego la etapa en que la grieta se haya generado de tal manera que solo el acero se encuentre contribuyendo a la tracción en el equilibrio de fuerzas internas. Por último, se estudia la etapa final donde se ubica el estado último, definido por la condición de que la deformación unitaria del hormigón alcanza el valor de 0.003 (American Concrete Institute ACI, 2008).

Es importante señalar que en todos estos análisis se establece intrínsecamente que el esfuerzo es constante en todo el ancho del elemento, suposición que es válida mientras el elemento se encuentre en rango lineal. Sin embargo, tal como se vio en la revisión de literatura con la modelación de probetas cúbicas o cilíndricas, cuando se pasa al rango no lineal, la distribución de los esfuerzos ya no es constante o uniforme, por lo que la aproximación de considerar que el esfuerzo es constante en todo el ancho de elementos en flexión puede que no sea tan válida, aspecto que se abordará más adelante.

Antes del agrietamiento

Corresponde a un estado de niveles bajos de cargas, donde las deformaciones y esfuerzos máximos de tracción no sobrepasan la capacidad en tracción del hormigón, el acero de refuerzo longitudinal está trabajando muy levemente. Así los esfuerzos en la sección se pueden determinar a través de las ecuaciones de la resistencia de materiales.

Para este estado se puede utilizar el procedimiento de sección transformada, donde las áreas de acero A_s se transforman en áreas equivalentes de hormigón.

$$A_{eq} = A_g + (n - 1)A_s$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

Analizando además el momento y la curvatura justo al instante del agrietamiento, nos encontramos con las siguientes ecuaciones:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c I_g}$$

Donde el módulo de ruptura puede expresarse como:

$$f_r = 0.63 \lambda \sqrt{f'_c}, MPa$$

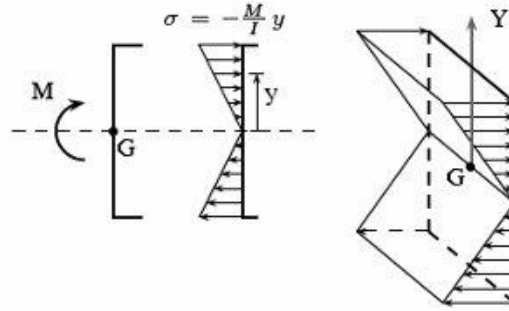


Figura 4.7: Distribución lineal de esfuerzos internos en un elemento sometido a flexión

Rango Lineal Post-agrietamiento

Las secciones que tienen el suficiente nivel de refuerzo longitudinal presentan un nuevo equilibrio de fuerzas internas una vez producido el agrietamiento. En este estado la tracción es mayoritariamente resistida por el refuerzo longitudinal, mientras que la compresión es resistida por el hormigón y el acero de refuerzo en compresión. Para simplificar el cálculo se ha asumido que solo el acero de refuerzo resiste toda la tracción. Las condiciones de esfuerzo y deformación unitaria se presentan en la Figura 4.8

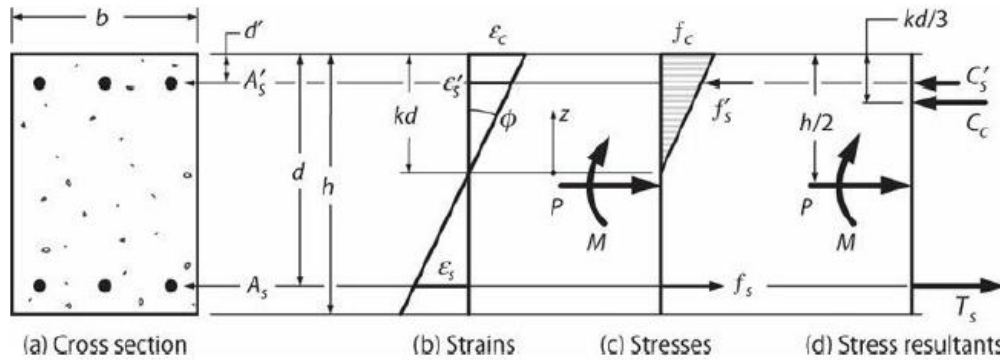


Figura 4.8: Distribución de esfuerzos y deformaciones unitarias en un elemento de hormigón armado sometido a flexión (Moehle, 2014)

Para este estado se debe resolver el equilibrio de fuerzas asociado a cada caso. En particular, se debe cumplir el equilibrio de fuerzas axiales en el elemento:

$$\sum \vec{F} = 0: P + T_s - C'_s - C_c = 0$$

El momento se obtiene realizando sumatoria de momentos en algún punto de la sección, usualmente se hace en la parte superior, resultando:

$$\sum M_{sup} = 0: M - Py_p + C'_s d' + C_c \frac{kd}{3} - T_s d = 0$$

Resolviendo simultáneamente estas dos ecuaciones, junto a la compatibilidad de deformaciones y las leyes constitutivas de los materiales podemos obtener la solución al problema y determinar las incógnitas de nuestro problema.

Estado último

En este estado el hormigón en la zona de máxima compresión alcanza una deformación unitaria de 0.003 (American Concrete Institute ACI, 2008) y se aprecia una distribución no lineal de su comportamiento esfuerzo-deformación, tal como se aprecia en la Figura 4.9.

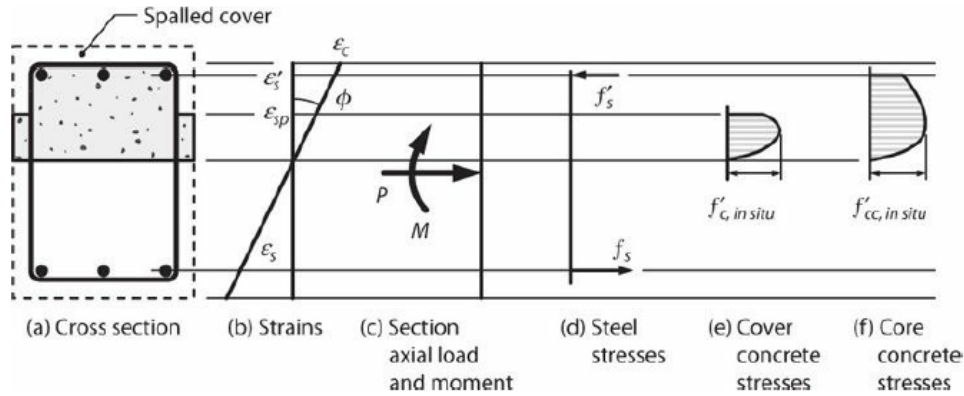


Figura 4.9: Distribución de esfuerzos y deformaciones unitarias en un elemento de hormigón armado sometido a flexión, en estado último (Moehle, 2014)

En este punto para determinar las incógnitas de nuestro problema, se puede realizar una aproximación de las fuerzas resultantes, ya que el hormigón no sigue una distribución triangular como lo hacía al estar en su estado lineal, sino que lo hace con una curva siguiendo su natural comportamiento esfuerzo-deformación. Es por esto que la zona de compresión se puede aproximar a un rectángulo, o a cualquier figura geométrica que pueda representar y simplificar el cálculo, tal como se muestra en la Figura 4.10, sin embargo, se establece que las deformaciones unitarias siguen variando linealmente con la altura.

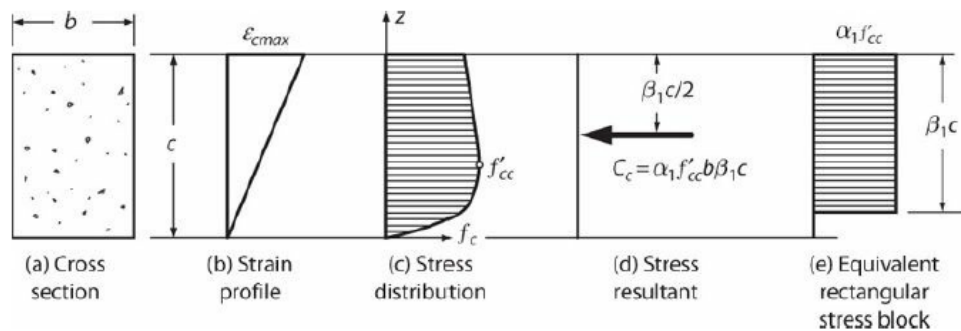


Figura 4.10: Aproximación a un rectángulo de la distribución de esfuerzos a estado último (Moehle, 2014)

Los parámetros α_1 y β_1 se han determinado a través de pruebas experimentales, obteniendo los valores siguientes en función del parámetro asociado al nivel de confinamiento (K) (ver Figura 4.11).

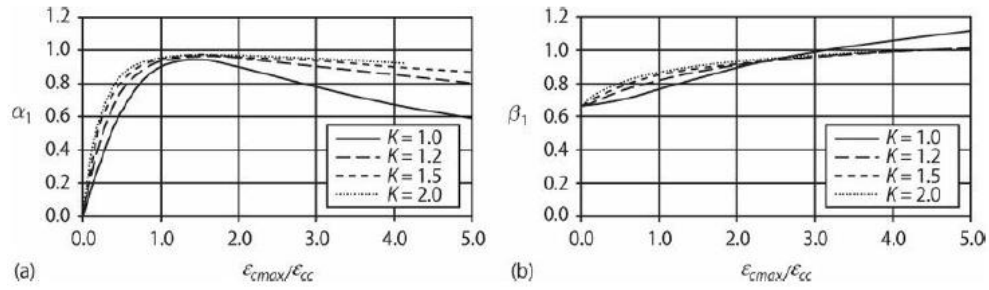


Figura 4.11: Parámetros α_1 y β_1 en función de K y de la relación $\epsilon_{cmax}/\epsilon_{cc}$ (Moehle, 2014)

4.2.3. Contribución del confinamiento y la carga axial

Hasta ahora no se ha mencionado la contribución del confinamiento (fuera de indicar algunos modelos de comportamiento esfuerzo-deformación) en el desempeño de los elementos de hormigón armado ni menos la influencia de la carga axial. Cada uno de los dos juega un rol importante en el diseño estructural y es preciso analizarlo para la presente memoria.

El confinamiento de los elementos de hormigón armado corresponde a la utilización de refuerzo de manera transversal para poder reforzar las zonas de mayor compresión del hormigón que están propensas a sufrir deformaciones perpendiculares a la dirección de carga debido al efecto Poisson. Dicho confinamiento produce un incremento en la resistencia a la compresión y aumenta la capacidad de deformación del elemento bajo cargas elevadas.

Richart (Richart, Brandtzaeg, & Brown, 1928) analizó en ensayos de laboratorio que al cargar probetas cilíndricas confinadas con refuerzo espiral con un leve espaciamiento, estas demostraron la inefectiva contribución del refuerzo en el rango lineal producto del bajo efecto Poisson que se generaba. Inicialmente el soporte lateral es proporcionado por la resistencia a la tracción del hormigón circundante, además de la presión lateral del refuerzo transversal. Una vez alcanzada la resistencia a la tracción del hormigón, solo el refuerzo transversal se hace cargo de contener la expansión. Una vez alcanzado el nivel de fluencia del acero no existe fuerza adicional que contenga la expansión, provocando grandes deformaciones y desencadenando la falla del elemento.

La zona de confinamiento efectiva de un elemento rectangular de hormigón armado confinado mediante estribos rectangulares no es necesariamente el volumen encerrado por el refuerzo transversal, sino un volumen menor, el que se ha demostrado en distintas pruebas de laboratorio. Se puede apreciar una vista tridimensional en la Figura 4.12 que representa dicho volumen que se encuentra efectivamente confinado.



Figura 4.12: Volumen de confinamiento efectivo en probetas de hormigón armado confinado con estribos rectangulares (Moehle, 2014)

Este efecto se produce por la flexión del refuerzo transversal producto de la presión lateral que ejerce el hormigón al expandirse, ya que este refuerzo no tiene gran resistencia a la flexión, sino a la deformación axial. Este efecto se puede visualizar en la figura de la izquierda, donde se pierde efectividad en las zonas alejadas del refuerzo longitudinal. Sin embargo, se puede ver la figura de la derecha que este efecto se compensa introduciendo refuerzo transversal adicional orientado en direcciones diagonales respecto del refuerzo transversal principal, la que permite abarcar una zona de confinamiento efectiva mayor. Esta es una de las razones por las que es conveniente trabajar con acero de menor diámetro pero utilizando una mayor cantidad de “ramas”.

La geometría de confinamiento, el espaciamiento entre estribos, el diámetro del acero de confinamiento y número de barras longitudinales restringidas lateralmente son las variables más importantes en el confinamiento efectivo del hormigón. Esto se puede ver en la Figura 4.13, donde se introduce el coeficiente k_e que representa la efectividad de confinamiento de una sección rectangular larga como los muros, la que varía linealmente en función de la relación entre el espaciamiento s de los estribos y el ancho efectivo del elemento b_{c3} (s/b_{c3}), así como también la relación entre el espaciamiento entre trabas s_2 y el ancho efectivo del elemento b_{c3} (s_2/b_{c3}).

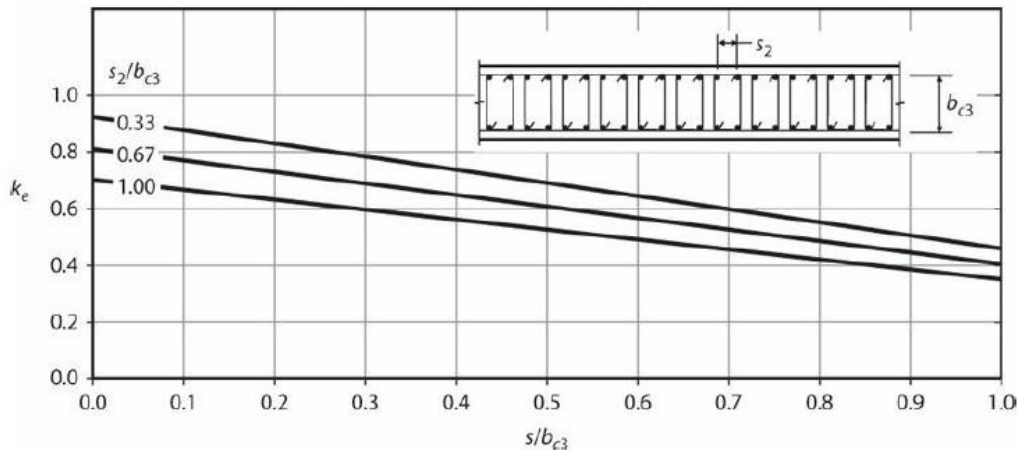


Figura 4.13: Comportamiento lineal de la efectividad de confinamiento en función de s , s_2 y b_{c3} (Moehle, 2014)

El efecto que produce el confinamiento en la relación esfuerzo-deformación del elemento es realmente importante y evidente, como se dijo anteriormente aumenta la resistencia del material y su capacidad de deformación antes que se produzca la falla. En la Figura 4.14 se aprecia la diferencia del comportamiento esfuerzo-deformación entre hormigón confinado y sin confinar.

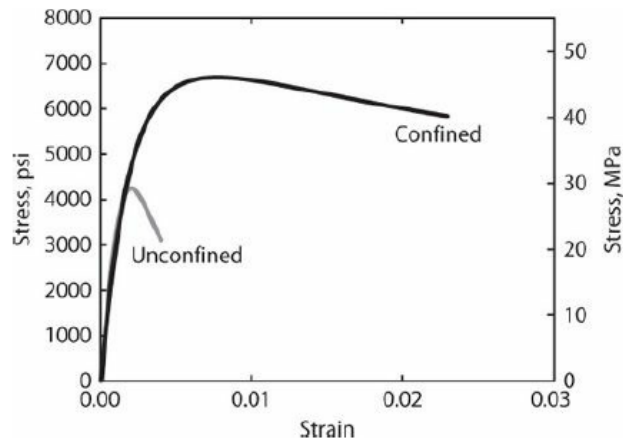


Figura 4.14: Diferencia de comportamiento esfuerzo-deformación entre hormigón confinado y sin confinar (Moehle, 2014)

Por otro lado, la carga axial también determinará el comportamiento del elemento ya sea en su capacidad de resistir cargas y de curvatura última. Para este análisis se debe estudiar el comportamiento del elemento sometido a flexo-compresión ya que estamos fijando el nivel de carga axial a un determinado valor y aumentando el momento en la base hasta la falla. Una mayor carga axial provoca que el elemento tenga la capacidad de soportar mayor momento en su sección crítica,

sin embargo, al producirse la falla, este logra un nivel de curvatura menor, por lo que vuelve al elemento más frágil, disminuyendo su ductilidad. La fragilidad se trata de evitar en todos los diseños estructurales ya que no permite el traspaso de carga de un elemento muy solicitado a otro cercano con menor nivel de solicitación. Se puede visualizar en la Figura 4.15 el comportamiento momento-curvatura de elementos ensayados con distinto nivel de carga axial ($P/A_g f'_c$).

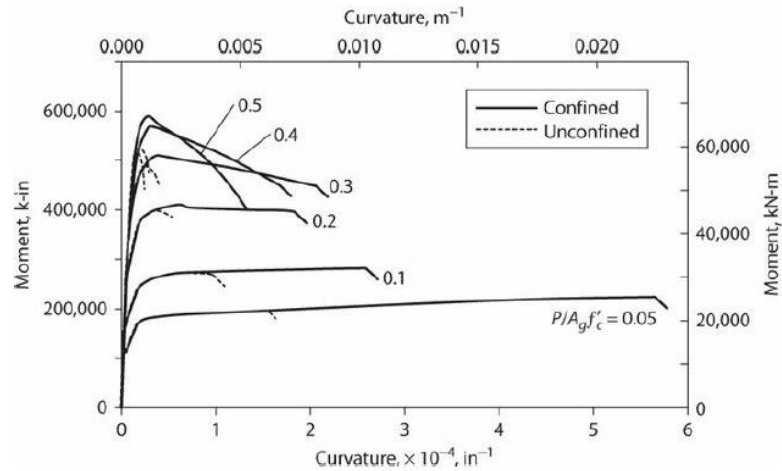


Figura 4.15: Diferencia de comportamiento momento-curvatura entre hormigón confinado y sin confinar, bajo distinto nivel de carga axial (Moehle, 2014)

Es por esto que las normas de diseño sísmico restringen el nivel de carga axial que soportará un elemento resistente de cargas verticales. Por ejemplo, la norma norteamericana ACI 318 (American Concrete Institute ACI, 2008) indica que en elementos no preesforzados con estribos este valor se restringe a:

$$P_{n(máx)} = 0.80[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Este valor era el utilizado en Chile hasta antes de que se promulgara el Decreto 60 (Decreto Supremo 60, Minvu, 2011), ya que este último limitó aún más la carga axial que deben soportar los muros. La expresión final que se utiliza actualmente en Chile viene dada por lo siguiente:

$$P_u \leq 0.35f'_c A_g$$

4.2.4. Análisis de diagrama de interacción

El diagrama de interacción es una representación gráfica de las posibles combinaciones de momento y carga axial representando las distintas excentricidades a las que está sometido un elemento de hormigón armado. Para cualquier excentricidad, existe un solo par de valores de carga axial y momento que producirán un estado inminente de falla, determinadas por el estado último que lo determina la normativa de cada país. Toda combinación de excentricidad que se encuentre dentro del diagrama está por debajo de la falla y corresponde a un punto factible de buen diseño. Por el contrario, si existe algún punto fuera del diagrama, el elemento no se encuentra bien diseñado y corre riesgo de falla.

Para construir el diagrama de interacción basta con calcular ciertos puntos característicos de la curva que nos dan una idea general de su forma. Los puntos característicos están determinados por estados donde se pueden obtener las incógnitas del problema algebraicamente a través del equilibrio interno, compatibilidad de deformaciones y las leyes constitutivas de los materiales.

Los puntos más importantes se presentan en la Figura 4.16 en el que se ilustra un diagrama de interacción clásico de un elemento de hormigón armado.

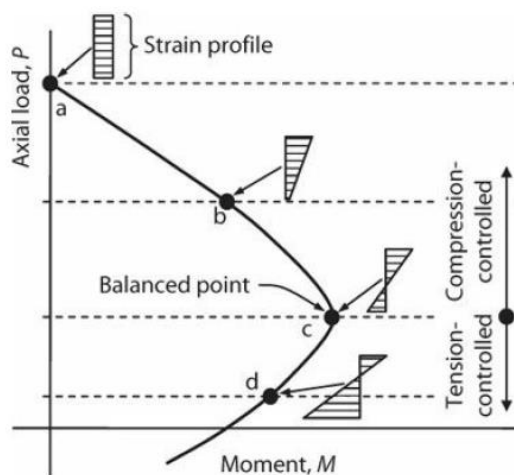


Figura 4.16: Puntos representativos en un diagrama de interacción de un elemento de hormigón armado (Moehle, 2014)

4.2.5. Normativa chilena

Al momento de redactar este trabajo la normativa vigente que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado es el Decreto Supremo 60 (Decreto Supremo 60, Minvu, 2011), el cual cita a la norma estadounidense ACI 318 (American Concrete Institute ACI, 2008) con algunos cambios relativos a diferencias con la práctica chilena. Por otro lado, el diseño sísmico de edificios es regulado bajo el actual Decreto Supremo 61 (Decreto Supremo 61, Minvu, 2011), y en lo que no se contraponga con estas, adicionalmente en lo establecido en la norma chilena NCh 433 (Instituto Nacional de Normalización, INN, 2009). Las disposiciones de diseño y combinaciones de carga están reguladas bajo la actual norma chilena NCh 3171 (Instituto Nacional de Normalización, INN, 2010).

Se presentará a continuación una serie de cláusulas y fórmulas que se incluyen en la normativa chilena y que tienen relación con la presente memoria, las que nos servirán posteriormente para el análisis de los resultados.

Decreto 60

21.9.5.3 – El máximo valor de la carga axial (P_u) actuando en la sección transversal debe ser a lo más $0.35f'_cA_g$.

21.9.5.4 – Todo muro con razón de aspecto (H_t/l_w) mayor o igual a 3 debe ser capaz de desarrollar una curvatura (ϕ), en su sección crítica, a lo menos la indicada en la expresión siguiente (a). Se permite calcular la curvatura con la expresión (b). Es importante que se realice este análisis con la mayor carga axial permitida aplicada al muro. La mayor deformación unitaria (ε_c) en la fibra más comprimida de la sección crítica del muro debe ser a lo más 0.008.

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

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

El valor de l_p no debe tomarse superior a $l_w/2$, y los valores de ϕ_e y δ_e deben justificarse.

Se debe verificar la sección transversal con la carga axial P_u , considerando todo el refuerzo longitudinal presente en esta. La capacidad de deformación debe ser verificada en el plano del muro coincidente con la dirección de análisis.

21.9.6.2 – Se deben incluir elementos especiales de borde en las zonas de compresión de un muro cuando:

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta'_u/h'_w)}$$

21.9.6.4 – El elemento de borde debe extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el valor de c_c determinado como:

$$\frac{c_c}{l_w} = \frac{c}{l_w} - \frac{1}{600(\delta'_u/h'_w)}$$

Donde c corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento asociada al desplazamiento de diseño δ_u .

4.3. Comportamiento de un sólido deformable homogéneo lineal isótropo

Un cuerpo puede desplazarse o rotar como cuerpo rígido sin sufrir cambio alguno en su forma. Estos sólidos son un caso hipotético idealizado que nos sirven para deducir el comportamiento de cuerpo rígido. En estos casos solo cambia la posición del cuerpo respecto de un punto de referencia. Sin embargo, realmente todo cuerpo producto de la aplicación de fuerzas externas sufre deformaciones, dicho de otro modo, puntos en el mismo cuerpo sufren un cambio relativo de posición entre ellos. Este cambio relativo de posición entre ellos nos introducirá el concepto de deformación de un sólido. Las fuerzas externas no se relacionan directamente con las deformaciones, por lo que es necesario el concepto de esfuerzo. Para esto se presenta la ley de elasticidad de Hooke que relaciona los esfuerzos y las deformaciones que sufre un sólido homogéneo lineal e isótropo bajo las ecuaciones constitutivas para cada material. Además, es importante conocer el parámetro que relaciona los esfuerzos y deformaciones en su misma dirección llamado módulo de Young (E), y el parámetro que relaciona los esfuerzos y deformaciones en direcciones ortogonales llamado módulo de Poisson (ν). Junto a esto se define el módulo de Corte (G) que relaciona el módulo de Young y de Poisson para las ecuaciones de deformación por corte.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} (\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz}))$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} (\sigma_{yy} - \nu(\sigma_{zz} + \sigma_{xx}))$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} (\sigma_{zz} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}))$$

$$\varepsilon_{xy} = 2 \frac{1 + \nu}{E} \sigma_{xy} = \frac{\sigma_{xy}}{G}$$

$$\varepsilon_{yz} = 2 \frac{1 + \nu}{E} \sigma_{yz} = \frac{\sigma_{yz}}{G}$$

$$\varepsilon_{zx} = 2 \frac{1 + \nu}{E} \sigma_{zx} = \frac{\sigma_{zx}}{G}$$

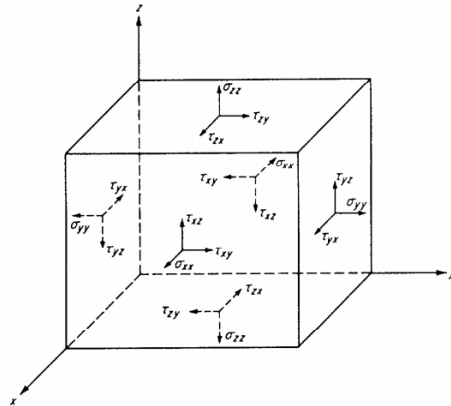


Figura 4.17: Convenio de direcciones del estado tensional de un elemento infinitesimal

4.4. Método de los desplazamientos

El método de los desplazamientos, también llamado método matricial de rigidez, es una potente herramienta de cálculo de fuerzas y desplazamientos aplicable a estructuras compuestas por elementos de diferentes tipos, geometrías, cantidad de nodos, etc. Este método permite el cálculo computacional de estructuras con gran cantidad de grados de libertad, y corresponde a una de las implementaciones más comunes del método de los elementos finitos.

El método consiste en generar una matriz de rigidez de una estructura compleja en base al ensamblaje de matrices de rigidez de elementos más pequeños y simples. Estos elementos influyen en elementos contiguos mediante la compatibilidad que se genera al poseer nodos comunes. En particular, en este trabajo se utilizan elementos uniaxiales o tipo “barra”, de dos nodos y 3 grados de libertad por nodo, asociados al desplazamiento en X, Y y Z de cada nodo. En términos generales lo que se trata de resolver es la siguiente ecuación:

$$\{W\} = [K]\{D\}$$

Donde:

$\{W\}$ = Vector de cargas nodales que actúa en la estructura

$[K]$ = Matriz de rigidez asociada a la estructura

$\{D\}$ = Vector de desplazamientos nodales de la estructura

Cada tipo de barra tendrá asociado una matriz de rigidez que dependerá del tipo de elemento. En el caso de elementos barra no se considera la contribución de la resistencia a la flexión del elemento. Cada matriz de rigidez dependerá de su largo (L), área de la sección transversal (A), módulo de Young del material (E), y orientación con respecto a un punto de referencia. Se presenta solo la matriz de rigidez global asociada a un elemento tipo barra de dos dimensiones (2D) ya que será de importancia en la presente memoria.

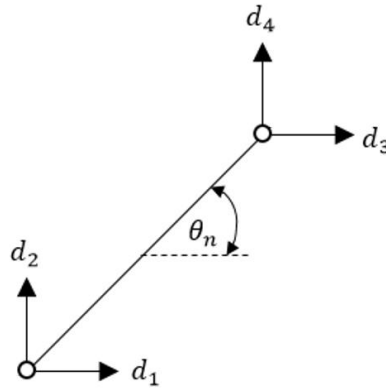


Figura 4.18: Elemento tipo barra en dos dimensiones con 4 grados de libertad

$$[K]_n = \left(\frac{EA}{L}\right)_n \begin{bmatrix} c^2 & cs & -c^2 & -cs \\ cs & s^2 & -cs & -s^2 \\ -c^2 & -cs & c^2 & cs \\ -cs & -s^2 & cs & s^2 \end{bmatrix}$$

Donde:

c = Coseno del ángulo θ que se forma entre la barra y el eje horizontal

s = Seno del ángulo θ que se forma entre la barra y el eje horizontal

5. MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL DE MUROS A TRAVÉS DE ELEMENTOS NO LINEALES UNIAXIALES

Para la modelación tridimensional de los muros se escogió trabajar con elementos uniaxiales debido a la simplicidad de la definición de su curva de comportamiento, ya que al ser solo una dirección en la que el elemento se deforma, la curva de fuerza-deformación es invariable en el tiempo, ya que no se encuentra “acoplada” con ninguna otra dirección. En el rango lineal esto no tiene mayor relevancia, pero al trabajar con elementos que poseen un comportamiento no lineal, el acoplamiento con otras direcciones no es un fenómeno simple de modelar. Para ello se utiliza la herramienta computacional SAP2000 en su versión 19. Este software contiene numerosos elementos para construir estructuras desde las más simples a las más complejas. Uno de los tipos de elemento que contiene se llama “Link” y es con el que se construyen todos los modelos en la presente memoria.

Según el CSI Analysis Reference Manual (Computers and Structures, Inc, 2017), el elemento Link es un conector utilizado para enlazar dos nodos, i y j , separados por una longitud L , que puede representar tres tipos de comportamiento: lineal, no lineal y frecuencia-dependiente, acorde a los tipos de propiedades asignados a los elementos y al tipo de análisis que se realice. Se pueden asignar diferentes propiedades a cada uno de los seis grados de libertad (DOF) internos del elemento, incluido axial, corte, torsión y flexión pura. Las deformaciones internas se calculan a partir del desplazamiento del nodo j en relación con el nodo i .

Los tipos de comportamiento no lineal que pueden ser modelados con este tipo de elementos incluyen:

- Amortiguamiento Viscoelástico
- Gap (solo compresión) y Hook (solo tensión)
- Elasticidad Uniaxial Multi-Lineal
- Plasticidad Uniaxial (modelo Wen)
- Plasticidad Uniaxial Multi-Lineal con varios tipos de comportamiento histerético: Kinematic, Takeda y Pivot
- Aislador Basal de Plasticidad Biaxial
- Aislador Basal de Péndulo Friccional con o sin prevención de levantamiento

Cada elemento tiene su propio sistema de coordenadas locales para definir las propiedades de fuerza-deformación y para interpretar los datos de salida. Los datos de salida incluyen la deformación del elemento y las fuerzas internas en cada nodo.

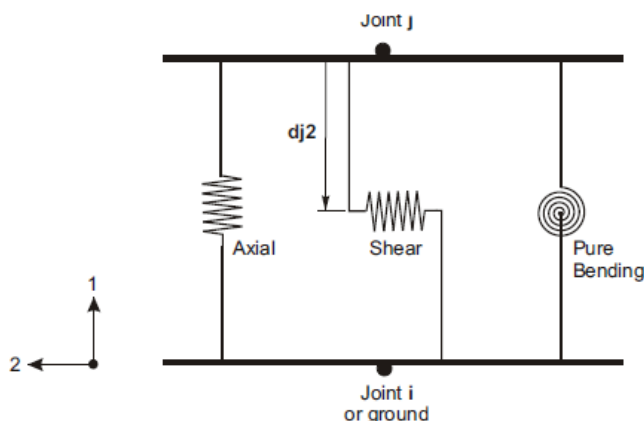


Figura 5.1: Tres de los seis tipos de conexión entre nodos en un elemento Link (Computers and Structures, Inc, 2017)

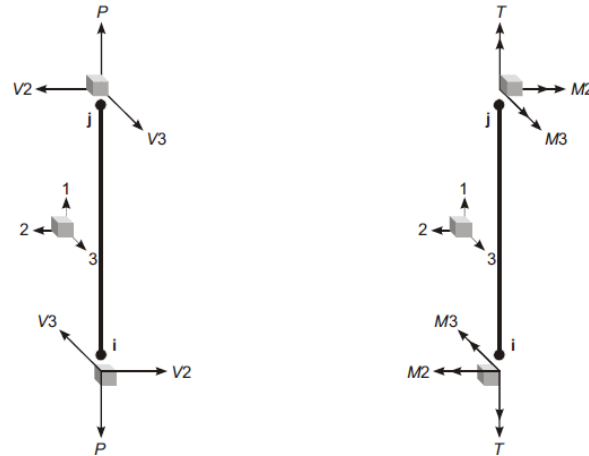


Figura 5.2: Fuerzas y momentos internos en un elemento Link, actuando en cada nodo (Computers and Structures, Inc, 2017)

Se muestra en la Figura 5.1 tres de los seis tipos de conexión que pueden tener los elementos Link, donde se destaca axial, corte y momento puro. Adicionalmente, se muestra en la Figura 5.2 las fuerzas (izq.) y momentos (der.) internos presentes en un elemento Link, las que actúan en cada nodo. Sin embargo, es posible asignar propiedades a cada uno de los grados de libertad independientemente.

Todos los modelos realizados en la presente memoria fueron creados con elementos Link con comportamiento no lineal, utilizando la propiedad “Multi-Linear Plastic Property”, la que se describe a continuación:

Para cada grado de libertad se puede especificar propiedades no lineales en base a varios tramos lineales. Todas las deformaciones internas son independientes, esto significa que la deformación en un grado de libertad no afecta el comportamiento de otro en un mismo nodo. Las relaciones fuerza-deformación no lineal son dadas por una curva multi-lineal que se define previamente en un conjunto de puntos. Esta curva puede tomar casi cualquier forma, con las siguientes restricciones:

- Un punto tiene que ser el origen, (0,0).
- Al menos un punto con deformación positiva, y un punto con deformación negativa, deben ser definidos.
- Las deformaciones de puntos específicos deben ir aumentando monótonicamente, y no pueden dos puntos tener el mismo valor.
- Las fuerzas o momentos deben tener el mismo signo que la deformación.

La pendiente dada por los últimos dos puntos en el eje de deformaciones positivas es extrapolada y permanece constante. De la misma forma pasa con la pendiente dada por los últimos dos puntos del eje de deformaciones negativas, esta es extrapolada y permanece constante.

El comportamiento general de cada elemento será no lineal y plástico. Esto significa que el elemento se carga y descarga a lo largo de curvas distintas que describen un comportamiento histérico, habiendo disipación energética. El modelo de histéresis que se utilizó en todos los muros corresponde a “Takeda” para el hormigón y “Kinematic” para el acero.

5.1. Creación de modelos de cada muro

Como se ha mencionado con anterioridad, los modelos corresponden a muros estructurales de hormigón armado aislados de cualquier interacción con otro elemento estructural. Están creados a partir de elementos Link formando un reticulado tridimensional de estos. La ventaja de trabajar con un modelo tridimensional es que se puede captar el comportamiento del elemento a través del ancho del muro, dimensión la cual siempre se asume que el comportamiento en términos de esfuerzos como de deformaciones se mantiene constante. Esta suposición es válida en las zonas alejadas de singularidades, como por ejemplo la base del muro, zonas en las que el muro se intersecta con la losa, cambios de sección, etc.

El largo de cada elemento está directamente relacionado al nivel de discretización que se quiere incluir en los modelos. Es por esto que la cantidad de elementos que se requieren para cubrir el ancho del muro se define en función del nivel de detalle y de la capacidad computacional que se cuenta para realizar el análisis. La cantidad de elementos en el ancho del muro se mantiene constante, independiente de las dimensiones del espécimen que se intenta modelar. Esto permite que el nivel de discretización no cambie en función de los distintos muros en estudio, sin embargo, esto provoca que en muros más delgados se requieran elementos de longitud inferior y por consiguiente un total de elementos por modelo mucho mayor, haciendo que el cálculo se complejice y se requiera un poder computacional superior. Este aspecto se abordará con mayor detalle más adelante, cuando se presenten las dimensiones de los muros que se modelarán.

La geometría del reticulado corresponde a cubos unidos entre sí que forman en conjunto el muro en cuestión. Cada cubo contiene elementos dispuestos solo en las caras de este, esto significa que no contiene elementos en alguna de las diagonales interiores del cubo. Cada cara de un cubo contiene elementos verticales, horizontales y diagonales. Se presenta en la Figura 5.3 tres imágenes correspondientes al esquema de un cubo del modelo; a una de las caras del cubo; y a una vista tridimensional representativa del modelo creado en la memoria.

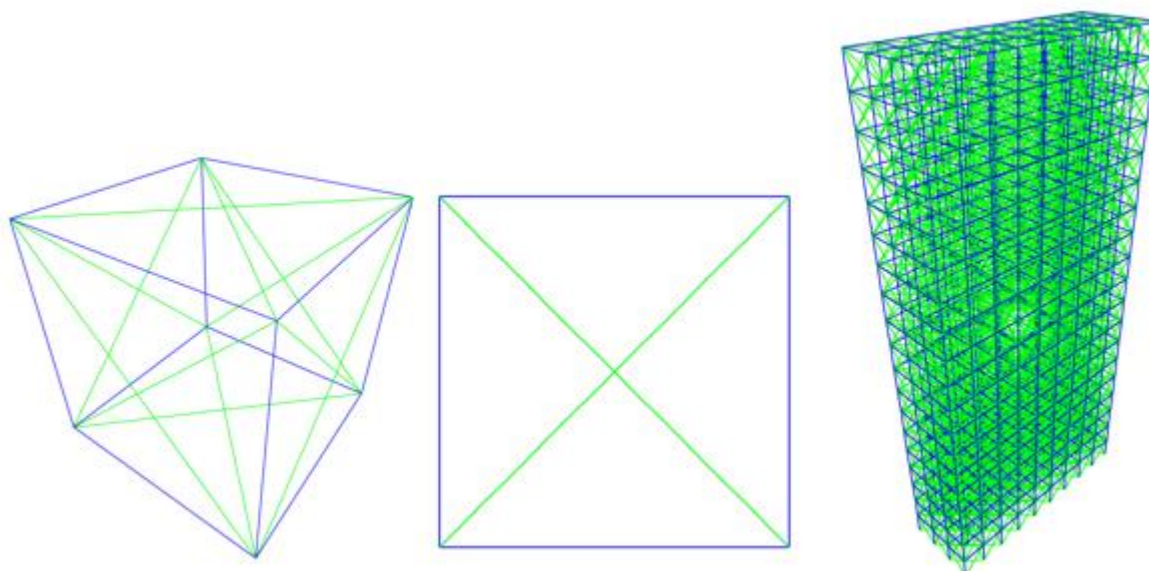


Figura 5.3: Disposición que tienen los elementos en los modelos creados

Para poder introducir los valores de fuerza-deformación que requiere cada elemento, se realizó la conversión de valores de Esfuerzo(kgf/cm^2)-Deformación Unitaria(cm/cm) a Fuerza(kgf)-Deformación(cm) considerando diferentes áreas equivalentes, temática que se aborda más adelante. En primer lugar, se define la curva de comportamiento de los dos materiales que se utilizan, los que corresponden a hormigón y acero de refuerzo. Es importante mencionar que en todo momento se trabaja con propiedades nominales y no así con probables o reales. Esto debido a que los resultados no se compararán con ensayos experimentales en cuanto a magnitud, sino en comportamiento. Además, los resultados principalmente se compararán con otros modelos en que también se han utilizado propiedades nominales.

Ahora bien, para pasar de la curva esfuerzo-deformación unitaria a fuerza-deformación, se debe considerar el área y largo de cada uno de los elementos. El largo de cada elemento viene por defecto de la discretización del reticulado, la que se definirá en los capítulos siguientes. Para el área se tiene una complicación mayor. El área de los elementos que representan el acero de refuerzo viene definida por el diámetro del refuerzo que se utilizará en cada caso, sin embargo, el área que representará al hormigón no se obtiene tan directamente. Esto debido a que el área de hormigón que representa cada elemento no se puede obtener de forma directa, ya que los elementos diagonales aportan rigidez vertical y horizontal al modelo. Esta característica complejiza la obtención de las áreas de cada elemento, pero por otro lado es una ventaja del modelo, ya que de esta forma se incorpora acoplamiento entre el corte y el comportamiento axial en las 3 direcciones de forma simultánea.

Para determinar dichas áreas se utiliza un método en el cual se compatibiliza la ley de Hooke de cubos infinitesimales deformables y el método de los desplazamientos, los que fueron descritos con anterioridad y que se describe en capítulos posteriores.

Los elementos que se utilizaron para todos los modelos son los siguientes:

- Acero Horizontal: Corresponde al conjunto de elementos que representan el acero de refuerzo transversal y al acero de estribos que tendrá cada muro correspondiente.
- Acero Vertical: Corresponde al conjunto de elementos que representan al acero de refuerzo longitudinal distribuido a lo largo del muro.
- Acero Vertical de Borde: Corresponde al conjunto de elementos que representan el acero de refuerzo longitudinal de borde que se ubica en cada extremo del muro.
- Concreto Diagonal: Corresponde al conjunto de elementos que representan el hormigón a lo largo de las diagonales de cada cubo del modelo.
- Concreto Vertical y Horizontal: Corresponde al conjunto de elementos que representan el hormigón a lo largo de las verticales y horizontales de cada cubo del modelo.

Por último, mencionar que los valores de masa e inercia rotacional en cada dirección fueron cero, ya que se incluye el peso de cada elemento como una fuerza vertical en cada nodo del modelo, y no se necesita incluir inercias rotacionales por que el análisis será de tipo monotónico cuasi-estático.

Cada elemento utilizado en los modelos se representó en la Figura 5.4 con un color distinto, sin embargo, corresponde a una representación simplificada y no al modelo final. Esto con el objetivo de poder visualizar sin dificultad la disposición de cada tipo de elemento utilizado. Elementos de color verde representan el concreto diagonal, de color azul el concreto vertical y horizontal, de color rojo el acero vertical de borde, de color negro el acero vertical distribuido, y de color amarillo el acero

horizontal. Es importante destacar que los elementos de hormigón (vertical, horizontal y diagonal) están dispuestos a lo largo de todo el modelo, y en posiciones donde se encuentre acero, se superponen los dos elementos trabajando en conjunto.

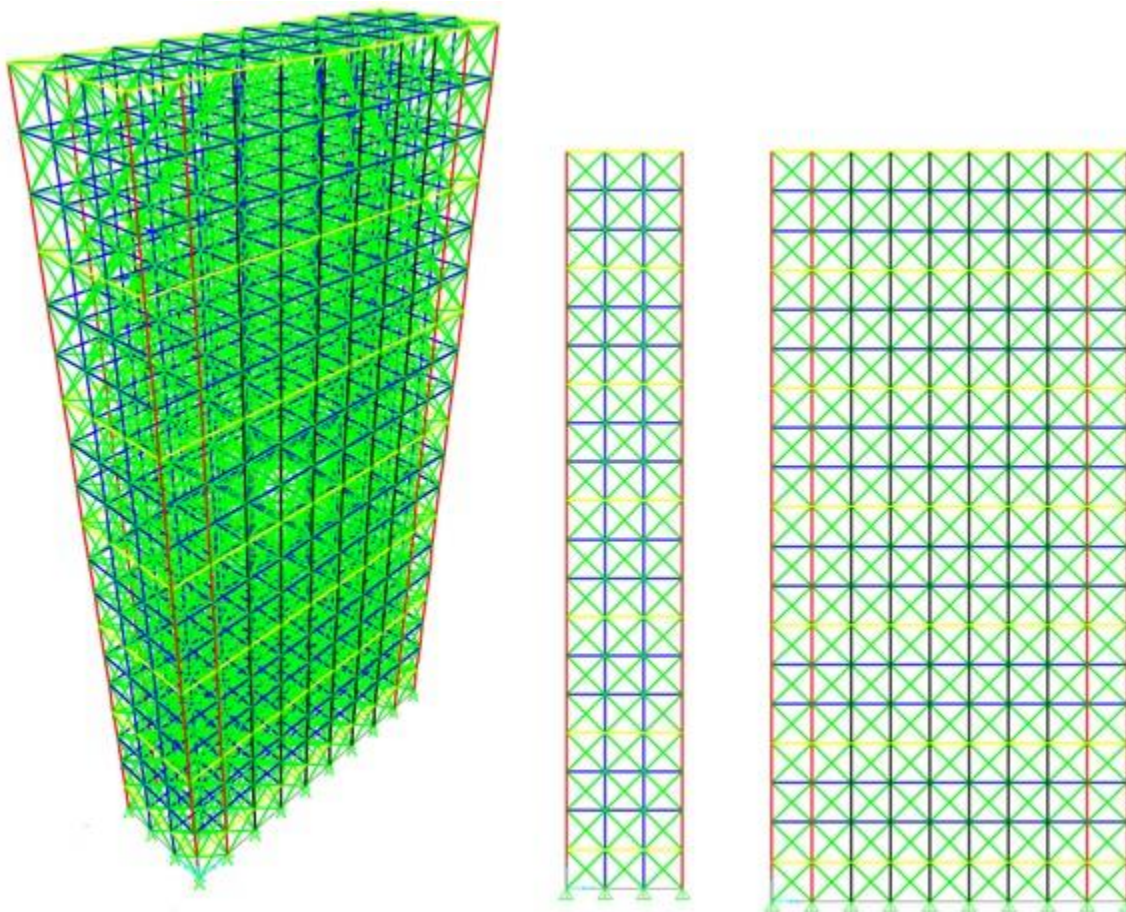


Figura 5.4: Representación no final del modelo, indicando con colores cada tipo de elemento utilizado

Para definir el comportamiento de cada uno de los elementos uniaxiales se utilizaron curvas de comportamiento uniaxial tanto en tracción como en compresión de hormigón y acero. Las curvas de comportamiento fuerza-deformación se introdujeron en base a diferentes puntos formando diferentes tramos rectos. Se definen a continuación dichas curvas.

5.1.1. Hormigón

Para el comportamiento del hormigón se utilizó el modelo “Mander”, el que se ha presentado en la sección 4.1.1 Modelos de comportamiento de Hormigón en Compresión. Se ha utilizado un comportamiento isotrópico con comportamiento diferente tanto en tracción como en compresión. Se ha fijado la resistencia nominal a la compresión, f'_c , con un valor de 250 kgf/cm^2 , la resistencia nominal a la tracción, f_t , con un valor de $2\sqrt{f'_c} \text{ kgf/cm}^2$ y se determinó el módulo de elasticidad a partir de la expresión indicada en ACI 318 (American Concrete Institute ACI, 2008): $E = 15100\sqrt{f'_c}$ en unidades de kgf/cm^2 . El valor del coeficiente de Poisson se fijó en 0.2 y los demás parámetros como peso y masa por unidad de volumen se dejaron con el valor predeterminado que viene el software para un hormigón común definido por el usuario.

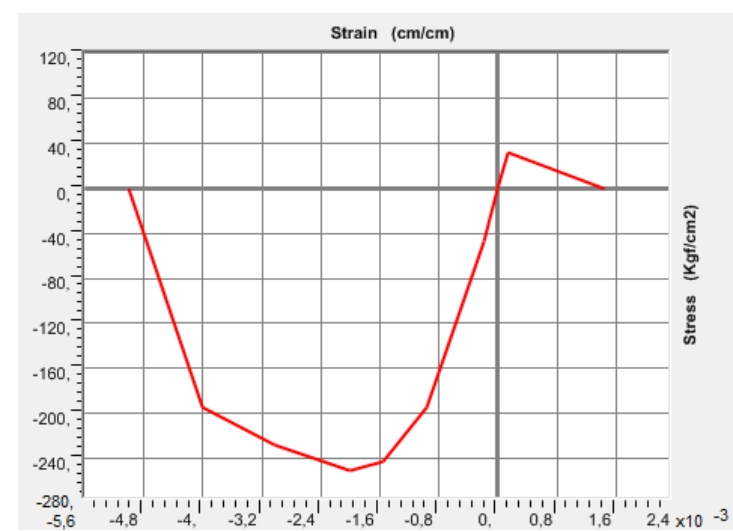


Figura 5.5: Curva de comportamiento de hormigón utilizada en los modelos

5.1.2. Acero de refuerzo

Para el comportamiento del acero de refuerzo se utilizó el modelo “Park” que viene predefinido en el software. Esta curva corresponde al modelo propuesto por Kent (Kent, 1969), la cual se ha presentado en la sección 4.1.3 Modelos de comportamiento de Acero de Refuerzo. Se ha utilizado un comportamiento uniaxial, y se ha fijado la tensión nominal de fluencia en 4200 kgf/cm^2 y la resistencia nominal a la tracción en 6300 kgf/cm^2 . Se fijó el módulo de elasticidad en $2.1E06 \text{ kgf/cm}^2$, y los demás parámetros como peso y masa por unidad de volumen se dejaron con el valor predeterminado que viene el software para un acero de refuerzo común definido por el usuario.

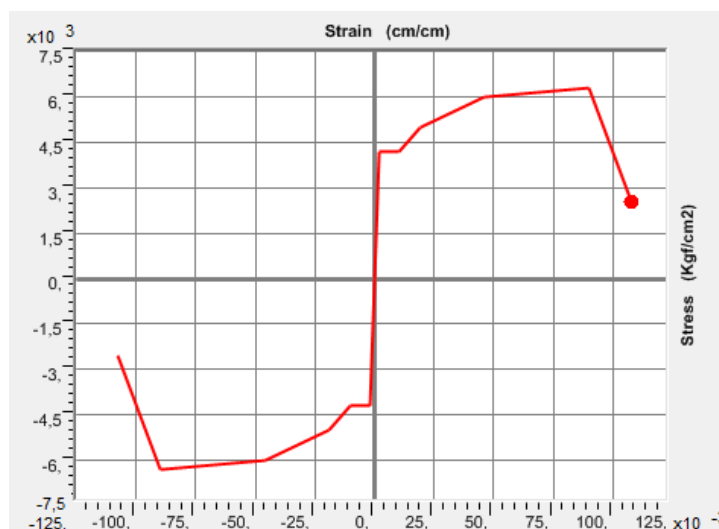


Figura 5.6: Curva de comportamiento de acero de refuerzo utilizada en los modelos

Se resumen las propiedades de cada material en la Tabla 5.1.

	Hormigón	Acero de Refuerzo
Modelo	Mander	Park
Tipo de simetría	Isotrópico	Uniaxial
Resistencia a la compresión, en kgf/cm^2	250	-
Módulo de elasticidad, en kgf/cm^2	$15100\sqrt{250}$	$2.1E06$
Coeficiente de Poisson	0.2	0
Tensión de fluencia, en kgf/cm^2	-	4200
Resistencia última a tracción, en kgf/cm^2	-	6300

Tabla 5.1: Resumen de las propiedades de cada material utilizado en los modelos

5.2. Obtención de Áreas de los Elementos de Hormigón

Para obtener las áreas de cada uno de los elementos de hormigón se consideró que el campo de desplazamientos nodales del reticulado que se utilizará en el modelo debía tener el mismo campo de desplazamientos que tendría un cubo infinitesimal de hormigón isotrópico homogéneo lineal elástico, utilizando la teoría elástica de Hooke.

5.2.1. Teoría elástica de Hooke

Se definió con anterioridad esta teoría basada en las leyes de Hook para la elasticidad de sólidos deformables. En primer lugar se define un cubo de prueba donde se indica el valor de cada lado de este ($L = a$), el módulo de elasticidad ($E = 15100\sqrt{f'_c}$; $f'_c = 250 [kgf/cm^2]$), el valor del coeficiente de Poisson ($\nu = 0.2$) y el esfuerzo (σ_{zz}) (solo vertical de compresión en la cara superior). Al someter el cubo solo a esfuerzo vertical en su cara superior se presenta deformación en ε_{xx} , ε_{yy} y ε_{zz} .

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} (\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz}))$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} (\sigma_{yy} - \nu(\sigma_{zz} + \sigma_{xx}))$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} (\sigma_{zz} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}))$$

Transformando las ecuaciones anteriores en términos de fuerza y deformación, obtenemos:

$$\frac{dx}{a} = \frac{1}{E} \left(-\nu \frac{F_z}{a^2} \right) \rightarrow dx = \left(\frac{-\nu}{Ea} \right) F_z$$

$$\frac{dy}{a} = \frac{1}{E} \left(-\nu \frac{F_z}{a^2} \right) \rightarrow dy = \left(\frac{-\nu}{Ea} \right) F_z$$

$$\frac{dz}{a} = \frac{1}{E} \left(\frac{F_z}{a^2} \right) \rightarrow dz = \left(\frac{1}{Ea} \right) F_z$$

Con esto obtenemos las primeras tres ecuaciones que introduciremos al sistema de ecuaciones que contiene las incógnitas de nuestro problema: área de elementos de hormigón.

5.2.2. Método de los desplazamientos

Para este método necesitamos construir la matriz de rigidez global del cubo propuesto en la Figura 5.3. En particular necesitamos encontrar las rigideces asociado a los grados de libertad del cubo en estudio. Se propone utilizar 17 grados de libertad, los que se ilustran en la Figura 5.7.

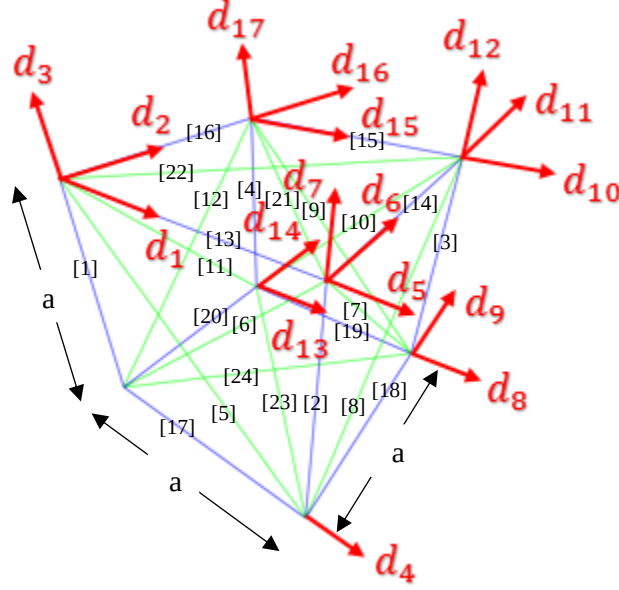


Figura 5.7: Grados de libertad del cubo infinitesimal analizado con el método de los desplazamientos

Matrices de Rigidez por elemento:

Elementos Verticales

$$[K]_{vert} = \left(\frac{EA_v}{a} \right) d_3 \quad [1]$$

$$[K]_{vert} = \left(\frac{EA_v}{a} \right) d_7 \quad [2]$$

$$[K]_{vert} = \left(\frac{EA_v}{a} \right) d_{12} \quad [3]$$

$$[K]_{vert} = \left(\frac{EA_v}{a} \right) d_{17} \quad [4]$$

Elementos Diagonales Verticales

$$[K]_{diag.vert} = \left(\frac{EA_d}{a\sqrt{2}} \right) \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right)^2 \begin{bmatrix} 1 & -1 & 1 \\ -1 & 1 & -1 \\ 1 & -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_4 \\ d_1 \\ d_3 \end{bmatrix} \quad [5]$$

$$[K]_{diag.vert} = \left(\frac{EA_d}{a\sqrt{2}} \right) \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right)^2 \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_5 \\ d_7 \end{bmatrix} \quad [6]$$

$$[K]_{Diag.Vert} = \left(\frac{EA_d}{a\sqrt{2}}\right) \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)^2 \begin{bmatrix} 1 & -1 & 1 \\ -1 & 1 & -1 \\ 1 & -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_9 \\ d_6 \\ d_7 \end{bmatrix} \quad [7]$$

$$[K]_{Diag.Vert} = \left(\frac{EA_d}{a\sqrt{2}}\right) \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)^2 \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_{11} \\ d_{12} \end{bmatrix} \quad [8]$$

$$[K]_{Diag.Vert} = \left(\frac{EA_d}{a\sqrt{2}}\right) \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)^2 \begin{bmatrix} 1 & -1 & 1 \\ -1 & 1 & -1 \\ 1 & -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_8 \\ d_{15} \\ d_{17} \end{bmatrix} \quad [9]$$

$$[K]_{Diag.Vert} = \left(\frac{EA_d}{a\sqrt{2}}\right) \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)^2 \begin{bmatrix} 1 & -1 & -1 \\ -1 & 1 & 1 \\ -1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_{13} \\ d_{10} \\ d_{12} \end{bmatrix} \quad [10]$$

$$[K]_{Diag.Vert} = \left(\frac{EA_d}{a\sqrt{2}}\right) \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)^2 \begin{bmatrix} 1 & -1 & 1 \\ -1 & 1 & -1 \\ 1 & -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_{14} \\ d_2 \\ d_3 \end{bmatrix} \quad [11]$$

$$[K]_{Diag.Vert} = \left(\frac{EA_d}{a\sqrt{2}}\right) \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)^2 \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_{16} \\ d_{17} \end{bmatrix} \quad [12]$$

Elementos Horizontales Superiores

$$[K]_{Horiz.Sup} = \left(\frac{EA_h}{a}\right) \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_1 \\ d_5 \end{bmatrix} \quad [13]$$

$$[K]_{Horiz.Sup} = \left(\frac{EA_h}{a}\right) \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_6 \\ d_{11} \end{bmatrix} \quad [14]$$

$$[K]_{Horiz.Sup} = \left(\frac{EA_h}{a}\right) \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_{15} \\ d_{10} \end{bmatrix} \quad [15]$$

$$[K]_{Horiz.Sup} = \left(\frac{EA_h}{a}\right) \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_2 \\ d_{16} \end{bmatrix} \quad [16]$$

Elementos Horizontales Inferiores

$$[K]_{Horiz.Inf} = \left(\frac{EA_h}{a}\right) \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} d_4 \quad [17]$$

$$[K]_{Horiz.Inf} = \left(\frac{EA_h}{a}\right) \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} d_9 \quad [18]$$

$$[K]_{Horiz.Inf} = \left(\frac{EA_h}{a}\right) \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_{13} \\ d_8 \end{bmatrix} \quad [19]$$

$$[K]_{Horiz.Inf} = \left(\frac{EA_h}{a}\right) \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} d_{14} \quad [20]$$

Elementos Diagonales Horizontales Superiores

$$[K]_{Diag.Horiz.Sup} = \left(\frac{EA_d}{a\sqrt{2}}\right) \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)^2 \begin{bmatrix} 1 & -1 & -1 & 1 \\ -1 & 1 & 1 & -1 \\ -1 & 1 & 1 & -1 \\ 1 & -1 & -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_5 \\ d_6 \\ d_{15} \\ d_{16} \end{bmatrix} \quad [21]$$

$$[K]_{Diag.Horiz.Sup} = \left(\frac{EA_d}{a\sqrt{2}}\right) \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)^2 \begin{bmatrix} 1 & 1 & -1 & -1 \\ 1 & 1 & -1 & -1 \\ -1 & -1 & 1 & 1 \\ -1 & -1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_{10} \\ d_{11} \end{bmatrix} \quad [22]$$

Elementos Diagonales Horizontales Inferiores

$$[K]_{Diag.Horiz.Inf} = \left(\frac{EA_d}{a\sqrt{2}}\right) \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)^2 \begin{bmatrix} 1 & -1 & 1 \\ -1 & 1 & -1 \\ 1 & -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_4 \\ d_{13} \\ d_{14} \end{bmatrix} \quad [23]$$

$$[K]_{Diag.Horiz.Inf} = \left(\frac{EA_d}{a\sqrt{2}}\right) \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)^2 \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_8 \\ d_9 \end{bmatrix} \quad [24]$$

Luego de tener las matrices de rigidez de cada elemento del cubo, estas se ensamblan en la matriz de rigidez global y se realiza la ecuación:

$$\{D\} = [K]^{-1}\{W\}$$

Donde:

$$\{W\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ -F_z/4 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -F_z/4 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -F_z/4 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -F_z/4 \end{Bmatrix} \quad \{D\} = \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \\ d_7 \\ d_8 \\ d_9 \\ d_{10} \\ d_{11} \\ d_{12} \\ d_{13} \\ d_{14} \\ d_{15} \\ d_{16} \\ d_{17} \end{Bmatrix}$$

Para poder generar un estado tensional equivalente, se transforma el estado de esfuerzos aplicado sobre la cara superior del cubo en 4 cargas nodales aplicadas en los 4 nodos de la cara superior de

este. La matriz de cargas nodales $\{W\}$ corresponde a la representación del estado de cargas que se muestra en la Figura 5.8.

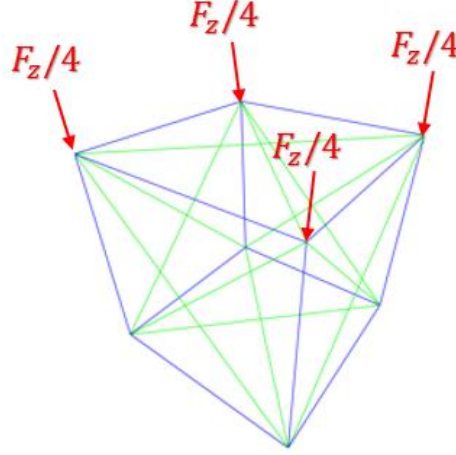


Figura 5.8: Estado de cargas nodales presentes en el cubo infinitesimal

Basta con utilizar solo dos de las 17 ecuaciones del sistema de ecuaciones matricial correspondiente a cada grado de libertad. En particular se tomará una asociada al desplazamiento en dirección vertical y otro en dirección horizontal, obteniendo una expresión que contiene el valor de desplazamiento en función de las incógnitas de nuestro problema, área vertical/horizontal y área diagonal. Luego de realizado lo anterior estamos en condiciones de generar el sistema de ecuaciones que contiene dos incógnitas y dos ecuaciones que resolverá el problema. Este sistema se genera igualando el valor de desplazamiento obtenido a través de los dos métodos descritos anteriormente.

Se presentan a continuación los resultados, incluyendo expresiones con valor del coeficiente Poisson igual a 0.2, y para cubos con arista igual 2 y 4 centímetros. Estas condiciones representan el trabajo realizado en la memoria.

$$\text{Área vertical} - \text{horizontal} = \frac{3va^2 - a^2}{8v^2 + 4v - 4}$$

$$\text{Área Diagonal} = \frac{-(\sqrt{2}va^2)}{4v^2 + 2v - 2}$$

Incluyendo valor de Poisson:

$$\text{Área vertical} - \text{horizontal} = \frac{5a^2}{36}$$

$$\text{Área Diagonal} = \frac{5\sqrt{2}a^2}{36}$$

Cubo de 4 centímetros de arista:

$$\text{Área vertical} - \text{horizontal} = \frac{20}{9} \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Área Diagonal} = \frac{20\sqrt{2}}{9} \text{ [cm}^2\text{]}$$

Cubo de 2 centímetros de arista:

$$\text{Área vertical} - \text{horizontal} = \frac{5}{9} \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Área Diagonal} = \frac{5\sqrt{2}}{9} \text{ [cm}^2\text{]}$$

El área que se obtuvo corresponde a la configuración de un solo cubo, sin embargo, en el modelo del muro se tienen varios cubos ensamblados. Es por eso que esta área se utilizará exclusivamente en elementos que no se encuentren en la frontera con otro cubo. Los elementos que son compartidos por dos o cuatro cubos se tratarán de distinta forma. El área de estos elementos por simple geometría debe ser mayor ya que el área tributaria que abarca es mayor. Se asumirá que el área es el doble o el cuádruple si es que el elemento comparte dos o cuatro cubos respectivamente. Se presenta en la Figura 5.9 un ejemplo para elementos verticales y en la Figura 5.10 un ejemplo para elementos diagonales, donde se presentan en rojo los elementos que se quieren destacar.

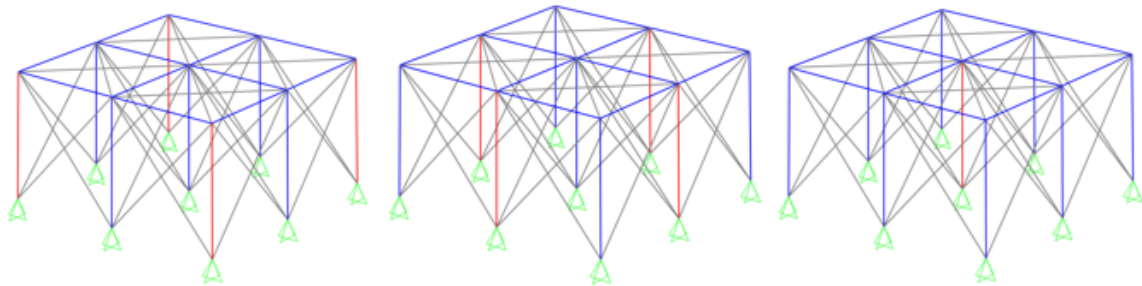


Figura 5.9: Ilustración de elementos verticales que comparten uno, dos o cuatro cubos, de izquierda a derecha

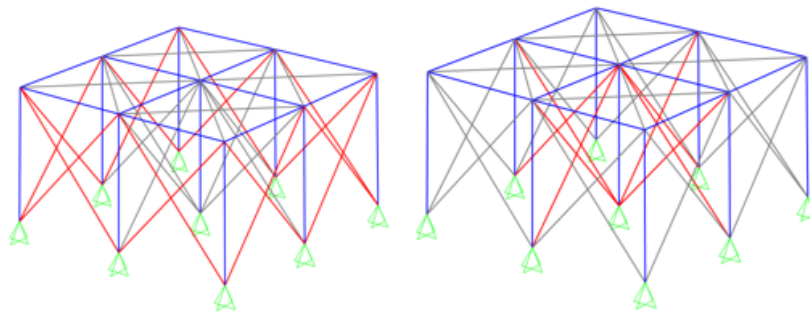


Figura 5.10: Ilustración de elementos diagonales que comparten uno o dos cubos, de izquierda a derecha

Área de cubo de 4 [cm] de arista			
	1 cubo compartido	2 cubos compartidos	4 cubos compartidos
Vertical/Horizontal	20/9	40/9	80/9
Diagonal	$(20\sqrt{2})/9$	$(40\sqrt{2})/9$	-

Tabla 5.2: Área de cada elemento para un cubo de 4 [cm] de arista

Área de cubo de 2 [cm] de arista			
	1 cubo compartido	2 cubos compartidos	4 cubos compartidos
Vertical/Horizontal	5/9	10/9	20/9
Diagonal	$(5\sqrt{2})/9$	$(10\sqrt{2})/9$	-

Tabla 5.3: Área de cada elemento para un cubo de 2 [cm] de arista

La configuración de los elementos horizontales es de la misma forma que los elementos verticales. Se deduce entonces que los elementos verticales y horizontales que se encuentran en las aristas del muro adquieren el área multiplicada por 1, los que se encuentran en el manto del muro adquieren el área multiplicada por 2 y los que se encuentran en el interior del muro adquieren el área multiplicada por 4. De la misma forma los elementos diagonales que se encuentran en el manto del muro adquieren el área multiplicada por 1 y los que se encuentran en el interior del muro adquieren el área multiplicada por 2.

La razón por la que se han utilizado cubos de arista 4 y 2 [cm] ha sido con el fin de tener la misma cantidad de cubos en el ancho, independiente de la longitud del ancho de cada muro, teniendo como objetivo no tener diferencias de comportamiento por concepto de cantidad de elementos. De esta forma todos los muros analizados en este estudio tienen la cantidad de 7 cubos a lo largo del ancho de estos.

5.3. Análisis Monotónico No Lineal

Existen tres puntos importantes de analizar en relación a la aplicación de la carga y la estructura propiamente tal. El primero corresponde a cómo se aplicarán las cargas a la estructura (p. ej. estáticamente o dinámicamente), para esto se establece el tipo de ecuación matricial que se resolverá para poder determinar los output del programa (p. ej. desplazamientos, deformaciones, fuerzas internas, reacciones). El segundo tiene relación a cómo responderá la estructura (p. ej. lineal o no lineal). Y por último, la manera en cómo se resolverá la ecuación matricial y se obtendrán los output del modelo.

Los resultados de un análisis no lineal no se pueden superponer ya que no tienen las propiedades de homogeneidad y aditividad que sí lo tiene un análisis lineal, esto debido a que las propiedades estructurales varían a lo largo del análisis. Es decir, se deben aplicar todas las cargas actuando en conjunto para que la estructura responda adecuadamente.

5.3.1. Condiciones generales

El análisis se llevará a cabo resolviendo la ecuación dinámica del movimiento con un nivel de amortiguamiento tal que represente un estado de carga cuasi-estático. Los motivos por los que se utiliza este tipo de ecuación radican en la mayor estabilidad numérica del sistema ante la presencia de componentes inerciales en el sistema de ecuaciones, situación preponderante en modelos con gran cantidad de elementos no lineales. Se establece que la resolución de la ecuación matricial y la entrega de datos se realizan mediante el método de Integración Directa, lo que significa resolver directamente la ecuación dinámica del movimiento mediante métodos de diferencias finitas disponibles en el software utilizado.

5.3.2. Cargas y parámetros dinámicos

Se crean 3 patrones de carga que representan las condiciones de trabajo para todos los muros en la presente memoria, las que corresponden a:

- Peso propio: corresponde a la carga asociada al peso propio de la estructura ya que a ningún elemento finito se le asignó masa. Esta carga se calculó a partir del peso unitario del hormigón armado establecido en 2.5 T/m^3 y las dimensiones de cada muro.
- Carga axial: corresponde a la carga asociada a fuerzas verticales que resiste el muro. Se establece en $0.25f'_c A_g$ y se distribuye en todos los nodos de la parte superior de cada muro. Ha sido asignado de esta manera por ser el mismo valor de RCA aplicado en el muro (W2) que presentó la falla diagonal más evidente en el estudio de los profesores Hube y de la Llera (Hube & de la Llera, 2015).
- Carga horizontal: corresponde a la carga asociada a fuerzas horizontales que resiste el muro. Se establece en un valor fijo para cada modelo y se incrementa gradualmente a lo largo del análisis. Se distribuye en todos los nodos de la parte superior y en dirección del plano del muro.

Se crean 2 casos de carga, uno donde se incluyen los dos patrones de carga asociado a las cargas verticales y otro donde se incluye el patrón de carga asociado a la carga lateral. A cada patrón de carga se le asigna una función lineal que permite incrementar gradualmente la carga (ver Figura 5.11).

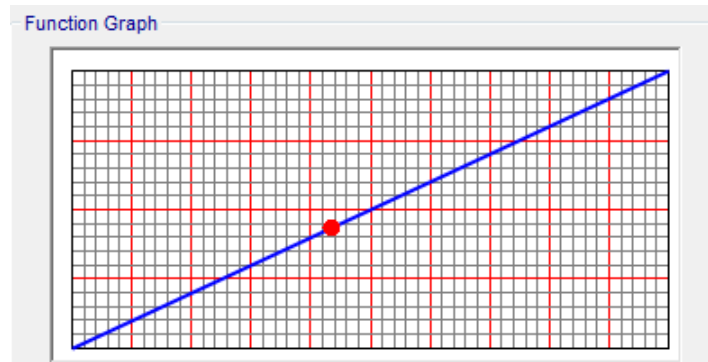


Figura 5.11: Función lineal creciente que permite introducir gradualmente la carga

El caso de carga asociado a fuerzas verticales comenzará de un estado inicial cero, lo que corresponde al estado sin fuerza alguna aplicada en el modelo. Mientras que el caso de carga asociado a fuerzas horizontales continuará a partir del estado final que produjo el caso de fuerzas verticales en el modelo.

El amortiguamiento que se incluye en cada modelo se establece como viscoso tipo Rayleigh y con un valor de 0.2. La integración de la ecuación se realiza mediante el método Hilber – Hughes – Taylor con valores de parámetros sugeridos por el manual del software.

5.3.3. Otras consideraciones

El muro que se ha modelado corresponde a un elemento estructural perteneciente a un grupo de elementos resistentes de una estructura. Este muro sustenta parcialmente la losa perteneciente al piso superior, junto a los demás elementos estructurales de los demás pisos. Se establece por esto que todos los nodos de la parte superior del muro se comportarán como cuerpo rígido, asignando las restricciones correspondientes.

Se le ha asignado a la base del muro apoyos fijos rotulados restringiendo así la traslación en todas direcciones, esta restricción se realiza para replicar el efecto que produce la losa de piso en la zona inferior del muro. No es necesario restringir giros ya que los elementos tienen comportamiento uniaxial.

6. CASOS DE ESTUDIO

Como se ha mencionado con anterioridad se modelará e intentará replicar muros de hormigón armado de ciertas características. Dos son los tipos de muro que se crearán, diferentes en espesor e iguales en altura, largo y cuantía de refuerzo. Para cada tipo de muro se crearán 2 modelos diferenciados por la inclusión de estribos de borde en uno de ellos. El primero corresponde a un muro sin ningún estribo de borde y el segundo corresponde a uno con estribos de borde y doblez de ganchos a 135 (condición que se explicará más adelante). Adicionalmente se creará un tercer muro solo para la condición de espesor grueso, el que corresponde a uno con estribos de borde y doblez de ganchos a 90°. El tipo de carga, su orientación y magnitud, como se ha dicho con anterioridad, es la misma para todos los muros modelados.

Una consideración importante de mencionar tiene relación con el recubrimiento de los muros en los modelos. Se ha considerado que los modelos no poseen ningún recubrimiento para efectos de cálculo, es decir, se ha dispuesto los elementos de acero de refuerzo en los bordes del muro. Esto es debido a que el recubrimiento, al estar muy propenso al efecto Poisson sufre daño muy prontamente en el análisis y no aporta gran resistencia al muro en general, provocando cierto nivel de inestabilidad numérica en el sistema. Su eliminación no afecta sustancialmente el análisis y ayuda a que se realice de manera más óptima. Es de gran ayuda para proteger el acero de refuerzo contra los agentes ambientales y para que el hormigón tenga un buen comportamiento mecánico en conjunto con el acero de refuerzo, sin embargo, son características que para este análisis no tienen relevancia.

Otra de las consideraciones que se hicieron a los modelos corresponde al comportamiento esfuerzo-deformación del hormigón. Cualquier modelo que se realice en dos dimensiones y se considere confinamiento de borde, tiene que tener un modelo de comportamiento de hormigón que contabilice las propiedades de un hormigón confinado (resistencia y capacidad de deformación no lineal). Sin embargo, como este modelo es de tres dimensiones, el confinamiento de borde se hace directamente asignando acero dispuesto en el ancho soportando los esfuerzos en aquella dirección, sin necesidad de utilizar un comportamiento de hormigón confinado.

En la Tabla 6.1, se presenta un resumen de los dos tipos de muro con sus características principales.

Muro	t_w [cm]	l_w [cm]	h_w [cm]	RCA	M/Vl_w	ρ_s [‰]	ρ_l [‰]	ρ_t [‰]	l_{Link} [cm]
A	28	96	240	0.25	2.5	7.57	5.98	5.98	4
B	14	96	240	0.25	2.5	7.57	5.98	5.98	2

Tabla 6.1: Características presentes en cada tipo de muro en estudio

6.1. Muro tipo A

Muro de dimensiones 28 x 96 x 240 [cm] (se considerará como el muro de espesor grueso). Su cuantía de acero corresponde a las siguientes: acero vertical de borde (ρ_s) de 7.57 ‰, acero vertical distribuido (ρ_l) de 5.98 ‰, y acero horizontal distribuido (ρ_t) de 5.98 ‰. Todas las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal se calculan a partir del método provisto en la norma ACI 318 (American Concrete Institute ACI, 2008). Mientras que la cuantía de acero de borde se calcula de la forma tradicional en Chile. A continuación se presenta en detalle cada una de ellas.

$$\rho_s = \frac{\text{Área total de acero de un borde}}{\text{Área total hormigón}}$$

$$\rho_l = \frac{\text{Área acero vertical distribuido}}{\text{Área tributaria hormigón}}$$

$$\rho_t = \frac{\text{Área acero horizontal distribuido}}{\text{Área tributaria hormigón}}$$



Figura 6.1: Cuantía de refuerzo longitudinal presentado en ACI 318 (American Concrete Institute ACI, 2008)

El detalle de la armadura provista en los muros tipo A se presenta para cada uno de los muros en las secciones específicas.

Para este modelo se ha hecho un mallado de 4 [cm] en cada dirección, lo que significa que los elementos tienen un largo de 4 [cm] cada uno, formando cubos de 4x4x4 centímetros. En la Figura 6.2-(a) se presentan las dimensiones del muro tipo A, en la Figura 6.2-(b) se presenta el modelo creado en el software SAP2000 del muro tipo A visto en 3D, y en la Figura 6.3 se presentan los primeros 16 [cm] de altura del modelo del muro visto desde su ancho.

Se deben incluir en cada uno de los tres muros del tipo A 4 mallas verticales de refuerzo, esto debido al hecho de que se quiere representar un muro grueso que se corresponda con dos muros delgados juntos, por lo que se mantiene la cuantía de refuerzo pero se aumenta al doble la cantidad de mallas verticales de refuerzo.

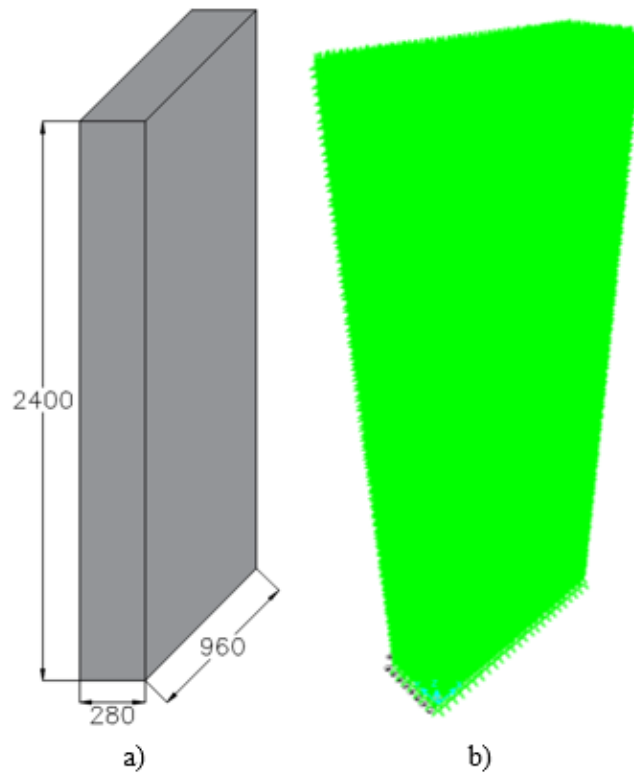


Figura 6.2: Representación y dimensiones del muro Tipo A

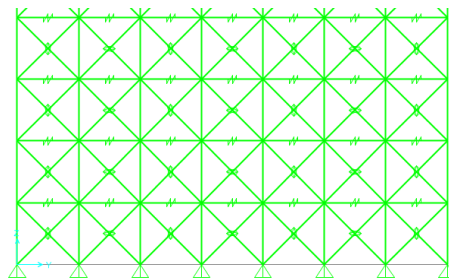


Figura 6.3: Vista a lo ancho del modelo del muro tipo A en sus primeros 16 [cm] de altura

6.1.1. Sin estribos de borde

Este modelo representa un muro que no tiene ningún estribo de borde, por lo que no se dispone de acero a lo ancho, sin embargo, sí se incluye acero a lo largo para contabilizar el acero horizontal que soportará el corte en la estructura. Como se aprecia en la Figura 6.4 el acero horizontal se dispone en cada plano que contiene una barra de acero vertical, por lo que para este muro existen 4 mallas verticales de acero de refuerzo.

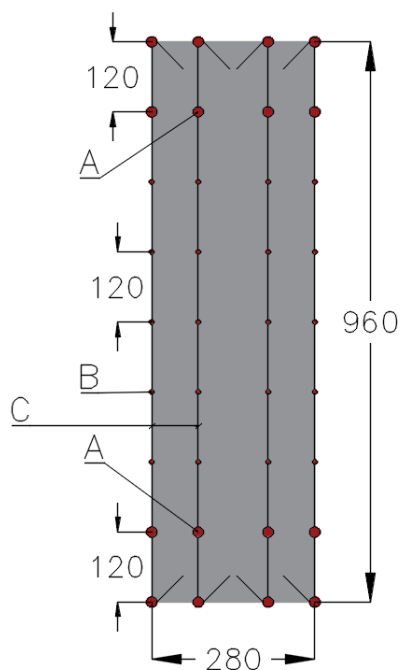


Figura 6.4: Sección transversal del muro tipo A sin estribos de borde

	Características del Refuerzo
A	4Ø18@12
B	4Ø8@12
C	Ø8@12

Tabla 6.2: Detalle del refuerzo para muro tipo A sin estribos de borde

6.1.2. Con estribos de borde y ganchos con dobléz a 135°

Este modelo representa un muro que tiene estribos de borde y ganchos con dobléz a 135°, a través de barras $\varnothing 8$. Se especifica esta configuración para hacer diferencia con los ganchos de 90° que se podían utilizar por normativa antes del terremoto de Maule de 2010 y en donde se observaron falencias en su efectividad. Para esto se asume que los ganchos a 135° no deslizan ni se abren y trabajan efectivamente en toda su capacidad.

Este modelo incluye acero a lo largo del muro para contabilizar el acero horizontal que soportará el corte en la estructura. Como se aprecia en la Figura 6.5 el acero horizontal se dispone en cada plano que contiene una barra de acero vertical, esto quiere decir que existen 4 mallas verticales de acero de refuerzo.

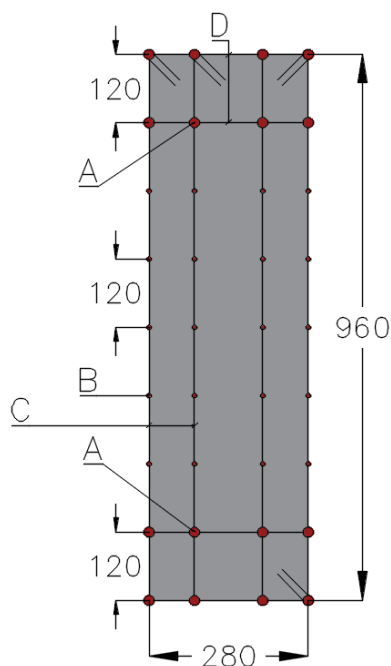


Figura 6.5: Sección transversal del muro tipo A con estribos de borde y ganchos con dobléz a 135°

	Características del Refuerzo
A	4 $\varnothing 18@12$
B	4 $\varnothing 8@12$
C	$\varnothing 8@12$
D	$\varnothing 8@12$

Tabla 6.3: Detalle del refuerzo para muro tipo A con estribos de borde y ganchos con dobléz a 135°

6.1.3. Con estribos de borde y ganchos con doblez a 90°

Este modelo representa un muro que contiene estribos de borde y ganchos con doblez a 90° a través de barras Ø8. Esta configuración intenta representar la baja efectividad que tienen, evidenciada en el terremoto de Maule de 2010. Para esto se ha considerado un acero dispuesto a lo ancho del muro, pero con un área de sección transversal reducido a la mitad en comparación con el muro con ganchos a 135°. Esto solo a modo de criterio, ya que para representar el comportamiento de estribos doblados en 90° habría que realizar un análisis más acabado, análisis que está fuera de los alcances de este trabajo. Por esta razón, se escogió usar un refuerzo equivalente de diámetro 5.66 [mm], el cual entrega un área de acero igual a la mitad del área de una barra Ø8.

Se incluye acero a través del largo del muro para contabilizar el acero horizontal que soportará el corte en la estructura. Como se aprecia en la Figura 6.6 el acero horizontal se dispone en cada plano que contiene una barra de acero vertical, por lo que para este muro existen 4 mallas verticales de acero de refuerzo.

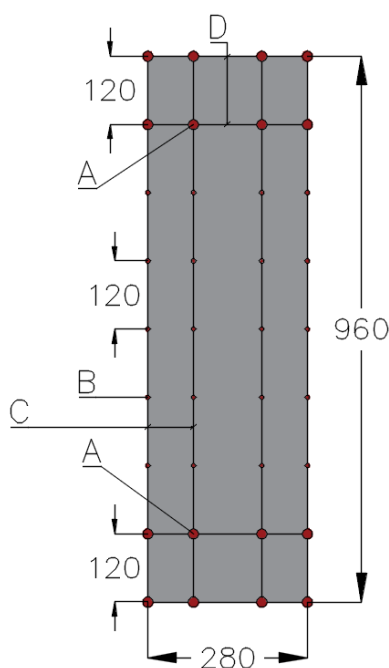


Figura 6.6: Sección transversal del muro tipo A con estribos de borde y ganchos con doblez a 90°

	Características del Refuerzo
A	4Ø18@12
B	4Ø8@12
C	Ø8@12
D	Ø5.66@12

Tabla 6.4: Detalle del refuerzo para muro tipo A con estribos de borde y ganchos con doblez a 90°

6.2. Muro tipo B

Muro de dimensiones 14 x 96 x 240 [cm] (se considerará como el muro de espesor delgado). Su cuantía de acero corresponde a las siguientes: acero vertical de borde (ρ_s) de 7.57 ‰, acero vertical distribuido (ρ_l) de 5.98 ‰, y acero horizontal distribuido (ρ_t) de 5.98 ‰. Todas las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal se calculan de la misma manera que para los muros tipo A, y que se menciona previamente en dicha sección. El detalle de la armadura provista en los muros tipo B se presenta para cada uno de los muros en las secciones específicas.

Para este modelo se ha realizado un mallado de 2 [cm] en cada dirección, lo que significa que los elementos tienen un largo de 2 [cm] cada uno, formando cubos de 2x2x2 centímetros. Es importante mencionar que la configuración de la armadura de cada tipo de muro se ha escogido de forma tal que dos muros B representan el mismo comportamiento que un muro tipo A, con el fin de poder realizar una comparación adecuada.

En la Figura 6.7-(a) se presentan las dimensiones del muro tipo B, en la Figura 6.7-(b) se presenta el modelo creado en el software SAP2000 del muro tipo B visto en 3D, y en la Figura 6.8 se presentan los primeros 16 [cm] de altura del muro visto desde su ancho.

Se deben incluir en cada uno de los 2 muros del tipo B, 2 mallas verticales de refuerzo, por la misma razón que se explica en la sección del muro A, realizando una comparación adecuada entre tipos de muro.

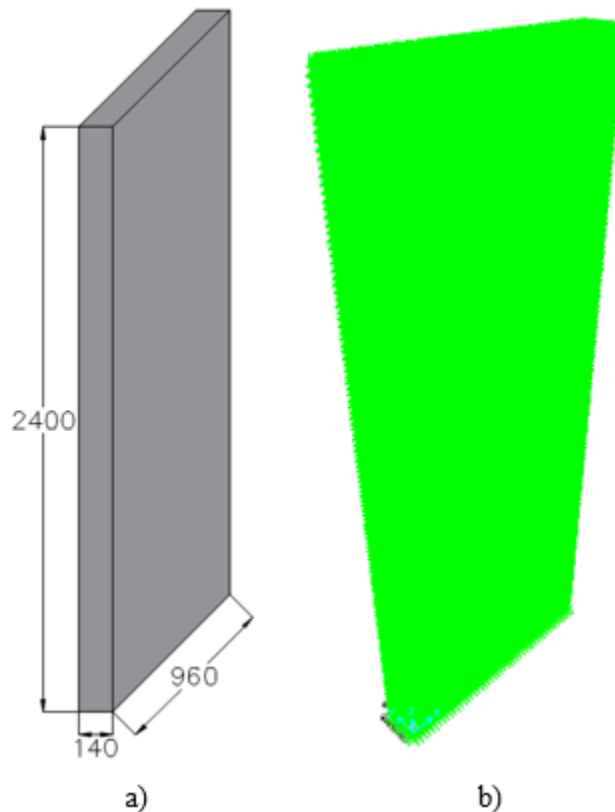


Figura 6.7: Representación y dimensiones del muro Tipo B

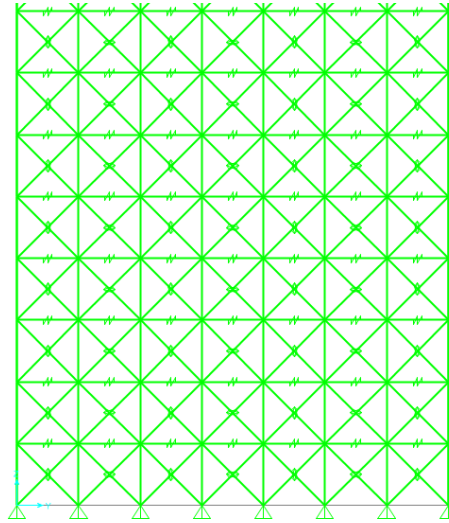


Figura 6.8: Vista a lo ancho del modelo del muro tipo B en sus primeros 16 [cm] de altura

6.2.1. Sin estribos de borde

Este modelo representa un muro que no tiene ningún estribo de borde, por lo que no se dispone de acero a lo ancho, sin embargo, sí se incluye acero a lo largo para contabilizar el acero horizontal que soportará el corte en la estructura. Como se aprecia en la Figura 6.9 el acero horizontal se dispone en cada plano que contiene una barra de acero vertical, por lo que para este muro existen 2 mallas verticales de acero de refuerzo.

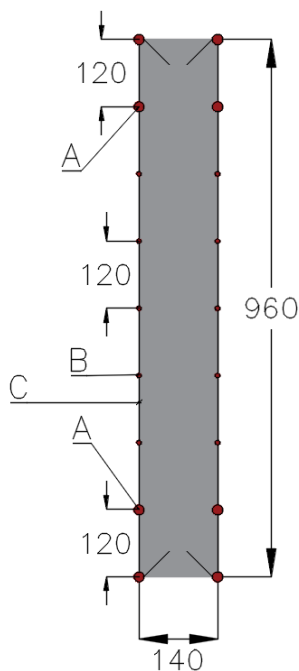


Figura 6.9: Sección transversal del muro tipo B sin estribos de borde

	Características del Refuerzo
A	2Ø18@12
B	2Ø8@12
C	Ø8@12

Tabla 6.5: Detalle del refuerzo para muro tipo B sin estribos de borde

6.2.2. Con estribos de borde y ganchos con dobléz a 135°

Este modelo representa un muro que tiene estribos de borde y ganchos con dobléz a 135°, a través de barras Ø8. Para esto se asume que los ganchos a 135° no deslizan ni se abren y trabajan efectivamente en toda su capacidad.

Este modelo incluye acero a lo largo del muro para contabilizar el acero horizontal que soportará el corte resistido por la estructura. Como se aprecia en la Figura 6.10 el acero horizontal se dispone en cada plano que contiene una barra de acero vertical, esto quiere decir que existen 2 mallas verticales de acero de refuerzo. Además, cabe decir que se utilizó estribos solo en el borde exterior del muro.

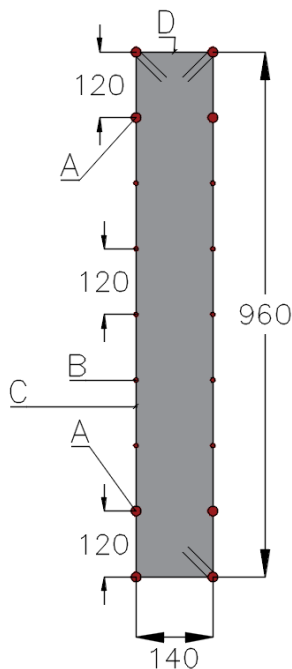


Figura 6.10: Sección transversal del muro tipo B con estribos de borde y ganchos con dobléz a 135°

	Características del Refuerzo
A	2Ø18@12
B	2Ø8@12
C	Ø8@12
D	Ø8@12

Tabla 6.6: Detalle del refuerzo para muro tipo B con estribos de borde y ganchos con dobléz a 135°

7. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Por el tipo de estudio se puede realizar una gran cantidad de análisis distintos con los datos obtenidos a partir de los modelos. Al trabajar con modelos en tres dimensiones se generan datos importantes que no es posible obtener en estudios tradicionales, los que generalmente se realizan en dos dimensiones, dejando de lado comportamientos como el efecto Poisson y la redistribución de esfuerzos en el ancho, que a cierto nivel de deformación llegan a ser importantes.

En este capítulo se presentan los resultados más relevantes del estudio, se analiza cada modelo por separado y se comparan modelos entre sí. Es importante entender siempre que con estos trabajos se pretende llegar a replicar un sistema real, el cual posee una gran cantidad de incertidumbre, originada por distintos factores como la no homogeneidad de los materiales, la utilización de modelos de comportamiento de los materiales, los que están basados en geometrías muy distintas, aplicación de la carga a través de un sistema hidráulico de presiones que puede generar pequeñas excentricidades que van tomando importancia a través del ensayo, ya que a diferencia de los modelos computacionales, la carga no se aplica perfectamente alineada. Otros efectos no considerados por algunos estudios son el pandeo de barras longitudinales que nos conducen al debilitamiento de la estructura y su posterior inestabilidad, así como también la interacción entre el acero de refuerzo y el hormigón, entre otros. Es por esto que mientras más efectos se consideran en el estudio, más real será el comportamiento y mejor su entendimiento, sin embargo, en contraposición, mayores recursos y mayor tiempo se requerirá.

Para poder nombrar de una forma más abreviada cada modelo se presentan las siguientes denominaciones, las que se utilizarán en las siguientes secciones:

- M28-SC: correspondiente al muro de 28 [cm] de espesor, sin estribos de borde.
- M28-CC: correspondiente al muro de 28 [cm] de espesor, con estribos de borde y ganchos con dobléz a 135°.
- M28-MC: correspondiente al muro de 28 [cm] de espesor, con estribos de borde y ganchos con dobléz a 90°.
- M14-SC: correspondiente al muro de 14 [cm] de espesor, sin estribos de borde.
- M14-CC: correspondiente al muro de 14 [cm] de espesor, con estribos de borde y ganchos con dobléz a 135°.

7.1. Resultados correspondientes al muro grueso (28 [cm])

Este modelo, como se ha mencionado con anterioridad en esta memoria, corresponde a un muro de hormigón armado de dimensiones 28x96x240 [cm], correspondientes a ancho, largo y alto, respectivamente. Es importante mencionar que los modelos al tener elementos discretos de baja longitud permiten un buen detalle en el comportamiento local gracias a su buena discretización, sin embargo, los resultados se ven altamente influenciados por eventos locales tales como grietas y efecto Poisson, que hacen que al extraer datos localizados, las curvas de comportamiento tengan ciertos saltos e irregularidades. Sin embargo, al crear curvas con datos más globales, tales irregularidades no se hacen presente. Esto se puede manifestar en las próximas curvas que se presentarán, donde se podrá distinguir aquello.

Por otro lado se ha establecido un patrón de colores y marcadores que se han utilizado en ciertos gráficos con el fin de visualizar de mejor manera cada uno de ellos. Se ha establecido el color rojo para todos los datos extraídos del muro delgado (14 [cm] de espesor), independiente de su tipo de confinamiento. El color azul por otro lado se le ha asignado al muro grueso (28 [cm] de espesor), y por último los datos obtenidos a partir de la herramienta Section Designer se han establecido con el color negro junto al marcador tipo asterisco. Los demás marcadores corresponden a cuadrado, triángulo y círculo, para SC, CC y MC, respectivamente. Se presenta en la Tabla 7.1 un resumen de la información entregada.

	Color	Marcador
M28-SC	Azul	Cuadrado
M28-CC	Azul	Triángulo
M28-MC	Azul	Círculo
M14-SC	Rojo	Cuadrado
M14-CC	Rojo	Triángulo
Section Designer	Negro	Asterisco

Tabla 7.1: Patrón de color y marcador para cada gráfico

7.1.1. Resultados de M28-SC

7.1.1.1. Comportamiento Momento-Curvatura

Para poder formular una curva de momento-curvatura se han tomado datos de deformaciones a una altura de 2 [cm] (datos locales), correspondientes a las deformaciones de la primera capa de elementos en altura, transformando la deformación en deformación unitaria. La curvatura se ha creado a partir de datos promedio en el ancho y se representa a través de la fórmula siguiente:

$$\bar{\phi} = \frac{\bar{\epsilon}_c + \bar{\epsilon}_s}{l_w}$$

Donde:

$\bar{\phi}$: Curvatura promedio

$\bar{\epsilon}_c$: Deformación unitaria promedio del hormigón en la fibra extrema en compresión

$\bar{\epsilon}_s$: Deformación unitaria promedio del acero en la fibra extrema en tracción

l_w : Largo del muro

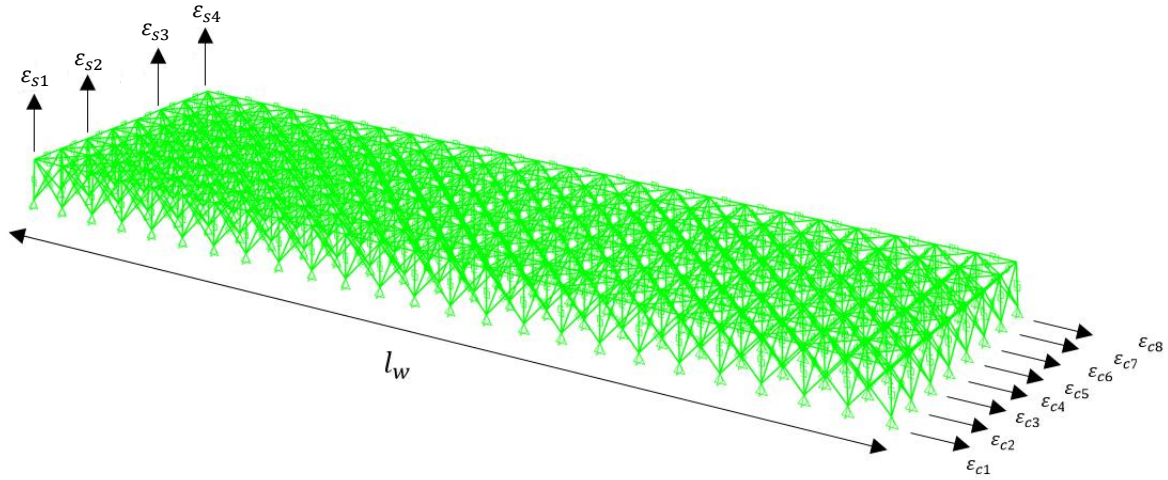


Figura 7.1: Deformaciones unitarias de la primera capa de elementos verticales del modelo

Los valores promedio se calculan a partir de valores de elementos en el ancho, por lo que el promedio de deformación unitaria del hormigón ($\bar{\epsilon}_c$) será el resultado de:

$$\bar{\epsilon}_c = \frac{\epsilon_{c1} + \epsilon_{c2} + \epsilon_{c3} + \epsilon_{c4} + \epsilon_{c5} + \epsilon_{c6} + \epsilon_{c7} + \epsilon_{c8}}{8}$$

De la misma forma el promedio de deformación unitaria del acero ($\bar{\epsilon}_s$) será el resultado de:

$$\bar{\epsilon}_s = \frac{\epsilon_{s1} + \epsilon_{s2} + \epsilon_{s3} + \epsilon_{s4}}{4}$$

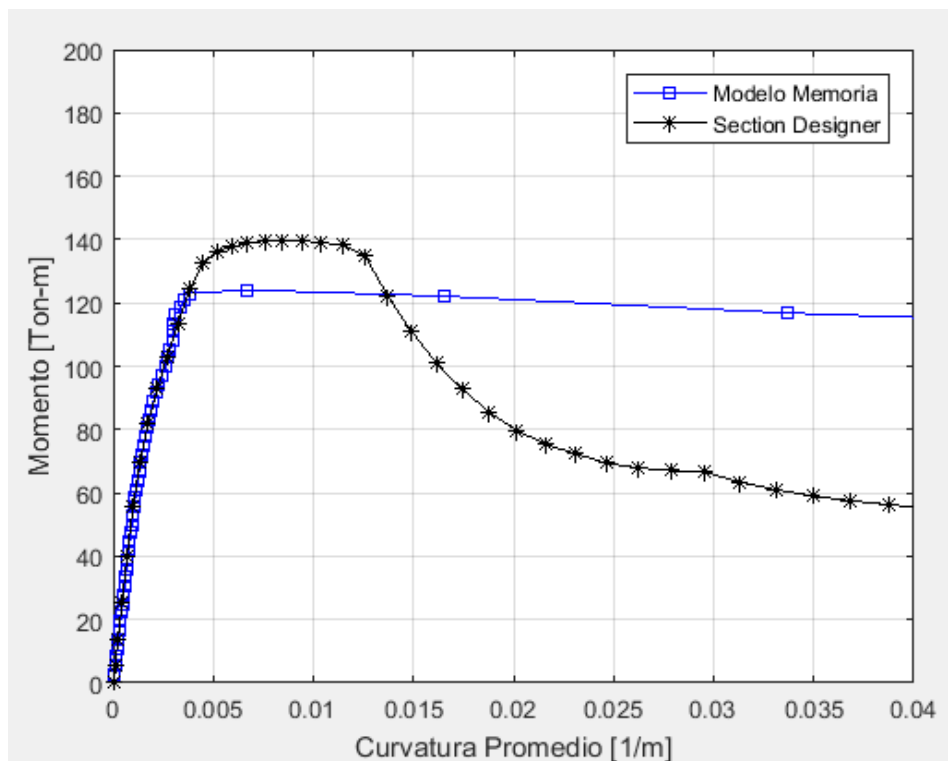


Figura 7.2: Curva Momento-Curvatura en muro M28-SC

La introducción de la herramienta “Section Designer”, proporcionada por el mismo software SAP2000, es de gran utilidad para establecer un punto de comparación bajo condiciones similares al análisis que se está realizando. Esta herramienta utiliza los mismos modelos de comportamiento del hormigón y acero de refuerzo, por lo que también corresponde a un análisis no lineal a partir del material. Sin embargo, como solo analiza la sección transversal del muro y no el muro en sus tres dimensiones, se desprecian los efectos mencionados con anterioridad como el Poisson y la redistribución de esfuerzos en las tres direcciones. Efectos que se hacen fuertemente presentes fuera de la zona lineal, y que se pueden observar en la curva entregada.

La curvatura constante de la sección se basa en la suposición de Navier-Bernoulli (caras planas permanecen planas), situación no presente en los modelos que se han realizado, imponiendo variación de la pendiente del perfil de deformaciones. Esta variación se comprueba en gráficos presentados más adelante en la memoria.

Se aprecia en el gráfico una fuerte similitud entre curvas dentro de la zona lineal, sin embargo, al llegar a la zona de máximo momento el modelo comienza a presentar disminuciones leves de momento a grandes valores de curvatura. Se aprecia la menor resistencia alcanzada por el modelo en comparación con los valores del Section Designer.

7.1.1.2. Perfil de deformaciones y esfuerzos en 3D

La importancia de realizar un modelo con elementos en tres dimensiones es la posibilidad de replicar el comportamiento no solo en el plano donde el elemento aporta gran rigidez, sino también cómo varían los esfuerzos y deformaciones en la dirección débil. Es por esto que se tiene la posibilidad de crear un perfil de deformaciones unitarias y esfuerzos a lo largo del elemento que incluya la dimensión del ancho, advirtiendo el comportamiento no constante a través de este.

Se obtuvieron datos de toda la sección transversal a una altura de 2 [cm] correspondientes a las deformaciones y fuerzas de la primera capa de elementos en altura (sección crítica). Es importante mencionar que los datos obtenidos corresponden a valores de elementos de hormigón, razón por la cual se presentan saltos en la zona de tracción. El nivel de deformación presente en el muro al momento de la extracción de los datos corresponde a un drift de 0.087% y de 0.325%. En cada gráfico se presentan adicionalmente dos planos de referencia correspondientes a la deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo (0.002) y la deformación unitaria promedio de la sección transversal bajo carga axial pura (-0.000212) para los gráficos de deformaciones unitarias. Para las curvas de esfuerzo el plano de referencia que se presenta corresponde al nivel de esfuerzo promedio de la sección transversal bajo carga axial pura (-49.64 [kgf/cm²]).

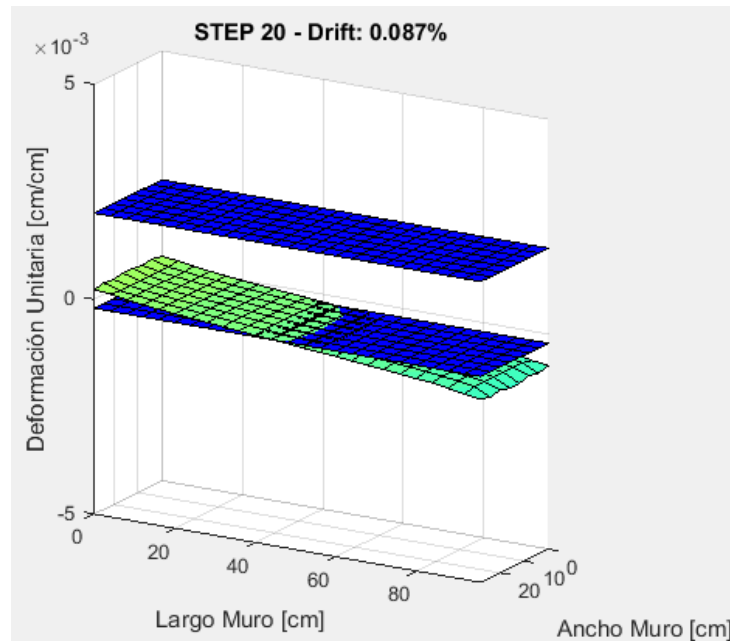


Figura 7.3: Perfil de deformaciones unitarias en 3D en muro M28-SC, para un drift de 0.087%

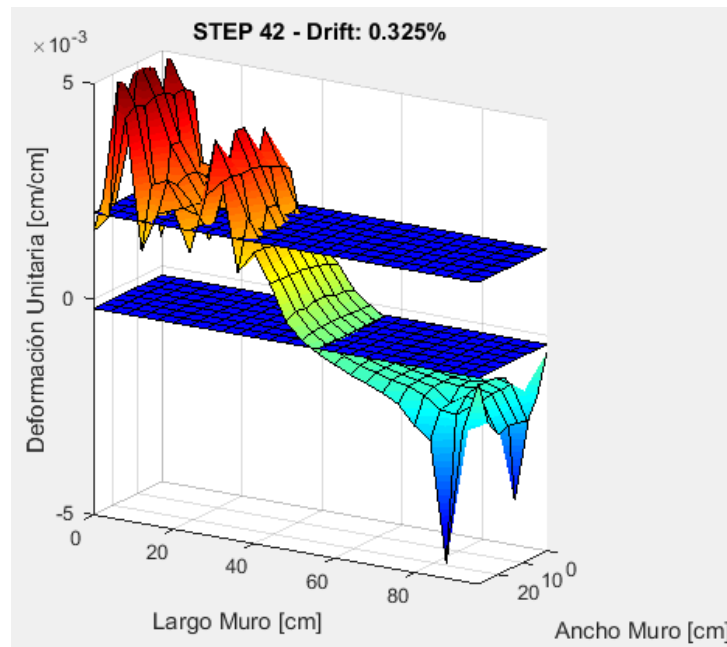


Figura 7.4: Perfil de deformaciones unitarias en 3D en muro M28-SC, para un drift de 0.325%

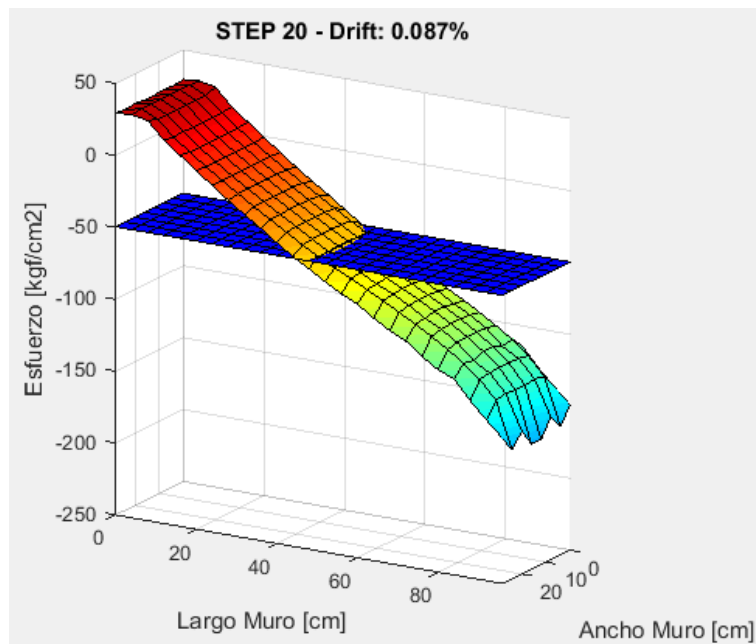


Figura 7.5: Perfil de esfuerzos en 3D en muro M28-SC, para un drift de 0.087%

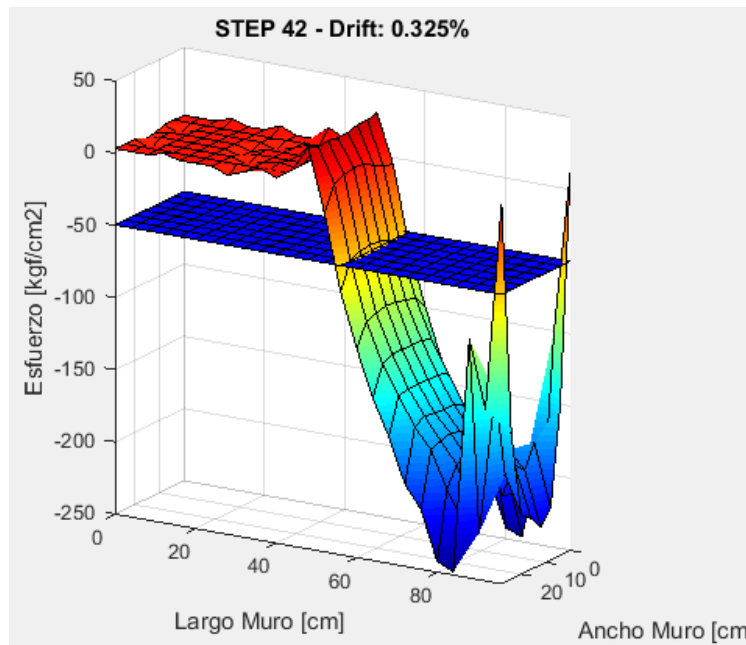


Figura 7.6: Perfil de esfuerzos en 3D en muro M28-SC, para un drift de 0.325%

Es importante mencionar que la clasificación de la Tabla 7.1 es válida para los gráficos de momento-curvatura, corte basal-drift, desplazamiento techo-curvatura y el perfil de deformaciones unitarias donde se compara los modelos M28SC y M14SC. Por lo que no es válida para los gráficos en 3D, donde los colores rojo y azul representan tracción y compresión máxima alcanzada respectivamente.

Se aprecia en el gráfico de la Figura 7.3 que el perfil a una baja deformación se comporta relativamente lineal, sin embargo, al llevar el muro a una deformación alta se vuelve irregular, con clara curvatura del perfil y saltos correspondientes a grandes deformaciones. Se aprecia en la Figura 7.4 un perfil no constante de deformaciones en el ancho del muro, donde se ven grandes deformaciones en las zonas de borde del largo de este. Se observa que existen deformaciones exclusivamente grandes en las esquinas de la zona de máxima compresión, producto de la concentración de esfuerzos.

En los gráficos de perfiles de esfuerzos ocurre algo similar, a baja deformación, los esfuerzos permanecen relativamente constantes (de todas maneras se aprecia mayores esfuerzos en los bordes del muro), sin embargo, al aumentar la deformación, los esfuerzos van tomando cada vez valores más irregulares. En la zona de máxima tracción se aprecia que el hormigón perdió total capacidad de resistir esfuerzos de tracción, mientras que en la zona de máxima compresión el hormigón ha seguido la curva de comportamiento correspondiente que se le ha asignado, habiendo zonas donde aún es capaz de resistir y otras donde ha perdido parcial y totalmente su capacidad. En el gráfico de la Figura 7.6 se aprecia con mayor claridad los mayores esfuerzos de borde que el muro presenta. Por último se observa que las zonas cercanas al eje neutro permanecen en un estado lineal similar al que se encuentra el perfil en la Figura 7.5.

7.1.1.3. Perfil de deformaciones promedio (tipos puntual y potenciómetro lineal)

Los perfiles presentados en este apartado corresponden a valores promedio en el ancho, por lo que corresponden a un perfil en dos dimensiones. Se presentan dos tipos distintos de perfiles, el primero corresponde a elementos puntuales situados a 2 [cm] de la base, correspondientes a las deformaciones de la primera capa de elementos en altura del modelo. Esto hace que el perfil presente “ruido” producto de eventos locales como los que se han mencionado con anterioridad. Para esto se han tomado datos promedio de elementos de acero, los que presentan menor variación ante tales eventos.

En el segundo perfil se intenta replicar el comportamiento de un potenciómetro lineal, el cual mide deformaciones de una zona del muro de cierta longitud inicial (ver Figura 7.7). Este segundo perfil tiene la característica de entregarnos comportamientos de zonas más amplias y no verse influenciado por eventos locales. Razón por la que se han tomado valores de elementos de hormigón y no de acero. Cabe mencionar que existe un número mayor de elementos de hormigón que de acero por lo que nos entregará mayor información.

En ambos tipos de perfiles se presentan gráficos diferenciados para deformaciones altas y bajas, con el objetivo de poder visualizar con mayor detalle cada etapa.

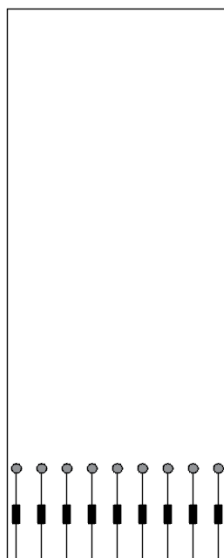


Figura 7.7: Representación del uso de potenciómetros lineales

Se muestra en la Figura 7.8 la diferencia de extracción de datos de cada uno de los dos métodos. La figura (a) corresponde al tipo puntual, a partir del cual se obtienen valores de deformación relativa entre los puntos A y B, separados por una longitud de 4 [cm] para el muro grueso y de 2 [cm] para el muro delgado. De la misma forma se presenta en la figura (b) el correspondiente al tipo potenciómetro lineal, desde donde se obtienen valores de deformación relativa entre los puntos A y B, separados por una longitud de 40 [cm] para el muro grueso y de 38 [cm] para el muro delgado.

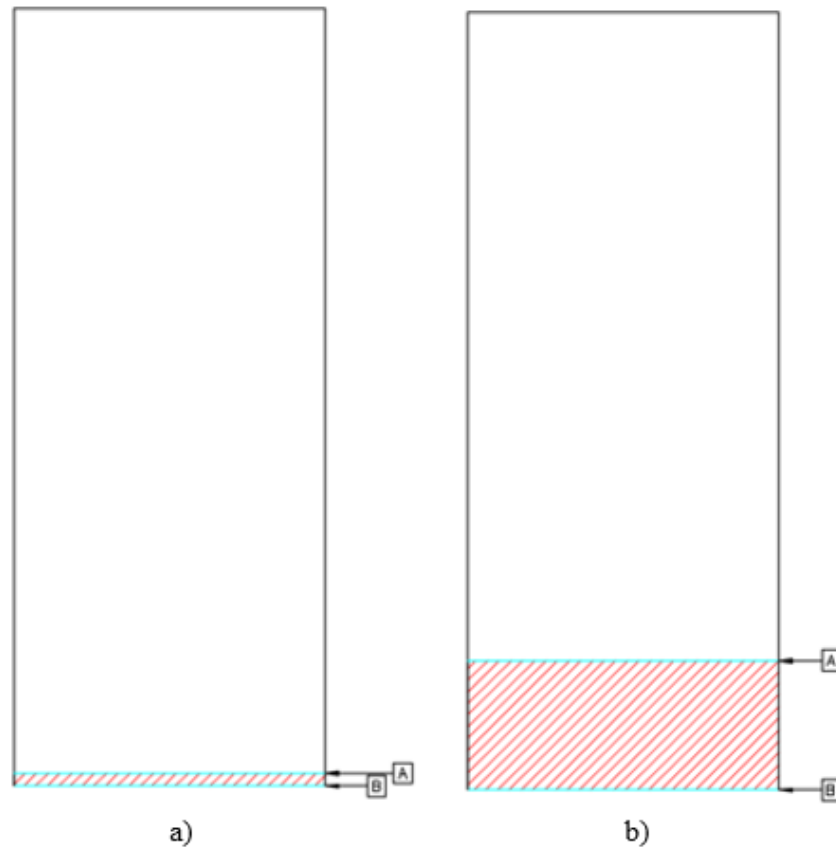


Figura 7.8: Representación de la extracción de datos en los muros para el tipo puntual (izq.) y el tipo potenciómetro lineal (der.)

Tipo puntual

Se presentan dos gráficos a distintas escalas que muestran cada uno deformaciones unitarias a distintos niveles de deformación lateral del muro. En el primer gráfico se presentan deformaciones bajas, alcanzando la mayor de ellas la deformación asociada al punto de fluencia del acero en la fibra extrema en tracción. Cada línea horizontal azulada representa un estado característico a destacar, se muestra el punto de fluencia del acero (0.002), el estado último del hormigón (-0.003) y la deformación promedio de la sección transversal en un estado de carga axial pura (-0.0002212).

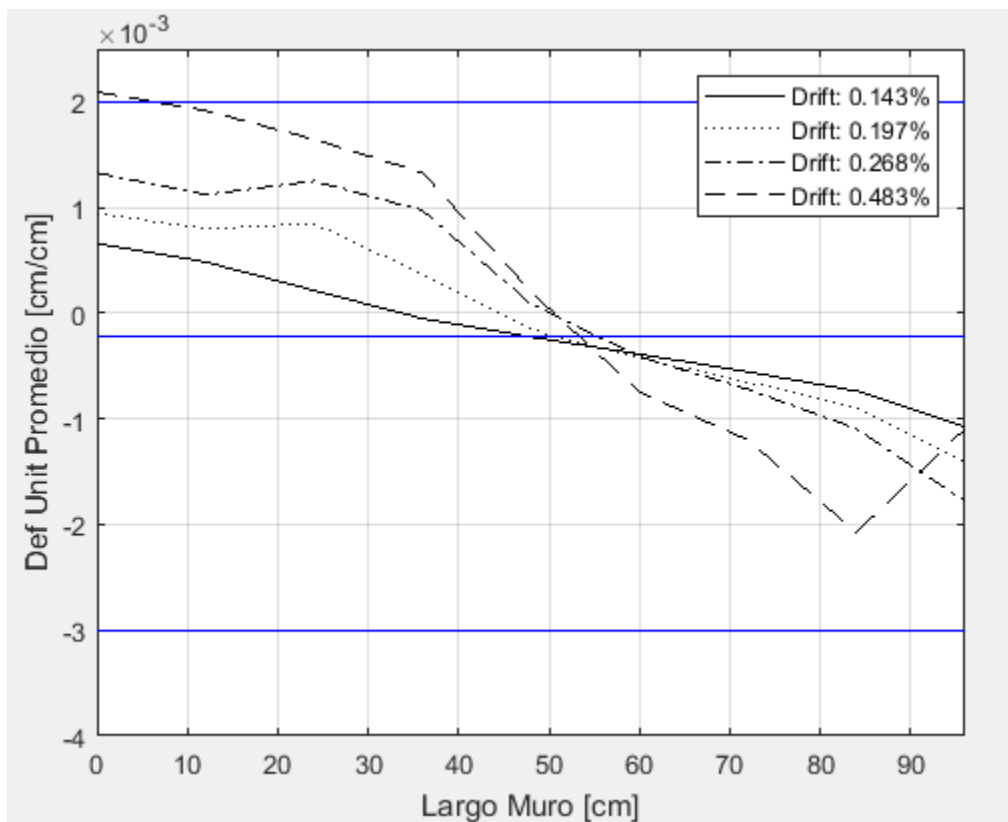


Figura 7.9: Perfil de deformaciones unitarias promedio tipo puntual en muro M28-SC, para niveles bajos de drift.

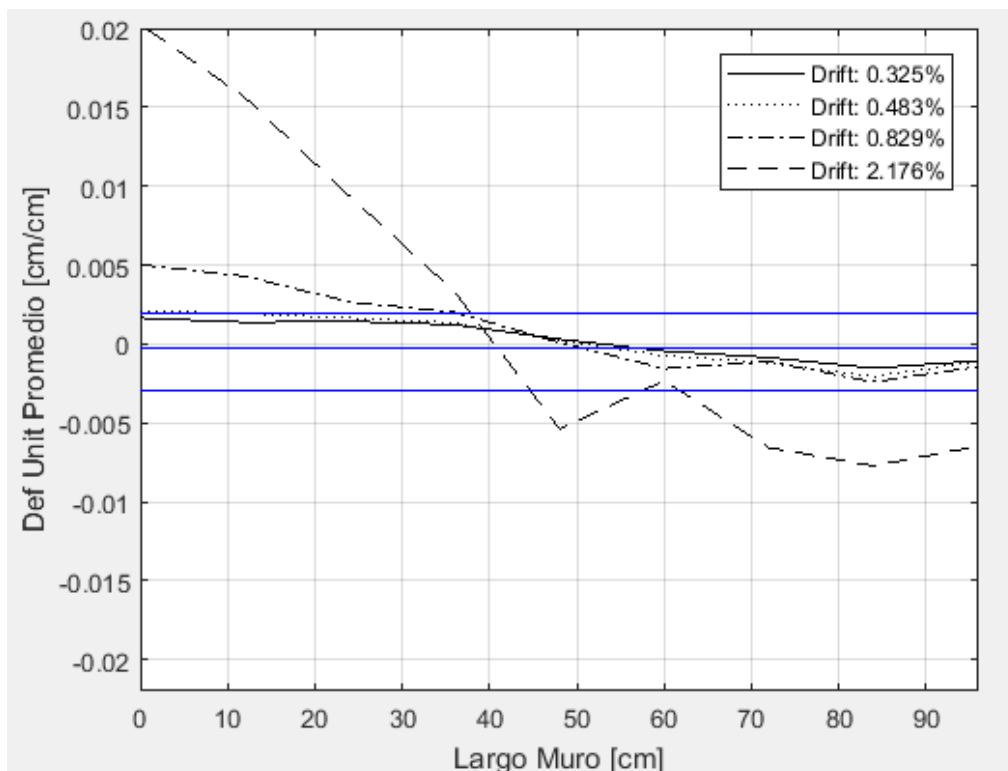


Figura 7.10: Perfil de deformaciones unitarias promedio tipo puntual en muro M28-SC, para niveles altos de drift.

Se aprecia en cada uno de los gráficos anteriores que el eje neutro se desplaza levemente hacia la zona de máxima compresión a medida que se va cargando lateralmente el muro, sin embargo, al llegar a cierta deformación se invierte este patrón y el eje neutro se desplaza a la zona de máxima tracción. No obstante, este desplazamiento es tan leve que se puede indicar que practicamente permanece constante dentro de una pequeña zona. De todos modos, al incursionar en desplazamientos grandes (tales como un 2% de drift) el eje neutro se desplaza con mayor magnitud hacia la zona de máxima tracción.

Se observa a deformaciones bajas y altas un perfil de deformaciones no lineal, con deformaciones en los bordes cada vez mayores a medida que se va cargando el muro, sin embargo, se aprecia una fuerte influencia de los eventos locales antes mencionados. Además, se puede ver que el acero de borde experimenta fluencia a un nivel de drift del muro de 0.483%.

Tipo potenciómetro lineal

Para construir este perfil se han tomado datos de elementos situados hasta los primeros 40 [cm] de altura desde la base. Al igual que el tipo puntual se presentan dos gráficos a distintas escalas que muestran cada uno deformaciones unitarias a distintos niveles de deformación lateral del muro. En el primer gráfico se presentan deformaciones bajas, alcanzando la mayor de ellas la deformación asociada al punto de fluencia del acero en la fibra extrema en tracción. Cada línea horizontal azulada representa un estado característico a destacar, se muestra el punto de fluencia del acero (0.002), el estado último del hormigón (-0.003) y la deformación unitaria promedio de la sección transversal en un estado de carga axial pura (-0.000222).

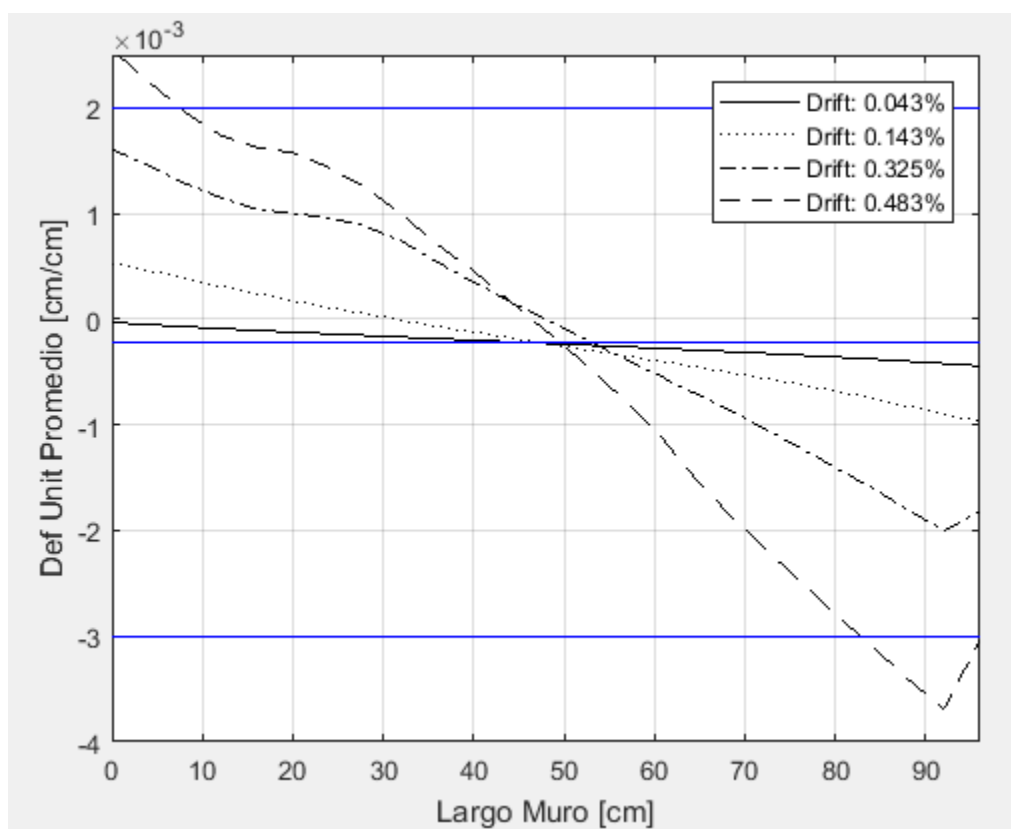


Figura 7.11: Perfil de deformaciones unitarias promedio tipo potenciómetro lineal en muro M28-SC, para niveles bajos de drift.

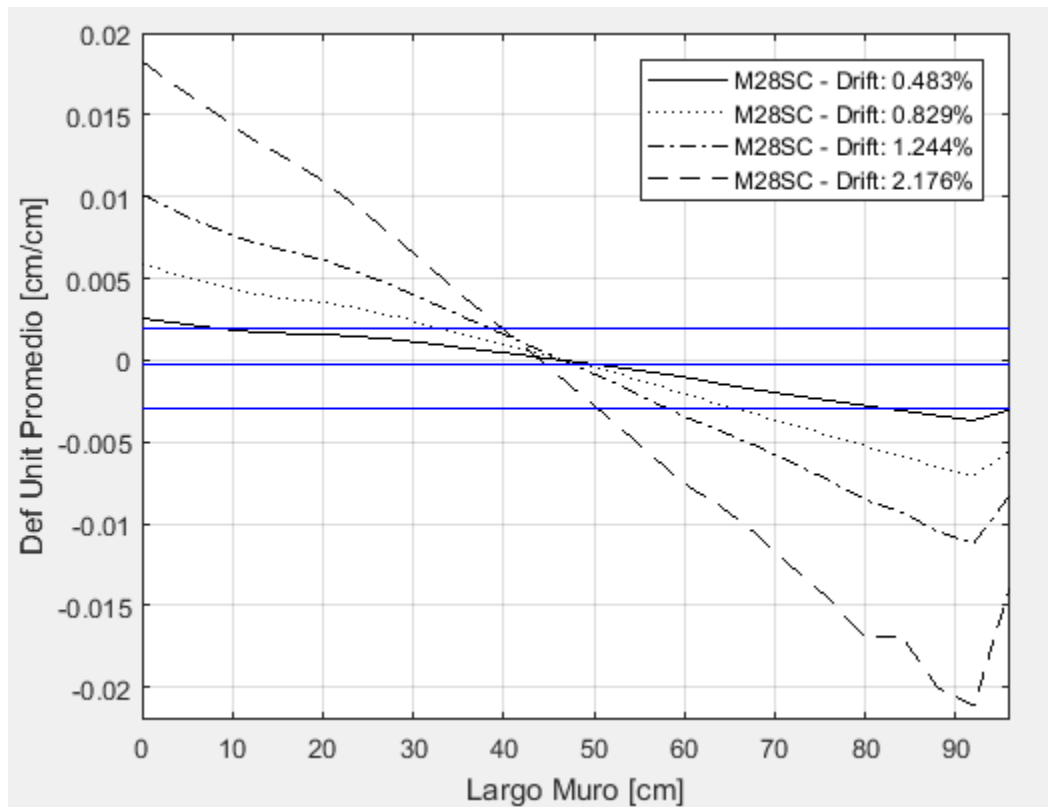


Figura 7.12: Perfil de deformaciones unitarias promedio tipo potenciómetro lineal en muro M28-SC, para niveles altos de drift.

A diferencia de los perfiles tipo puntual, los de tipo potenciómetro lineal presentan deformaciones más reales en los bordes, esto debido a que capturan las deformaciones presentes en grietas de forma conjunta, entregando resultados más globales. De esta forma las deformaciones en compresión del hormigón se parecen más a las presentadas en ensayos experimentales, ya que se extraen de una forma similar.

Se observa de manera similar un perfil no lineal de deformaciones, presentando el mismo comportamiento del eje neutro. Las deformaciones en la zona de tracción son similares, sin embargo, en la zona de compresión se ven diferencias evidentes. El método de potenciómetro lineal captura de mejor manera las deformaciones en la zona de compresión, llegando a valores más elevados.

Valores tan elevados de deformación en la zona de máxima compresión indican que el modelo es capaz de llegar numéricamente a tal estado, sin embargo, en un ensayo experimental tales deformaciones podrían ser un poco excesivas para un muro de estas características.

7.1.1.4. Perfil de curvatura en la altura

Se ha construido un perfil de curvatura en la altura del muro, esto con el fin de comprender el comportamiento en altura y conocer aproximadamente la longitud de la rótula plástica (l_p) para poder determinar desplazamientos teóricos de techo debido a deformaciones elásticas y plásticas. Para esto se han tomado valores promedio en el ancho de deformaciones unitarias de la fibra extrema en tracción y compresión, correspondientemente a cada conjunto de elementos en la altura. A través de la siguiente expresión se han obtenido cada uno de los valores de curvatura:

$$\bar{\phi} = \frac{\bar{\varepsilon}_c + \bar{\varepsilon}_s}{l_w}$$

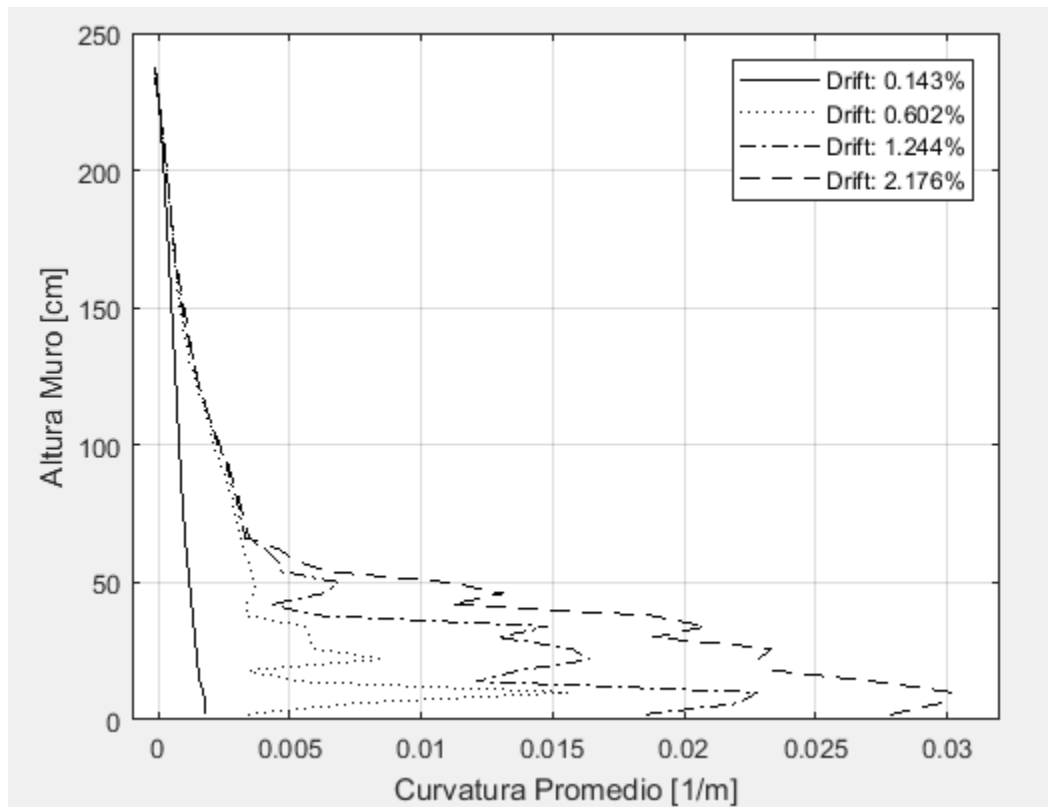


Figura 7.13: Perfil de curvatura promedio en la altura en muro M28-SC

Se aprecia un perfil relativamente lineal a bajas deformaciones, sin embargo, a deformaciones elevadas, el perfil comienza a curvarse a medida que uno lo recorre desde el techo a la base. Al llegar a aproximadamente entre los 40 y 65 centímetros de la base se presenta saltos donde la curvatura se eleva de manera importante. Se observa una característica del perfil de curvatura que se hace relevante, las grandes curvaturas (a estados elevados de carga lateral) comienzan a pronunciarse en una zona puntual del muro, la que se mantiene relativamente constante a medida que se eleva la carga.

7.1.1.5. Deformaciones unitarias en la fibra extrema en compresión (vista a lo ancho)

Se muestra a continuación las deformaciones unitarias de cada elemento de una zona del muro ubicada en la fibra extrema en compresión, visto a lo ancho de este, específicamente los primeros 64 [cm] desde la base. Se presenta en la Figura 7.14 la zona antes mencionada.

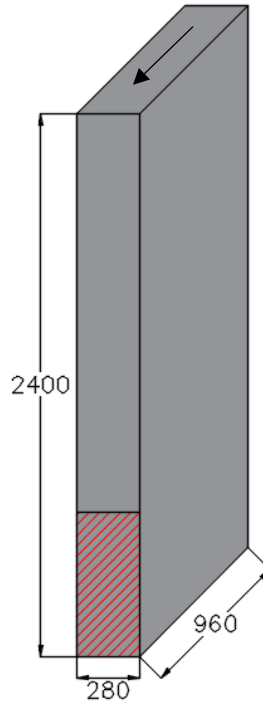


Figura 7.14: Zona de extracción de datos a lo ancho, correspondiente en muros gruesos

El propósito de exhibir esta zona radica en la posibilidad de conocer cómo es el patrón de deformaciones y posterior agrietamiento teórico que debe seguir un muro de estas características a través de su ancho. Esto, como se ha mencionado anteriormente, es posible solo gracias a la tridimensionalidad con la que se ha construido el muro.

Es importante mencionar que la escala de colores que representa el nivel de deformación de cada elemento se ha modificado para poder definir siempre el valor 0 al color verde, el valor 1 (tracción) al rojo y el valor -1 (compresión) al azul. Esto posibilita que la escala de los negativos sea diferente a la de los positivos y se pueda visualizar de mejor manera lo que se quiere mostrar. Sin embargo, la escala real de deformaciones varía entre $[-0.005$ y $0.015]$. También destacar que el estado de deformación del muro al momento de obtener los datos corresponde a un drift de 0.483%.

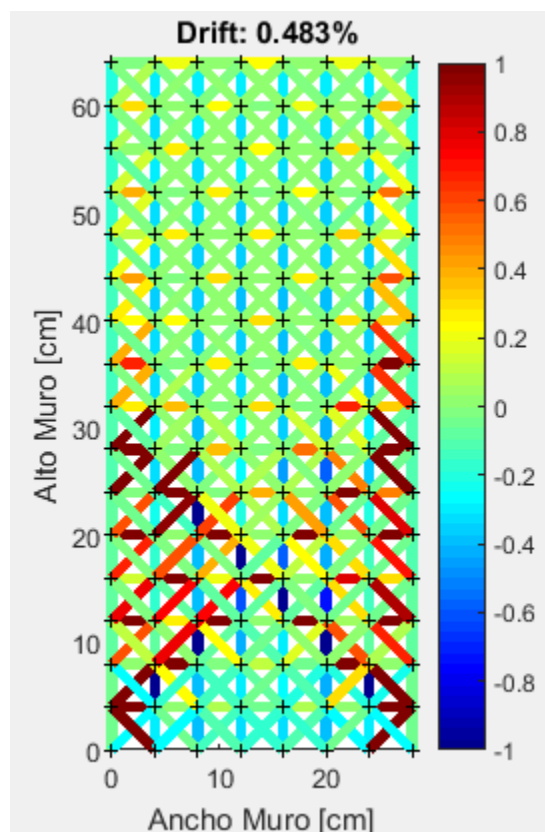


Figura 7.15: Estado de deformación del muro en la fibra extrema en compresión, muro M28-SC, para un drift de 0.483%

Se observa en la Figura 7.15 un patrón de grieta diagonal en el ancho del muro, que comienza aproximadamente a los 30 centímetros del borde izquierdo y termina en la esquina inferior derecha. De forma similar ocurre en la otra dirección, sin embargo, se presenta de forma más notoria desde el cruce de las diagonales hacia abajo. Se aprecia elevada tracción de los elementos horizontales por debajo del patrón diagonal de falla, incluyendo las diagonales mismas, sin embargo, esto no ocurre en el triángulo formado entre la base del muro y las diagonales. El daño que se observa en esta vista del muro se presenta de manera más visible hasta los 35 [cm] desde la base aproximadamente.

Por otro lado, se observa que las mayores deformaciones unitarias de compresión se presentan exclusivamente en los elementos verticales de las diagonales, con valores incluso mayores al 0.005.

Se aprecia una asimetría en cuanto a deformaciones de elementos, a pesar que el muro es simétrico en todas sus direcciones principales y la carga es aplicada de igual forma. Sin embargo, esta asimetría se observa en un estado avanzado de deformación lateral del muro. Esta asimetría se explica con más detalle en el capítulo de conclusiones, donde se propone una posible explicación de su aparición.

7.1.1.6. Deformaciones unitarias en el largo del muro (eje $y = 0$)

Se muestra a continuación las deformaciones unitarias de cada elemento del muro visto a lo largo de este, específicamente los primeros 96 [cm] desde la base. Se han utilizado solo los elementos de una de las caras externas, exclusivamente los que se encuentran en el plano que contiene el eje $y = 0$. Se presenta en la Figura 7.16 la zona antes mencionada.

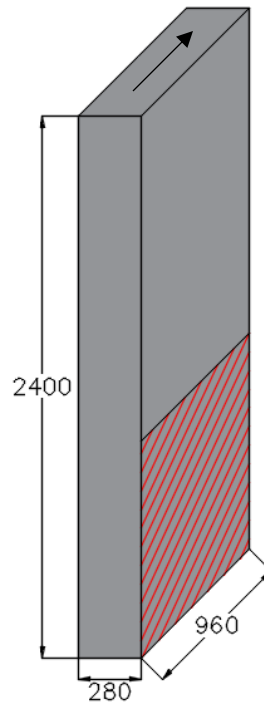


Figura 7.16: Zona de extracción de datos a lo largo, correspondiente en muros gruesos

El propósito de exhibir esta zona radica en la posibilidad de conocer cómo es el patrón de deformaciones y posterior agrietamiento teórico que debe seguir un muro de estas características a través de su largo. Se pueden identificar grietas por flexión (en rojo al lado izquierdo), las que se pueden identificar en ensayos experimentales.

Al igual que el apartado anterior, la escala de colores que representa el nivel de deformación de cada elemento se ha modificado para poder definir siempre el valor 0 al color verde, el valor 1 (tracción) al rojo y el valor -1 (compresión) al azul. Esto posibilita que la escala de los negativos sea diferente a la de los positivos y se pueda visualizar de mejor manera lo que se quiere mostrar. Sin embargo, la escala real de deformaciones varía entre $[-0.005$ y $0.008]$. También destacar que el estado de deformación del muro al momento de obtener los datos corresponde a un drift de 0.483%.

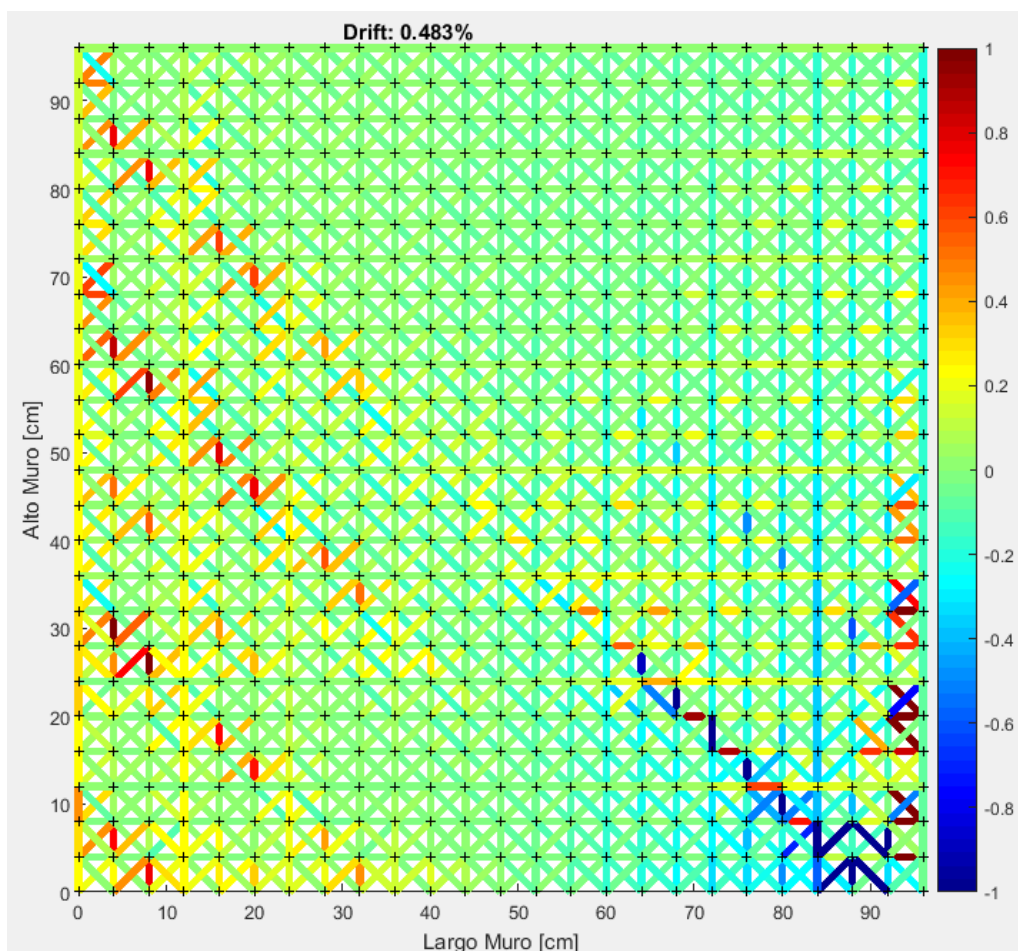


Figura 7.17: Estado de deformación del muro visto desde su largo, muro M28-SC, para un drift de 0.483%

Se observan elementos con gran deformación unitaria en tracción y compresión, situados a la derecha e izquierda respectivamente, identificando claramente la dirección en que es aplicada la carga. Se aprecia a través de los elementos en compresión (derecha) un patrón de grieta similar a la que se produce en ensayos experimentales donde se sitúa la llamada “cabeza de compresión”, la que se propaga hasta los 30 [cm] aproximadamente. A la izquierda se observa un patrón de grieta similar a ensayos experimentales donde se sitúan las grietas por flexión, siendo los elementos verticales los que presentan mayores deformaciones, siguiendo un patrón diagonal descendente.

Se observa la contribución del acero de refuerzo en color amarillo, indicando que son los encargados de resistir las tracciones en este estado de deformación del muro. Se puede distinguir aquello visualizando los elementos de hormigón adyacentes a cada elemento de acero, los que presentan un color verde claro, indicando que están relajados y con baja deformación.

Por último se pueden distinguir elementos horizontales con gran deformación situados en la fibra extrema en compresión, indicando posible comportamiento de efecto Poisson al estar tan cercanos a la esquina del muro.

7.1.2. Resultados de M28-CC

7.1.2.1. Comportamiento Momento-Curvatura

Para construir la curva de momento-curvatura se han tomado datos, al igual que en el modelo anterior, a 2 [cm] de altura (datos locales), correspondientes a valores de la primera capa de elementos en altura del modelo desde su base. Se utiliza el mismo procedimiento que el modelo anterior para obtener los valores de curvatura. Es importante destacar que a diferencia del modelo anterior, en este se han incluido elementos de acero a lo ancho del muro con la finalidad de replicar la contribución de los estribos de borde en el comportamiento general de muro. Para obtener los valores a través de la herramienta Section Designer se ha incluido un comportamiento de hormigón confinado rectangular a partir de la curva de Mander presentada en el capítulo Marco Teórico. Posible razón por la cual las curvas difieren notoriamente fuera de la zona lineal.

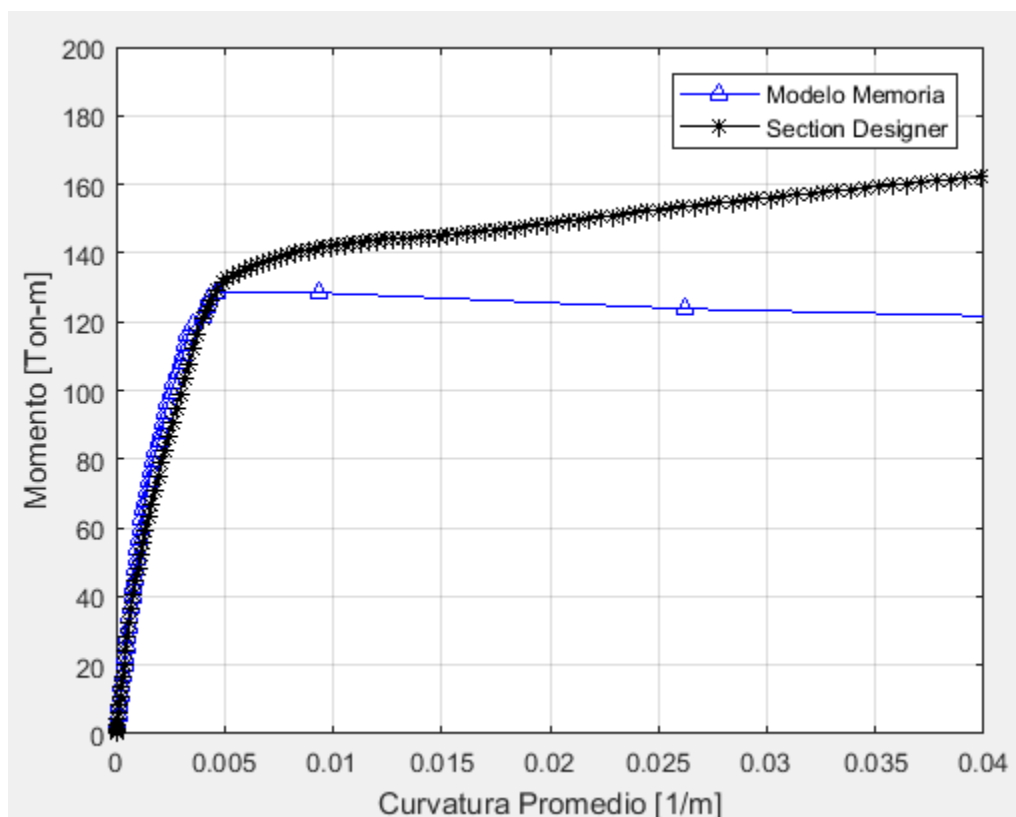


Figura 7.18: Curva Momento-Curvatura en muro M28-CC

Al igual que el modelo anterior sin confinamiento, en el gráfico se aprecia cierta similitud entre las curvas dentro de la zona lineal, sin embargo, presenta una menor cercanía. Esto podría deberse a que se ha aplicado una curva de comportamiento para hormigón confinado en la herramienta Section Designer, y no así en el modelo, ya que se ha modelado el confinamiento directamente a través de elementos de acero situados en el ancho del muro.

Al llegar a la zona no lineal se observa una clara disimilitud, donde la curva de Section Designer es capaz de resistir momentos mayores, mientras que el modelo no lo es.

7.1.2.2. Deformaciones unitarias en la fibra extrema en compresión (vista a lo ancho)

Se muestra a continuación las deformaciones unitarias de cada elemento de una zona del muro ubicada en la fibra extrema en compresión, visto a lo ancho de este, específicamente los primeros 64 [cm] desde la base. La zona mencionada se presenta en la Figura 7.14.

Al igual que en el modelo anterior, la escala de colores que representa el nivel de deformación de cada elemento se ha modificado para poder definir siempre el valor 0 al color verde, el valor 1 (tracción) al rojo y el valor -1 (compresión) al azul. Esto posibilita que la escala de los negativos sea diferente a la de los positivos y se pueda visualizar de mejor manera lo que se quiere mostrar. Sin embargo, la escala real de deformaciones varía entre [-0.005 y 0.015]. También destacar que el estado de deformación del muro al momento de obtener los datos corresponde a un drift de 0.492%.

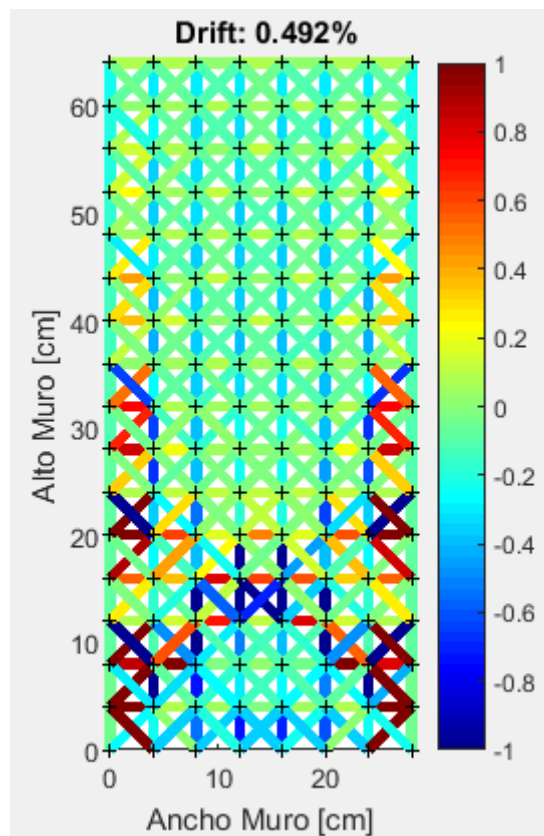


Figura 7.19: Estado de deformación del muro en la fibra extrema en compresión, muro M28-CC, para un drift de 0.492%

Se observa un patrón de grieta diagonal en el ancho del muro, el que no es tan claro como el muro sin confinamiento. Se aprecia una fuerte tracción en ciertos elementos horizontales y diagonales, sin embargo, existe gran protección que se genera en el triángulo situado entre la base y las diagonales.

El daño que se observa en esta vista del muro se presenta de manera más visible hasta los 35 [cm] desde la base aproximadamente. Las mayores deformaciones unitarias de compresión se presentan en los elementos verticales de la falla diagonal y en ciertos elementos situados en los bordes, con valores incluso mayores al 0.005. Se puede observar la contribución de los estribos de borde, situados cada 12 [cm] en la altura (recordar que el largo de los elementos en este modelo es de 4 [cm]), los que presentan deformaciones menores comparados con los elementos por sobre y debajo de ellos.

En este modelo se aprecia de igual forma la asimetría de las deformaciones en elementos, la que se genera a cierto nivel de deformación del muro y se va agrandando a medida que se aplica mayor carga lateral.

7.1.2.3. Deformaciones unitarias en el largo del muro (eje $y = 0$)

Se muestra a continuación las deformaciones unitarias de cada elemento del muro visto a lo largo de este, específicamente los primeros 96 [cm] desde la base. Se han utilizado solo los elementos de uno de los bordes externos, exclusivamente los que se encuentran en el plano que contiene el eje $y = 0$. La zona mencionada se presenta en la Figura 7.16.

Al igual que los apartados anteriores, la escala de colores que representa el nivel de deformación de cada elemento se ha modificado para poder definir siempre el valor 0 al color verde, el valor 1 (tracción) al rojo y el valor -1 (compresión) al azul. Esto posibilita que la escala de los negativos sea diferente a la de los positivos y se pueda visualizar de mejor manera lo que se quiere mostrar. Sin embargo, la escala real de deformaciones varía entre $[-0.005$ y $0.008]$. También destacar que el estado de deformación del muro al momento de obtener los datos corresponde a un drift de 0.492%.

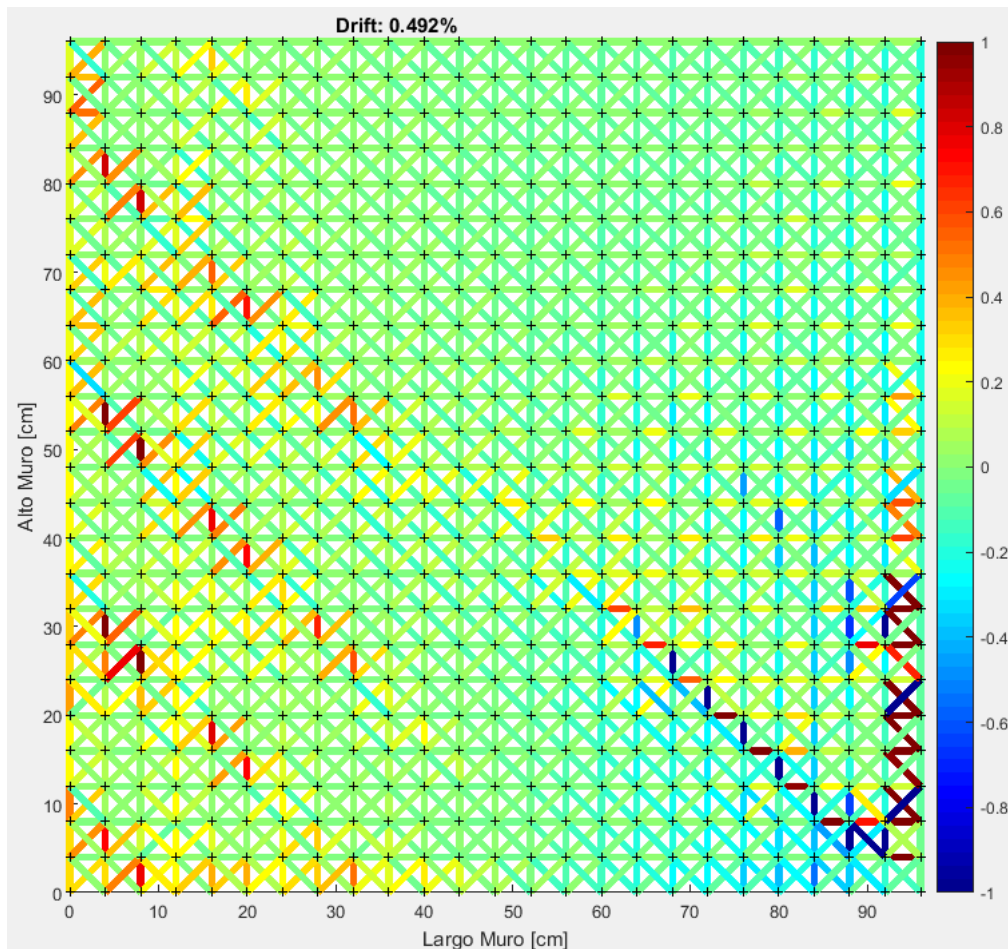


Figura 7.20: Estado de deformación del muro visto desde su largo, muro M28-CC, para un drift de 0.492%

Se observa en la Figura 7.20 los mismos patrones de grietas en cada borde del muro, los que corresponden a posibles grietas por flexión a la izquierda y la “cabeza de compresión a la derecha. Se aprecia de igual forma la contribución del acero de refuerzo en color amarillo, indicando que son los encargados de resistir las tracciones en este estado de deformación del muro. Existe cierta diferencia en cuando al patrón formado por la “cabeza de compresión”, lo que nos indica que los estribos están trabajando y generan una distribución de esfuerzos distinta. En este modelo también se distinguen los elementos horizontales con gran deformación en tracción situados en la fibra extrema en compresión, indicando posible comportamiento de efecto Poisson.

7.1.3. Resultados de M28-MC

7.1.3.1. Comportamiento Momento-Curvatura

Es importante recordar que este modelo corresponde a un muro de características similares al muro anterior (M28-CC), el que contiene estribos de borde en cada extremo, sin embargo, se ha reducido a la mitad el área de la sección transversal a cada estribo con el fin de replicar en alguna medida el comportamiento que tienen estos cuando sus ganchos se doblan a 90°.

De igual forma, para construir la curva de momento-curvatura, se han tomado datos a 2 [cm] de altura (datos locales), correspondientes a valores de la primera capa de elementos en altura del modelo desde su base. Se utiliza el mismo procedimiento que los modelos anteriores para obtener los valores de curvatura (fórmula). Para obtener los valores a través de la herramienta Section Designer se ha incluido un comportamiento de hormigón confinado rectangular a partir de la curva de Mander presentada en el capítulo Marco Teórico, utilizando las áreas correspondientes al muro en cuestión. Posible razón por la cual las curvas difieren notoriamente fuera de la zona lineal.

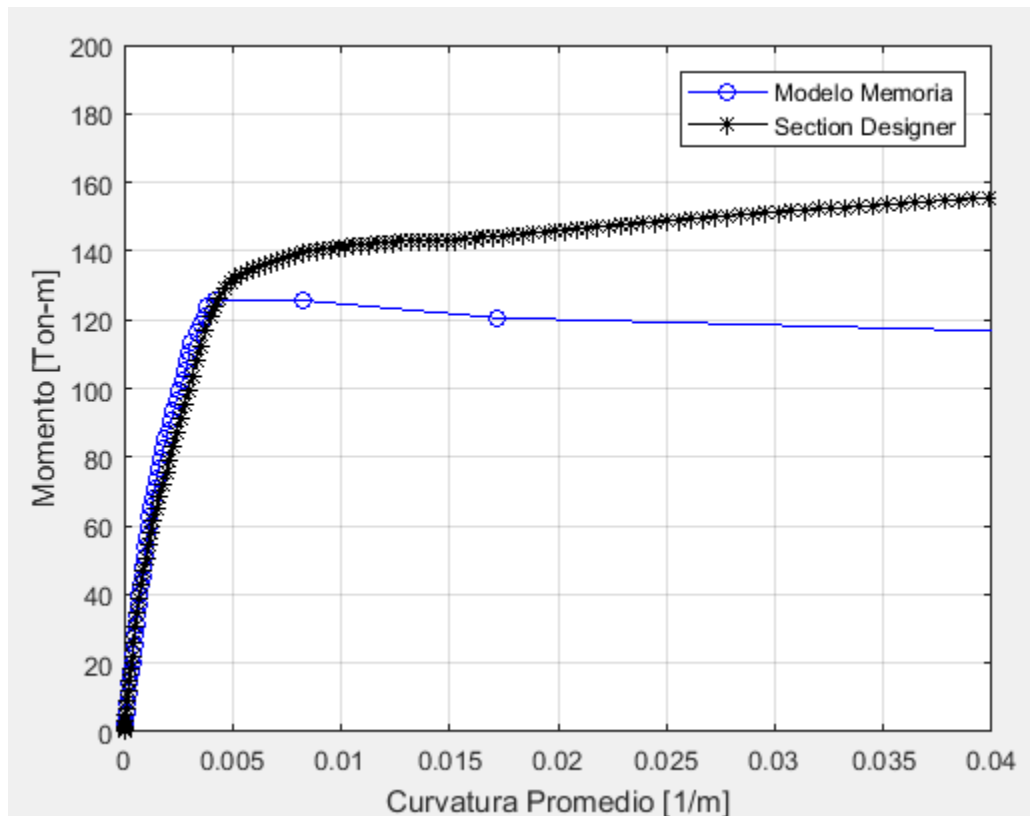


Figura 7.21: Curva Momento-Curvatura en muro M28-MC

De la misma forma que el modelo con confinamiento, este con medio confinamiento presenta cierta similitud entre las curvas dentro de la zona lineal, sin embargo, con una menor cercanía. La razón podría deberse al mismo hecho, donde se ha aplicado una curva de comportamiento para hormigón confinado en la herramienta Section Designer, y no así en el modelo, ya que se ha modelado el confinamiento directamente a través de elementos de acero situados en el ancho del muro.

A partir de la zona no lineal, las curvas difieren en gran medida, donde la curva de Section Designer es capaz de resistir momentos mayores, mientras que el modelo no lo es.

7.2. Resultados correspondientes al muro delgado (14 [cm])

Este modelo, como se ha mencionado con anterioridad en esta memoria, corresponde a un muro de hormigón armado de dimensiones 14x96x240 [cm], correspondientes a ancho, largo y alto respectivamente. Se ha creado este muro con el fin de establecer un punto de comparación con el muro grueso, el cual tiene el doble de ancho, pero conservan la misma cuantía de refuerzo. Para este muro se han creado solo dos modelos, a diferencia del muro grueso que se han creado tres.

Se sigue el mismo patrón de colores que se ha establecido en los resultados del muro grueso, correspondiente a la Tabla 7.1.

7.2.1. Resultados de M14-SC

7.2.1.1. Comportamiento Momento-Curvatura

Para construir la curva de momento-curvatura, se han tomado datos a 1 [cm] de altura (datos locales), correspondientes a valores de la primera capa de elementos en altura del modelo desde su base. Se utiliza el mismo procedimiento que los modelos anteriores para obtener los valores de curvatura (fórmula).

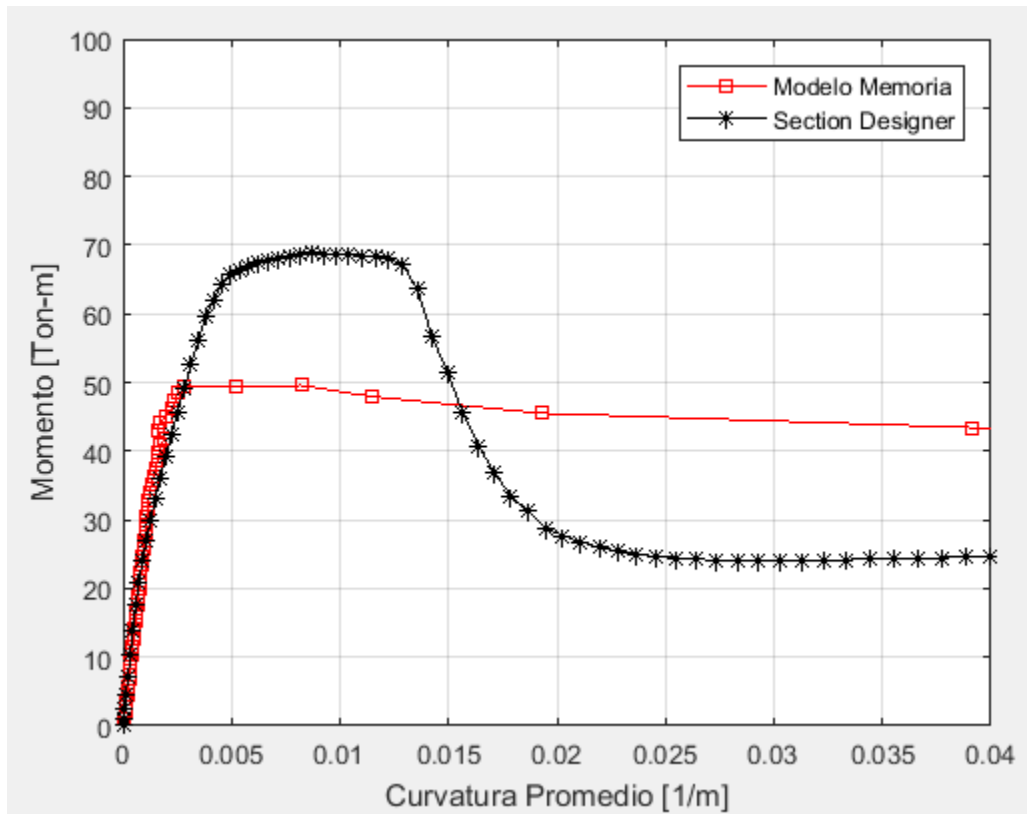


Figura 7.22: Curva Momento-Curvatura en muro M14-SC

Se aprecia en el gráfico cierta similitud entre curvas dentro de la zona lineal, sin embargo, al llegar a la resistencia de momento el modelo presenta disminuciones leves de momento a grandes valores de curvatura. Se aprecia la menor resistencia alcanzada por el modelo en comparación con los valores del Section Designer.

7.2.1.2. Perfil de deformaciones en 3D

Se obtuvieron datos de deformaciones unitarias de toda la sección transversal a una altura de 1 [cm] correspondientes a valores de la primera capa de elementos en altura del modelo desde su base (sección crítica). Es importante mencionar que los datos obtenidos corresponden a deformaciones de elementos de hormigón, razón por la cual se presentan saltos en la zona de tracción. El nivel de deformación presente en el muro al momento de la extracción de los datos corresponde a un drift de 0.109% y de 0.350%. En cada gráfico se presentan adicionalmente dos planos de referencia correspondientes a la deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo (0.002) y la deformación unitaria promedio de la sección transversal bajo carga axial pura (-0.000101).

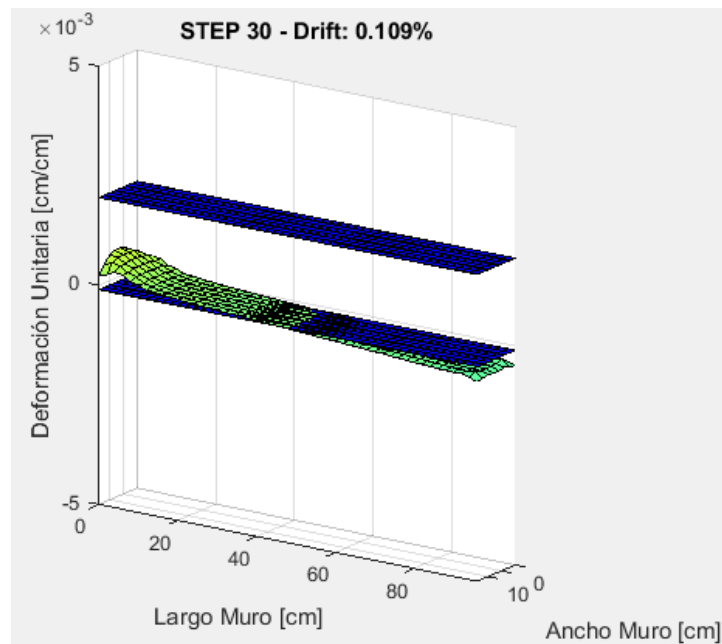


Figura 7.23: Perfil de deformaciones unitarias en 3D en muro M14-SC, para un drift de 0.109%

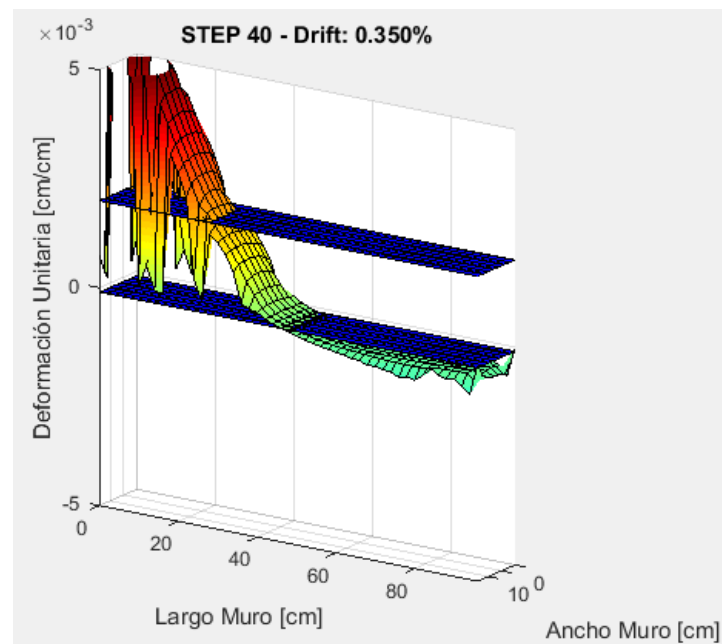


Figura 7.24: Perfil de deformaciones unitarias en 3D en muro M14-SC, para un drift de 0.350%

Se aprecia en el gráfico de la Figura 7.23 que el perfil a una baja deformación se comporta relativamente lineal, sin embargo, en el borde de máxima tracción (por sobre todo en las esquinas) presenta menores deformaciones, posiblemente provocadas por el acero que sustenta en mayor medida la tracción en comparación con el hormigón circundante. Estas menores deformaciones se hacen más evidentes al llevar al muro a una deformación lateral mayor, observando el patrón en la Figura 7.24.

La zona desde donde son extraídos los datos no es capaz de representar la deformación unitaria que experimenta el muro en la fibra extrema en compresión, ya que, como se ha mencionado con anterioridad, los mayores valores se encuentran en las grietas y en zonas puntuales de concentración de esfuerzos, y para este caso aquello no se encuentra en esta zona. Este fenómeno se explica de mejor manera en la siguiente sección.

Por último, se aprecia que el acero de refuerzo en la zona de máxima tracción aún no ha llegado a su punto de fluencia, sin embargo el hormigón circundante presenta un alto nivel de deformación.

7.2.1.3. Perfil de deformaciones promedio (puntual y potenciómetro lineal)

Los perfiles presentados en este apartado corresponden a valores promedio en el ancho, por lo que corresponden a un perfil en dos dimensiones. Se presentan dos tipos distintos de perfiles, el primero corresponde a elementos puntuales situados a 1 [cm] de la base, correspondientes a valores de la primera capa de elementos en altura del modelo desde su base. Esto hace que el perfil se vea afectado por eventos locales como los que se han mencionado con anterioridad. Para esto se han tomado los datos promedio de elementos de acero, los que presentan menor variación por eventos locales.

En el segundo perfil se intenta replicar el comportamiento de un potenciómetro lineal, el cual mide deformaciones de una zona del muro de cierta longitud inicial (ver Figura 7.7). Este segundo perfil tiene la virtud de entregarnos comportamientos un poco más globales, razón por la que se han tomado valores de elementos de hormigón y no de acero. Cabe mencionar que existe un número mayor de elementos de hormigón que de acero por lo que el perfil creado nos entrega mayor información.

En ambos tipos de perfiles se presentan gráficos diferenciados para deformaciones altas y bajas, con el objetivo de poder visualizar con mayor detalle cada etapa. La representación de la extracción de datos se detalla en la Figura 7.8.

Tipo puntual

Se presentan dos gráficos a distintas escalas que muestran cada uno deformaciones unitarias a distintos niveles de deformación lateral del muro. Cada línea horizontal azulada representa un estado característico a destacar, se muestra el punto de fluencia del acero (0.002), el estado último del hormigón (-0.003) y la deformación promedio de la sección transversal en un estado de carga axial pura (-0.000110).

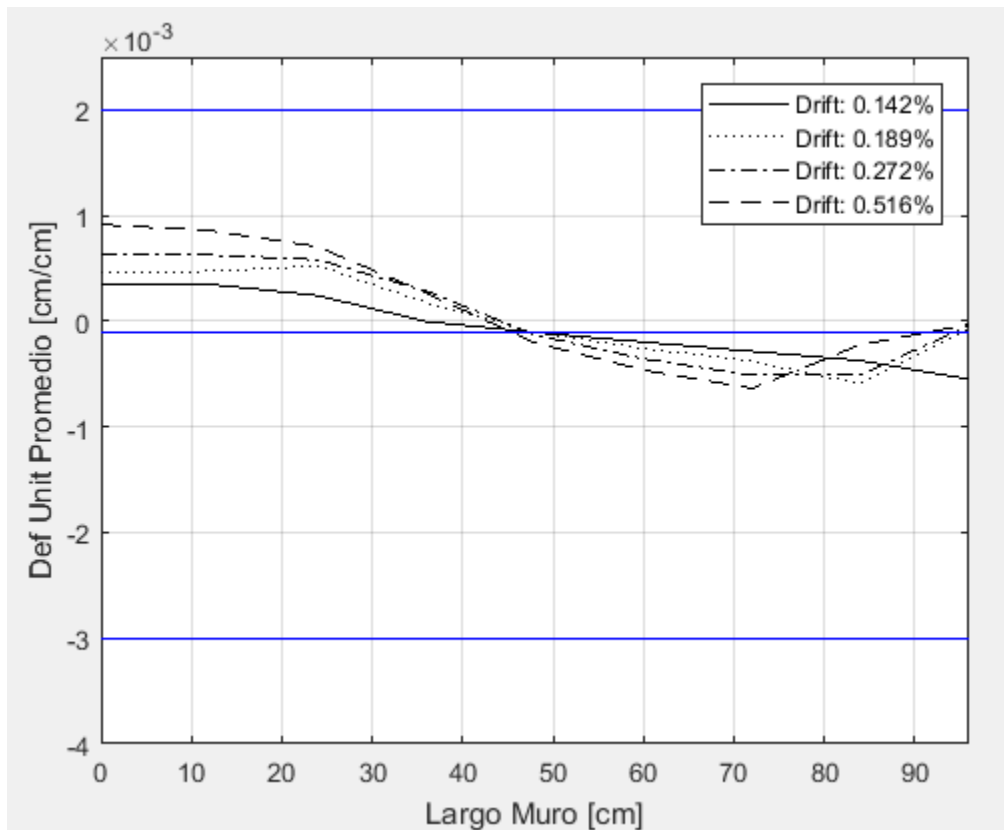


Figura 7.25: Perfil de deformaciones unitarias promedio tipo puntual en muro M14-SC, para niveles bajos de drift.

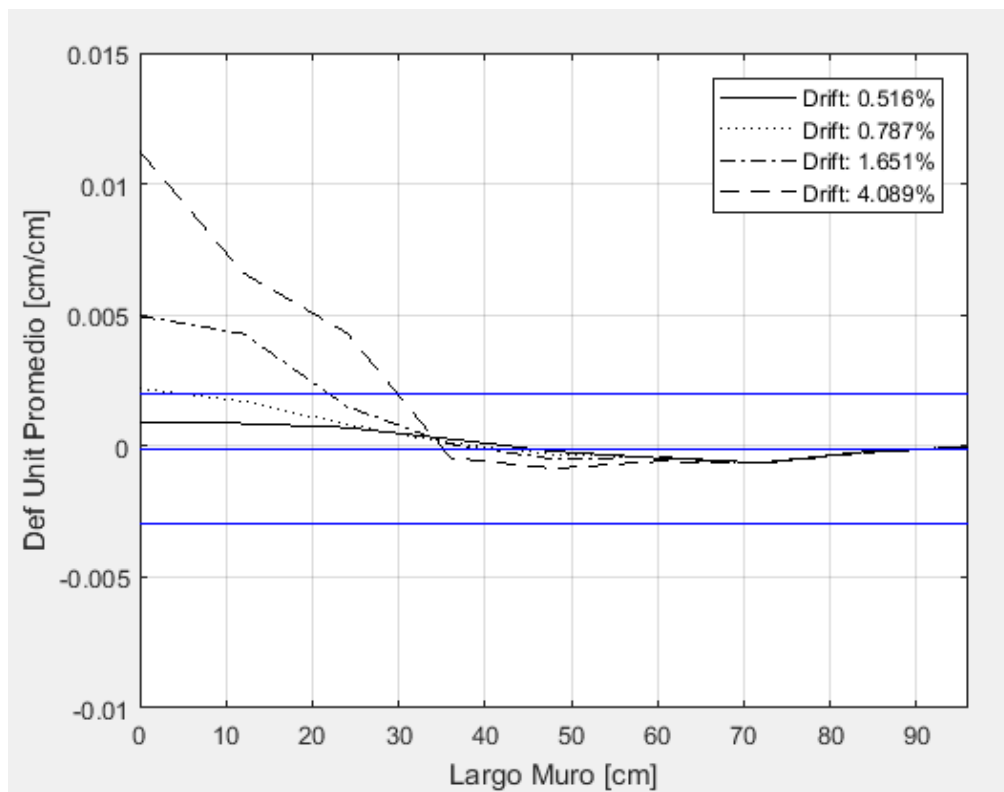


Figura 7.26: Perfil de deformaciones unitarias promedio tipo puntual en muro M14-SC, para niveles altos de drift.

En primer lugar, es importante mencionar que al utilizar datos de elementos de acero nos permite tener un comportamiento más certero de la zona en tracción, a diferencia de la comprimida. De todos modos, al extraer los datos de una zona pequeña del muro (puntual) dificulta analizar el comportamiento en compresión por la misma razón que se ha mencionado con anterioridad.

Se aprecia en el gráfico de la Figura 7.25 que la línea neutra permanece relativamente constante a medida que se carga el muro, situada en la mitad de este. Sin embargo, podemos ver que en la Figura 7.26, en donde se presentan deformaciones altas del muro, la línea neutra se tiende a desplazar a la zona de máximas tracciones, no obstante, este desplazamiento es pequeño.

Se observa al igual que en los gráficos en 3D, deformaciones pequeñas en la zona de máxima compresión. Por otro lado, el acero de borde en la zona traccionada experimenta fluencia a un nivel de drift de 0.787%.

Tipo potenciómetro lineal

Para construir este perfil se han tomado datos de elementos hasta los primeros 38 [cm] de altura. Al igual que el tipo puntual se presentan dos gráficos a distintas escalas que muestran cada uno deformaciones unitarias a distintos niveles de deformación lateral del muro. En el primer gráfico se presentan deformaciones bajas, alcanzando la mayor de ellas la deformación asociada al punto de fluencia del acero en la fibra extrema en tracción. Cada línea horizontal azulada representa un estado característico a destacar, se muestra el punto de fluencia del acero (0.002), el estado último del hormigón (-0.003) y la deformación promedio de la sección transversal en un estado de carga axial pura (-0.000222).

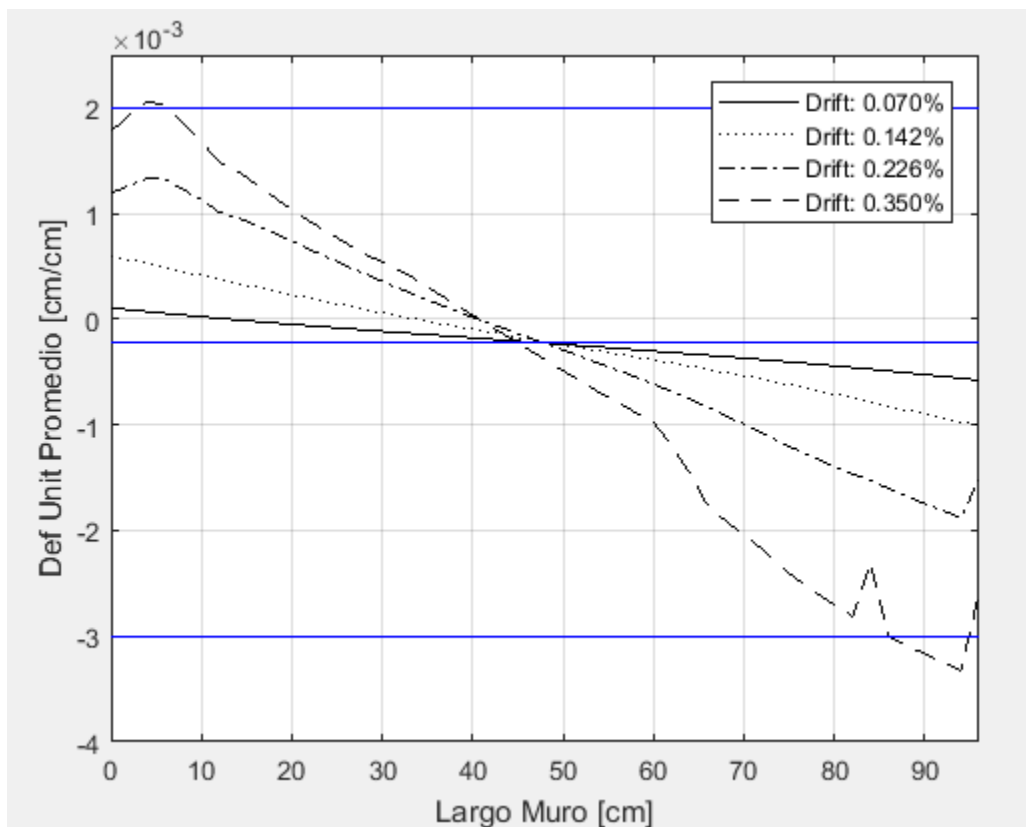


Figura 7.27: Perfil de deformaciones unitarias promedio tipo potenciómetro lineal en muro M14-SC, para niveles bajos de drift.

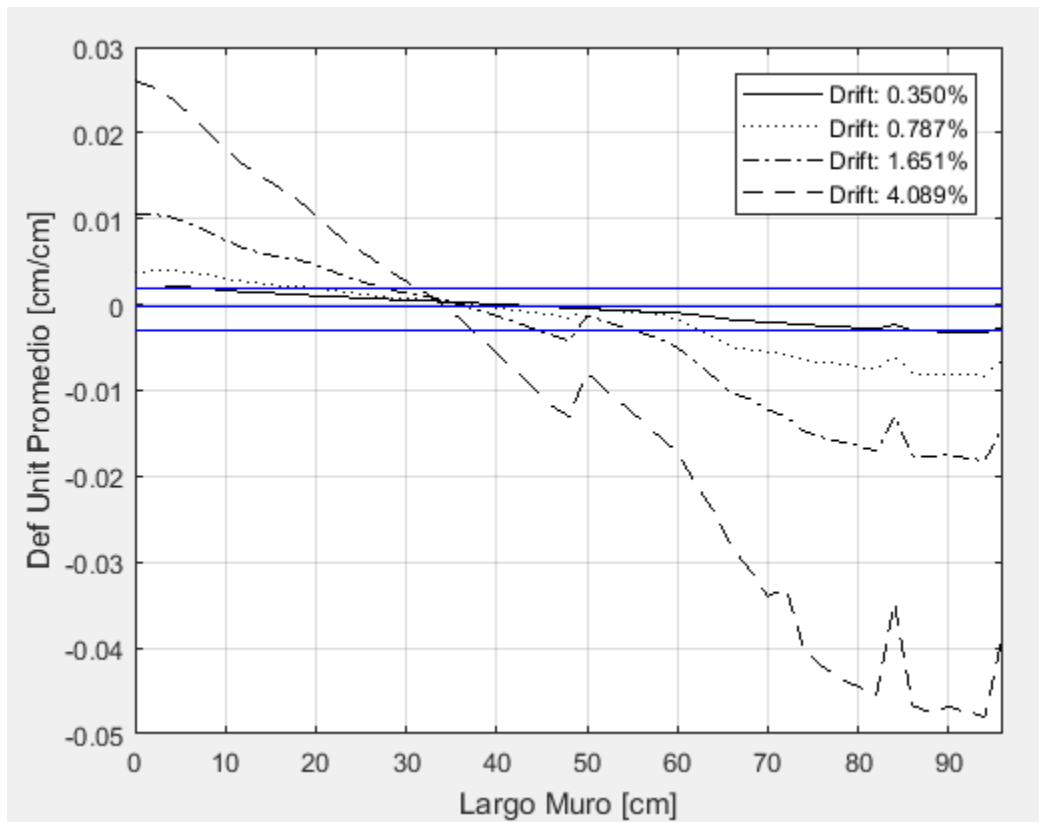


Figura 7.28: Perfil de deformaciones unitarias promedio tipo potenciómetro lineal en muro M14-SC, para niveles altos de drift.

Se observa en los gráficos que la línea neutra permanece relativamente estable en el mismo lugar (a la mitad del muro), sin embargo, a medida que se llega a niveles altos de drift se desplaza en dirección de las máximas tracciones.

El hormigón en la fibra extrema en compresión alcanza el 0.003 a un drift de 0.350%, sin embargo, a medida que se sigue cargando el muro las deformaciones unitarias aumentan considerablemente. El muro al ser de un modelo computacional se logra llegar a deformar hasta estas condiciones, sin embargo, podría no ser cercano a la realidad para un muro de estas características.

Zonas cercanas a la línea neutra experimentan un perfil relativamente lineal, sin embargo, a medida que nos alejamos de ella y por sobre todo a niveles cada vez más altos de drift, se comienza a experimentar deformaciones no lineales del perfil.

Es importante mencionar que se experimentan saltos e irregularidades en el perfil de deformaciones por la razón de que estamos trabajando con un modelo tridimensional que es capaz de captar concentraciones de esfuerzos y grietas localizadas.

7.2.1.4. Perfil de curvatura en la altura

Al igual que para el muro grueso se ha construido un perfil de curvatura en la altura del muro, esto con el fin de comprender el comportamiento en altura y conocer aproximadamente la longitud de la rótula plástica (l_p), y así poder determinar desplazamientos teóricos de techo debido a deformaciones elásticas y plásticas. Para esto se han tomado valores promedio en el ancho de deformaciones unitarias de la fibra extrema en tracción y de compresión, correspondientemente a cada ubicación en la altura. Para obtener los valores de curvatura se ha seguido el mismo procedimiento utilizado en el muro grueso.

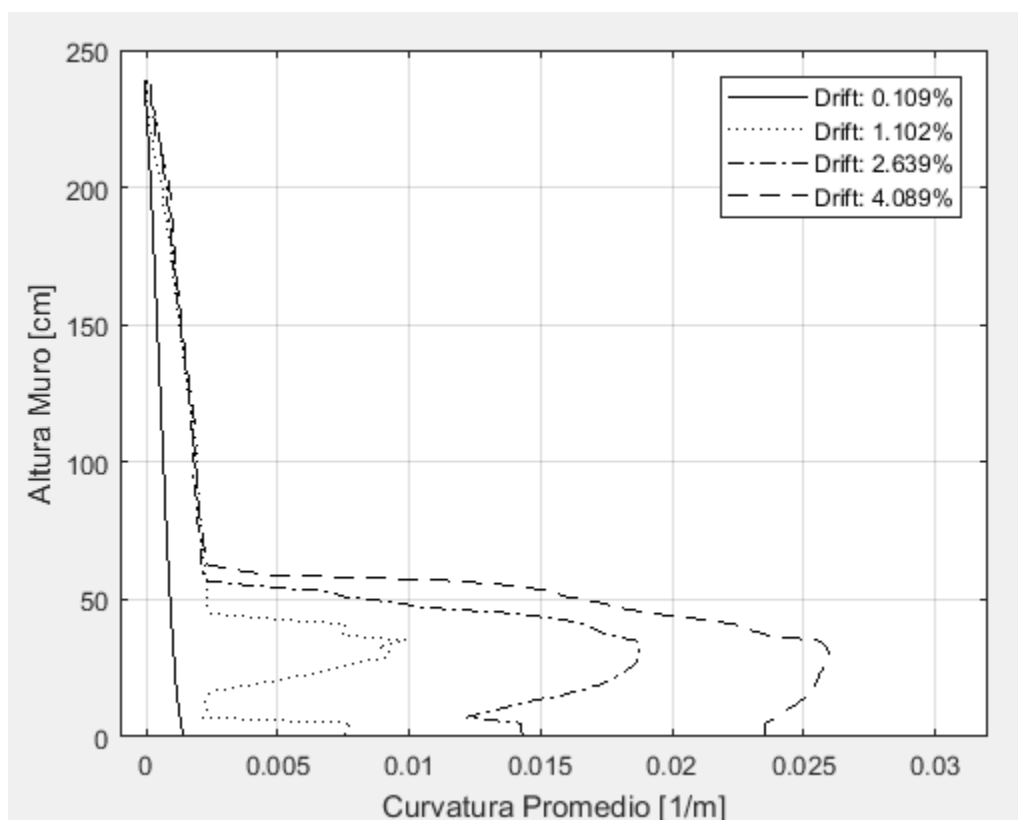


Figura 7.29: Perfil de curvatura promedio en la altura en muro M14-SC

Se aprecia un perfil relativamente lineal a bajas deformaciones, sin embargo, a deformaciones elevadas, el perfil comienza a curvarse a medida que se analiza desde el techo a la base. Al llegar a aproximadamente entre 45 y 65 centímetros de la base se presenta saltos donde la curvatura se eleva de manera importante. Se observa una característica del perfil de curvatura que se hace relevante, las grandes curvaturas (a estados elevados de carga lateral) comienzan a pronunciarse en una zona relativamente puntual del muro, la que experimenta un bajo incremento en la altura a medida que se eleva la carga.

A diferencia con el perfil de curvatura del muro grueso, en este caso no se alcanzan curvaturas tan elevadas ante niveles de drift similares.

7.2.1.5. Deformaciones unitarias en la fibra extrema en compresión (vista a lo ancho)

Se muestra a continuación las deformaciones unitarias de cada elemento de una zona del muro ubicada en la fibra extrema en compresión, visto a lo ancho de este, específicamente los primeros 30 [cm] desde la base. Se presenta en la Figura 7.30 la zona antes mencionada.

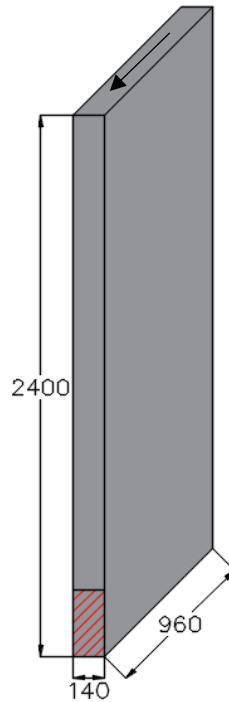


Figura 7.30: Zona de extracción de datos a lo ancho, correspondiente en muros delgados

Al igual que en los modelos anteriores, la escala de colores que representa el nivel de deformación de cada elemento se ha modificado para poder definir siempre el valor 0 al color verde, el valor 1 (tracción) al rojo y el valor -1 (compresión) al azul. Esto posibilita que la escala de los negativos sea diferente a la de los positivos y se pueda visualizar de mejor manera lo que se quiere mostrar. Sin embargo, la escala real de deformaciones varía entre $[-0.005$ y $0.015]$. También destacar que el estado de deformación del muro al momento de obtener los datos corresponde a un drift de 0.226%.

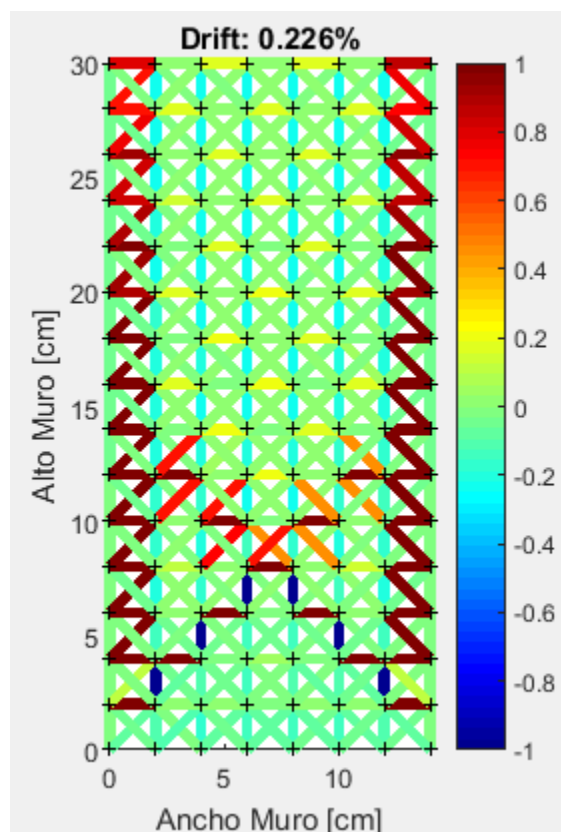


Figura 7.31: Estado de deformación del muro en la fibra extrema en compresión, muro M14-SC, para un drift de 0.226%

Se observa en la figura un patrón de falla diagonal más claro que en el muro grueso, donde se distingue el alto nivel de deformación que presentan los elementos horizontales dispuestos en la observada falla en forma de “X”. Se observa también grandes deformaciones de tracción en cada uno de los bordes, indicando posiblemente daño por efecto Poisson que se produce en esta zona. El daño que se presenta como deformaciones unitarias elevadas de los elementos está más localizado en el muro delgado que en el grueso, lo que podría indicar una baja capacidad de distribución de esfuerzos dentro del muro (delgado), conduciendo a un daño más localizado y severo. Se produce un triángulo más claro que presenta bajo daño, localizado entre la base del muro y las diagonales de la falla.

Se observa también cierta asimetría con respecto a las deformaciones de los elementos, a pesar de las condiciones de simetría geométrica del muro y de su aplicación de carga. Sin embargo, esta asimetría se observa en un estado avanzado de deformación lateral del muro.

7.2.1.6. Deformaciones unitarias en el largo del muro (eje $y = 0$)

Se muestra a continuación las deformaciones unitarias de cada elemento del muro visto a lo largo de este, específicamente los primeros 70 [cm] desde la base. Se han utilizado solo los elementos de uno de los bordes externos, exclusivamente los que se encuentran en el plano que contiene el eje $y = 0$.

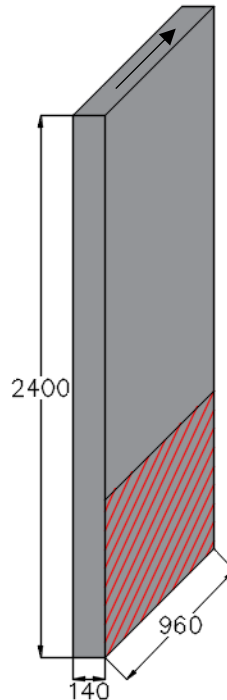


Figura 7.32: Zona de extracción de datos a lo largo, correspondiente en muros delgados

Al igual que los apartados anteriores, la escala de colores que representa el nivel de deformación de cada elemento se ha modificado para poder definir siempre el valor 0 al color verde, el valor 1 (tracción) al rojo y el valor -1 (compresión) al azul. Esto posibilita que la escala de los negativos sea diferente a la de los positivos y se pueda visualizar de mejor manera lo que se quiere mostrar. Sin embargo, la escala real de deformaciones varía entre $[-0.005$ y $0.008]$. También destacar que el estado de deformación del muro al momento de obtener los datos corresponde a un drift de 0.432%.

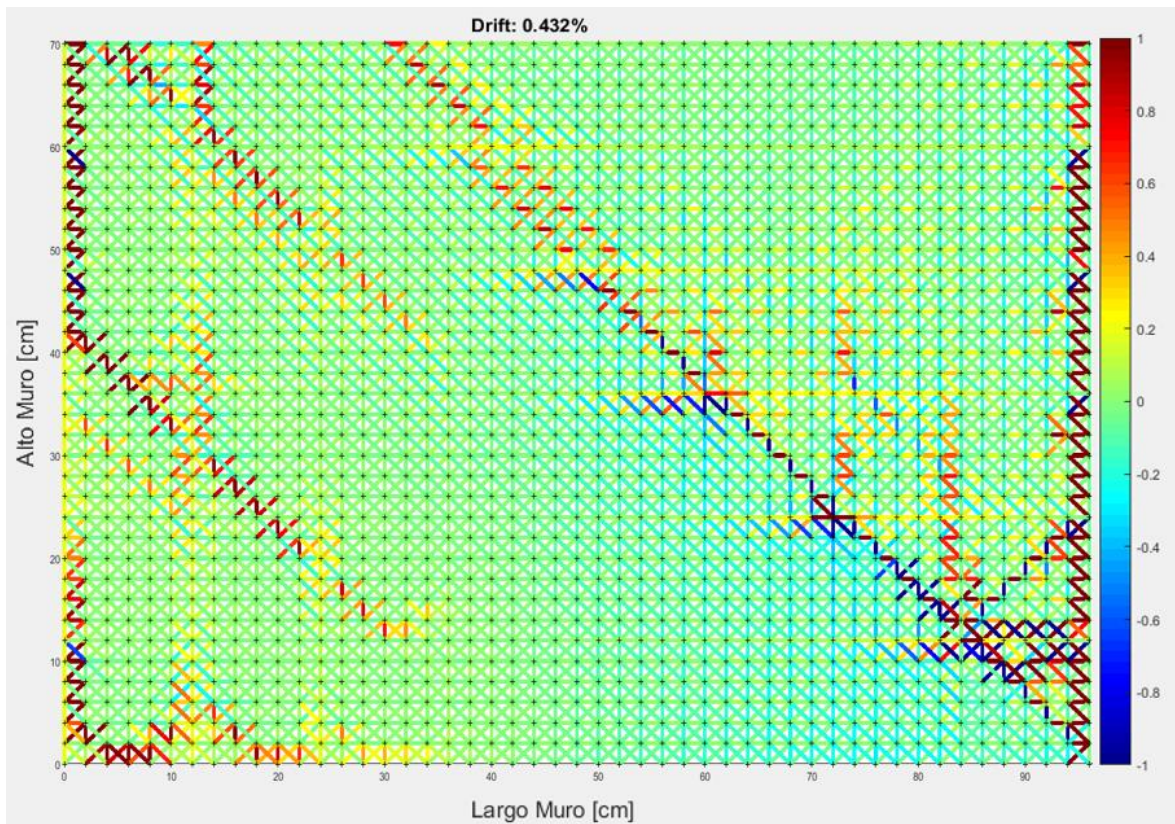


Figura 7.33: Estado de deformación del muro visto desde su largo, muro M14-SC, para un drift de 0.432%

Se observan elementos con gran deformación unitaria en tracción y compresión, situados a la derecha e izquierda respectivamente, identificando claramente la dirección en que es aplicada la carga. Se aprecian mayores deformaciones de los elementos en el muro delgado que en el grueso, a pesar que el nivel de drift presente en la Figura 7.17 es mayor que en la Figura 7.33. Se identifica además el mismo patrón de grietas por flexión en la zona de máxima tracción y la “cabeza de compresión” en la zona de máxima compresión del muro.

Se observa de igual manera la contribución del acero de refuerzo en color amarillo, resistiendo las tracciones en este estado de deformación del muro. Se puede distinguir aquello visualizando los elementos de hormigón adyacentes a cada elemento de acero, los que presentan un color verde claro, indicando que están relajados y con baja deformación.

Por último, se distinguen los elementos horizontales y diagonales que presentan gran nivel de deformación en tracción situados en cada borde del muro, indicando posible comportamiento de efecto Poisson al estar tan cercanos a la esquina del muro.

7.2.2. Resultados de M14-CC

7.2.2.1. Comportamiento Momento-Curvatura

Para construir la curva de momento-curvatura, se han tomado datos a 1 [cm] de altura (datos locales), correspondientes a valores de la primera capa de elementos en altura del modelo desde su base. Se utiliza el mismo procedimiento que los modelos anteriores para obtener los valores de curvatura (fórmula).

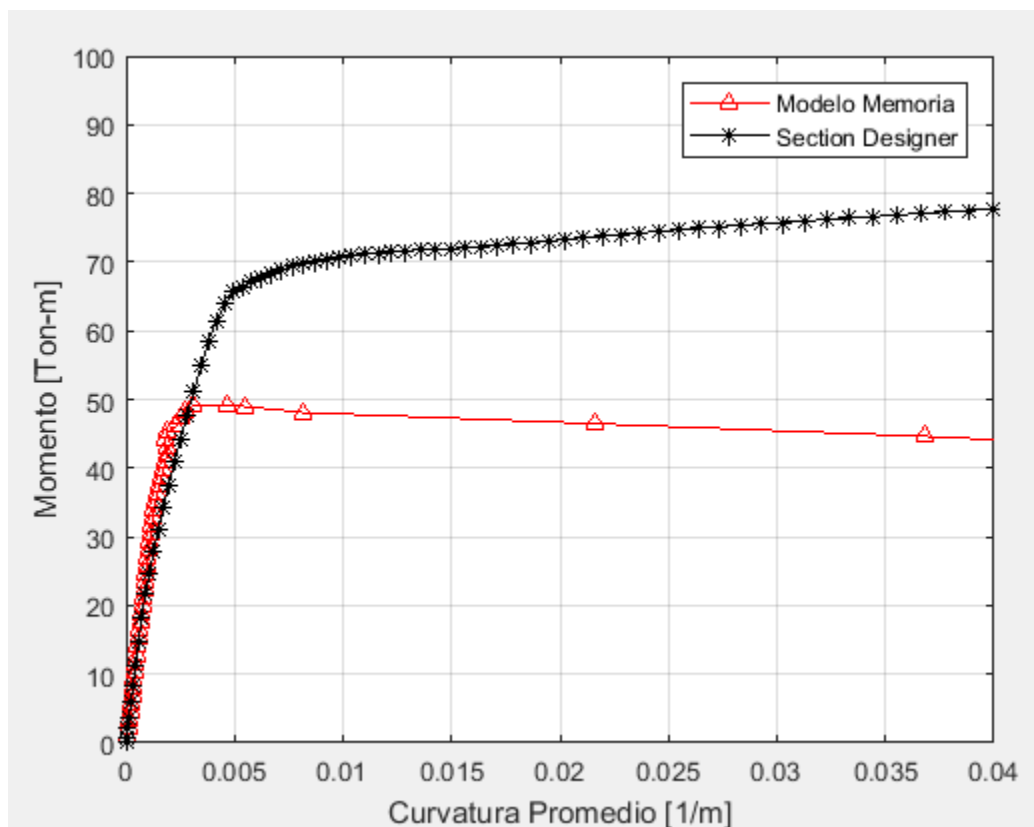


Figura 7.34: Curva Momento-Curvatura en muro M14-CC

Se observa cierta similitud entre curvas en la zona lineal, sin embargo, sucede algo similar con el muro grueso con confinamiento, donde la similitud no es tan estrecha como sí lo es en los muros sin confinamiento. Esto podría deberse a que se ha aplicado una curva de comportamiento para hormigón confinado en la herramienta Section Designer, y no así en el modelo, ya que se ha modelado el confinamiento directamente a través de elementos de acero situados en el ancho del muro.

Los resultados de la herramienta Section Designer llegan a un nivel de momento mayor que el modelo, posiblemente debido a la tridimensionalidad de este. Adicionalmente la curva de Section Designer es capaz de seguir resistiendo mayores momentos una vez comenzada la zona de no linealidad, mientras que el modelo comienza a resistir cada vez menos momento.

7.2.2.2. Deformaciones unitarias en la fibra extrema en compresión (vista a lo ancho)

Se muestra a continuación las deformaciones unitarias de cada elemento de una zona del muro ubicada en la fibra extrema en compresión, visto a lo ancho de este, específicamente los primeros 30 [cm] desde la base. La zona mencionada se presenta en la Figura 7.30.

Al igual que en los modelos anteriores, la escala de colores que representa el nivel de deformación de cada elemento se ha modificado para poder definir siempre el valor 0 al color verde, el valor 1 (tracción) al rojo y el valor -1 (compresión) al azul. Esto posibilita que la escala de los negativos sea diferente a la de los positivos y se pueda visualizar de mejor manera lo que se quiere mostrar. Sin embargo, la escala real de deformaciones varía entre $[-0.005$ y $0.015]$. También destacar que el estado de deformación del muro al momento de obtener los datos corresponde a un drift de 0.243%.

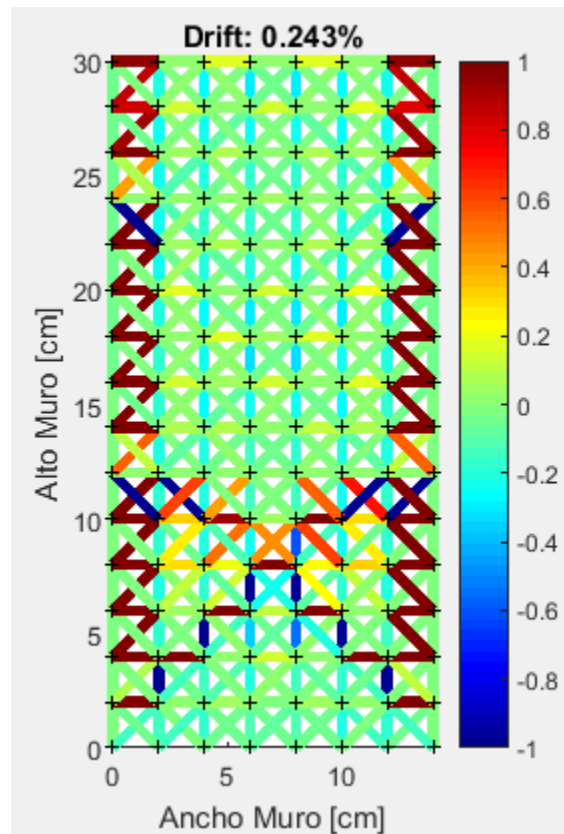


Figura 7.35: Estado de deformación del muro en la fibra extrema en compresión, muro M14-CC, para un drift de 0.243%

Se observa un patrón de falla diagonal en forma de “X”, donde se identifican claramente las diagonales de esta. Existe evidente diferencia con el patrón generado en el muro sin confinamiento por lo que podríamos indicar que el estribo se encuentra trabajando y aportando cierta contención al agrietamiento. Esta contención se verifica en los elementos horizontales de acero dispuestos cada 12 [cm], los que se encuentran con bajo nivel de deformación (color verde claro) aportando mayor rigidez a dicha zona (recordar que el largo de los elementos para el muro delgado es de 2 [cm]).

Se identifican elementos diagonales y horizontales en los borde del muro con gran deformación en tracción, lo que nos podría indicar gran efecto Poisson por estar situados en una zona de esquina. Junto a esto se identifica una zona de gran protección que se genera en el triángulo situado entre la base y las diagonales. Existe de igual forma que los demás muros cierta asimetría con respecto a las deformaciones de los elementos, a pesar de las condiciones de simetría geométrica del muro y de su aplicación de carga.

7.3. Comparaciones entre muros

En las secciones anteriores se han presentado solo datos de comportamiento de cada muro individualmente, por lo que se hace necesario la inclusión de gráficos que permitan realizar una comparación en conjunto. Esta comparación se basa en curvas que nos permitan establecer patrones de similitud o diferencia frente a distintas perspectivas del comportamiento, las que nos ayudan a tener una mirada más global de este.

7.3.1. Comparación entre M28-SC y M14-SC

En este apartado se comparará los muros M28-SC y M14-SC, correspondientes a muros sin estribos de borde. Se presentan distintas curvas a continuación.

7.3.1.1. Comportamiento Corte basal-Drift

Curva correspondiente al corte basal normalizado por el área de la sección transversal (C/Ag) que es soportado por el muro en función del drift en cada estado de deformación. Lo principal de normalizar el corte es poder establecer una comparación equivalente entre cada muro, ya que al poseer distinta sección transversal soportan naturalmente cargas diferentes.

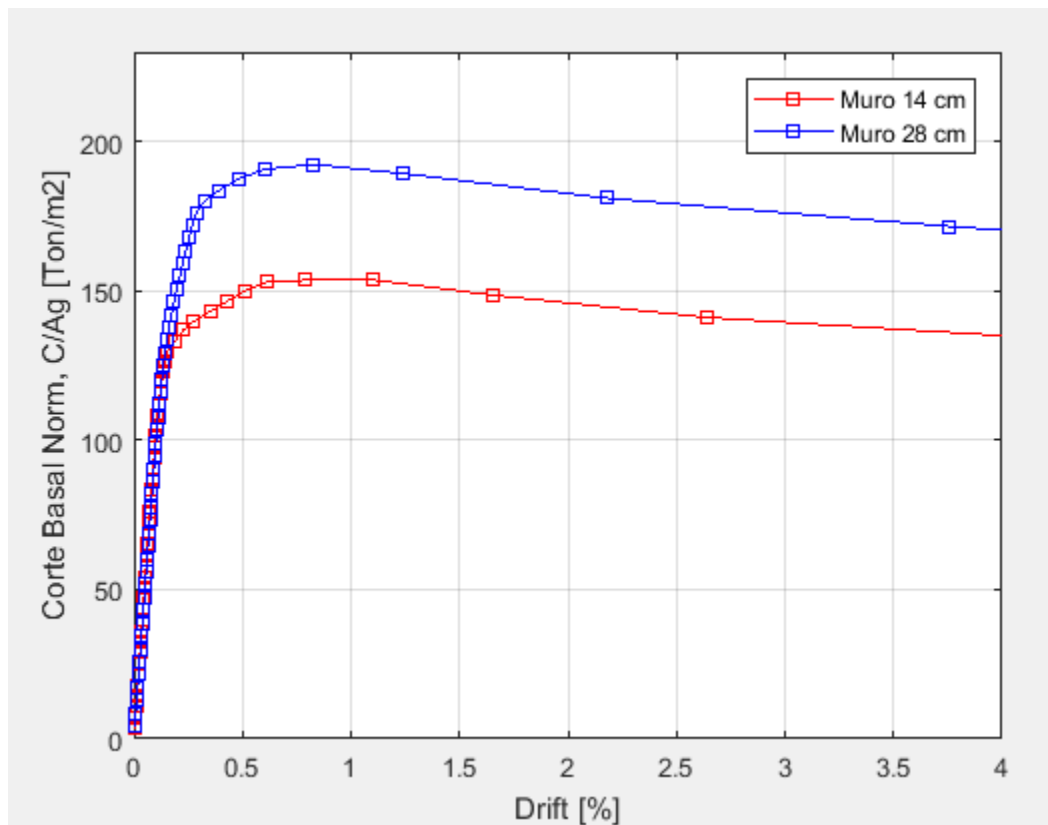


Figura 7.36: Curva corte basal normalizado-drift, analizado en muro grueso y delgado sin confinamiento

En este gráfico evidenciamos el distinto comportamiento de ambos muros, que a pesar de tener la misma razón de aspecto, difiere su comportamiento producto de un distinto espesor. Se observa en el gráfico que el muro grueso es capaz de resistir un corte normalizado mayor que el muro delgado, sin embargo, la capacidad de deformación de ambos muros es relativamente similar. La zona lineal que presentan ambos muros es muy semejante, sin embargo, al dejar esta zona atrás evidenciamos un claro comportamiento desigual.

7.3.1.2. Comportamiento Momento-Curvatura

Al igual que la curva anterior, se presenta la comparación de momento-curvatura entre los muros grueso y delgado, y de manera similar se ha normalizado el momento en función del área de la sección transversal de cada muro. La curvatura corresponde a la obtenida en la sección crítica del muro.

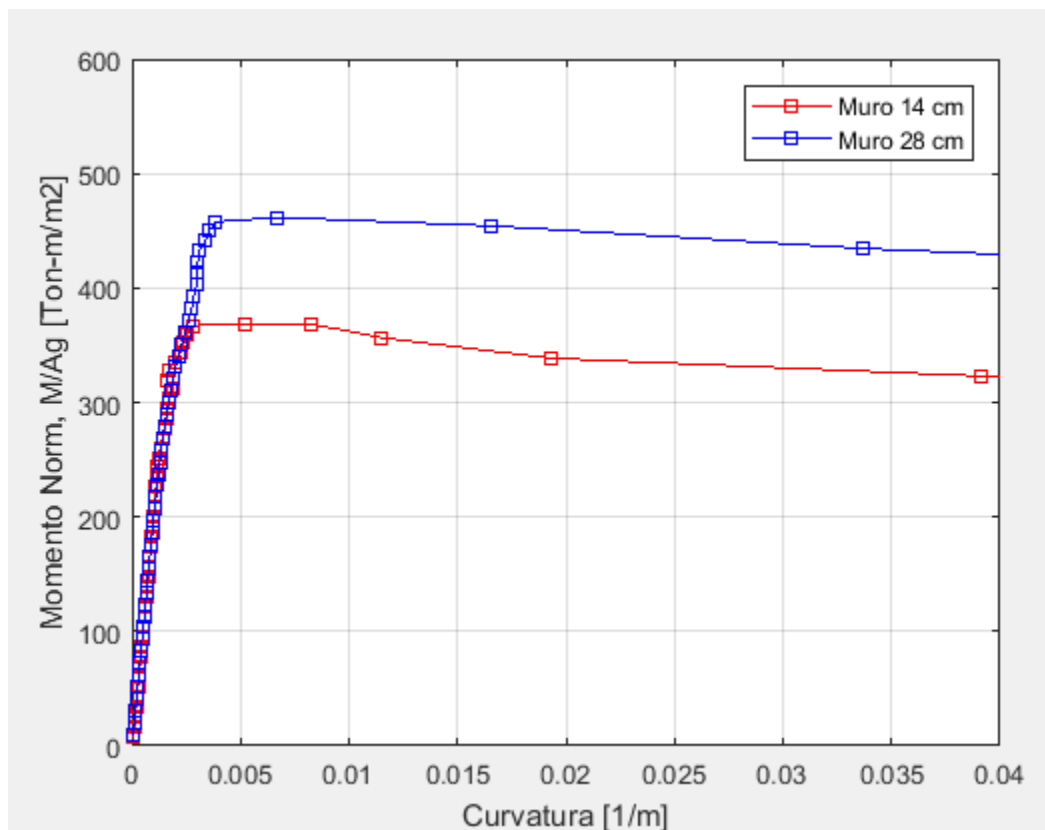


Figura 7.37: Curva momento normalizado-curvatura, analizado en muro grueso y delgado sin confinamiento

Al observar el gráfico de momento normalizado encontramos un comportamiento similar al gráfico de corte basal normalizado, donde ambos muros presentan un comportamiento muy semejante en la zona lineal, que luego al llegar a zona no lineal difieren en cuanto a momento resistido. El muro grueso es capaz de soportar mayor momento que el muro delgado, sin embargo, su capacidad de desplazamiento es similar.

7.3.1.3. Comportamiento Desplazamiento techo-Curvatura

Se presenta el siguiente gráfico que muestra cómo varía la curvatura en función del desplazamiento de techo, analizado para el muro delgado y el grueso. Esto se ha realizado con la finalidad de establecer un punto de comparación adicional entre ambos muros, evidenciando la temprana inestabilidad del delgado en contraste con el grueso. La curvatura corresponde a la obtenida en la sección crítica del muro.

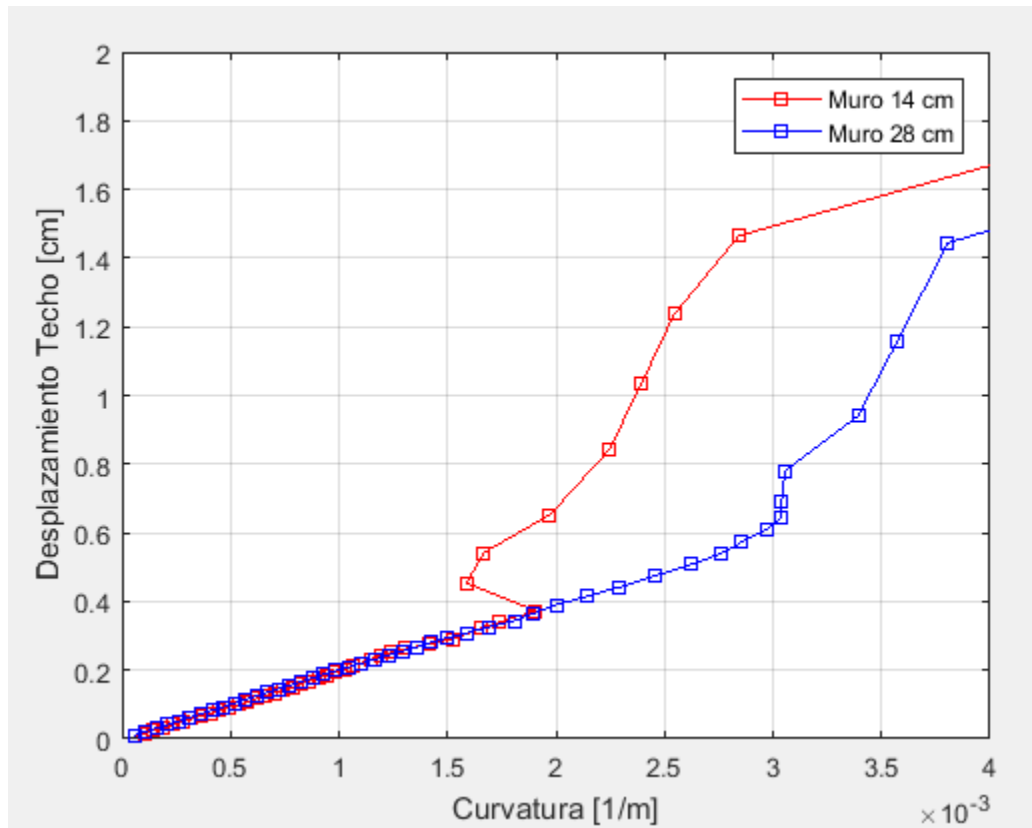


Figura 7.38: Curva desplazamiento de techo-curvatura, analizado en muro grueso y delgado sin confinamiento

Al analizar el gráfico anterior observamos una clara similitud en la zona lineal entre ambos muros, sin embargo, se podría deducir que el muro delgado sufre inestabilidad en una etapa más temprana que el muro grueso. En ese sentido, la zona lineal del muro grueso es más extensa que la del muro delgado.

Ambos muros al dejar la zona lineal, presentan grandes desplazamientos de techo a incrementos leves de su curvatura, lo que nos podría indicar que el muro comienza a presentar rótulas plásticas y fluencia del acero de borde.

7.3.1.4. Perfil de deformaciones (potenciómetro lineal)

Se ha realizado la comparación entre perfiles de deformaciones del muro grueso y delgado con la finalidad de visualizar el nivel de daño presente en cada uno de ellos. Se han mostrado niveles de drift diferentes para evidenciar el mayor daño en el muro delgado en comparación con el muro grueso, aun teniendo un drift mayor en el grueso.

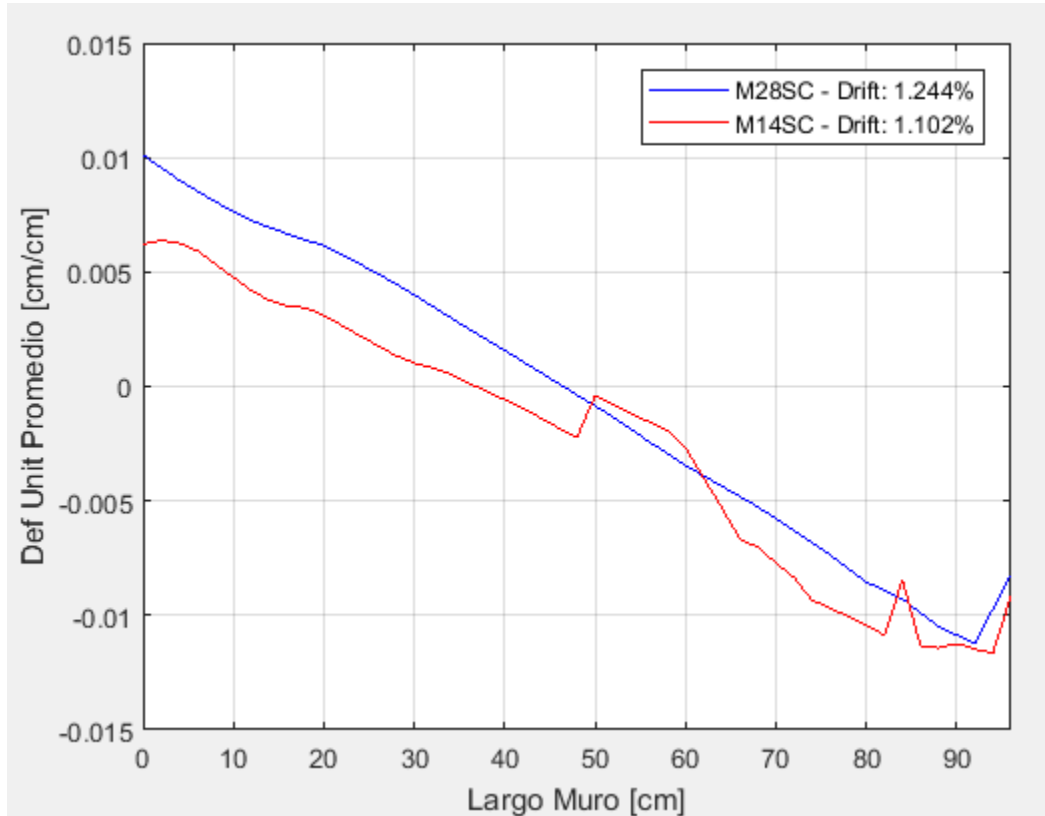


Figura 7.39: Perfil comparativo de deformaciones unitarias en muro grueso y delgado sin confinamiento

Se observa en el gráfico anterior mayores deformaciones unitarias en la zona de máxima compresión para el muro delgado, sin embargo, en la zona de máximas tracciones el muro grueso presenta mayores deformaciones unitarias. Esto ocurre ante un drift mayor en el muro grueso que en el delgado, lo que nos podría indicar que uno delgado es más propenso a sufrir daño ante desplazamiento de techo similares.

Se observa también un perfil más regular y con menos saltos en el muro grueso que en el delgado. Por otro lado, grandes deformaciones unitarias en la zona de máxima compresión son alcanzadas, sin embargo, como se ha mencionado con anterioridad, son modelos computacionales que permiten tales desplazamientos.

7.3.2. Comparación entre M28-CC y M14-CC

7.3.2.1. Comportamiento Corte basal-Drift

Al igual que la comparación entre muros delgado y grueso sin confinamiento, se ha realizado la comparación equivalente a los muros con confinamiento. Se ha establecido un corte basal normalizado con la finalidad de poder comparar ambos muros en conjunto contemplando su distinta sección transversal.

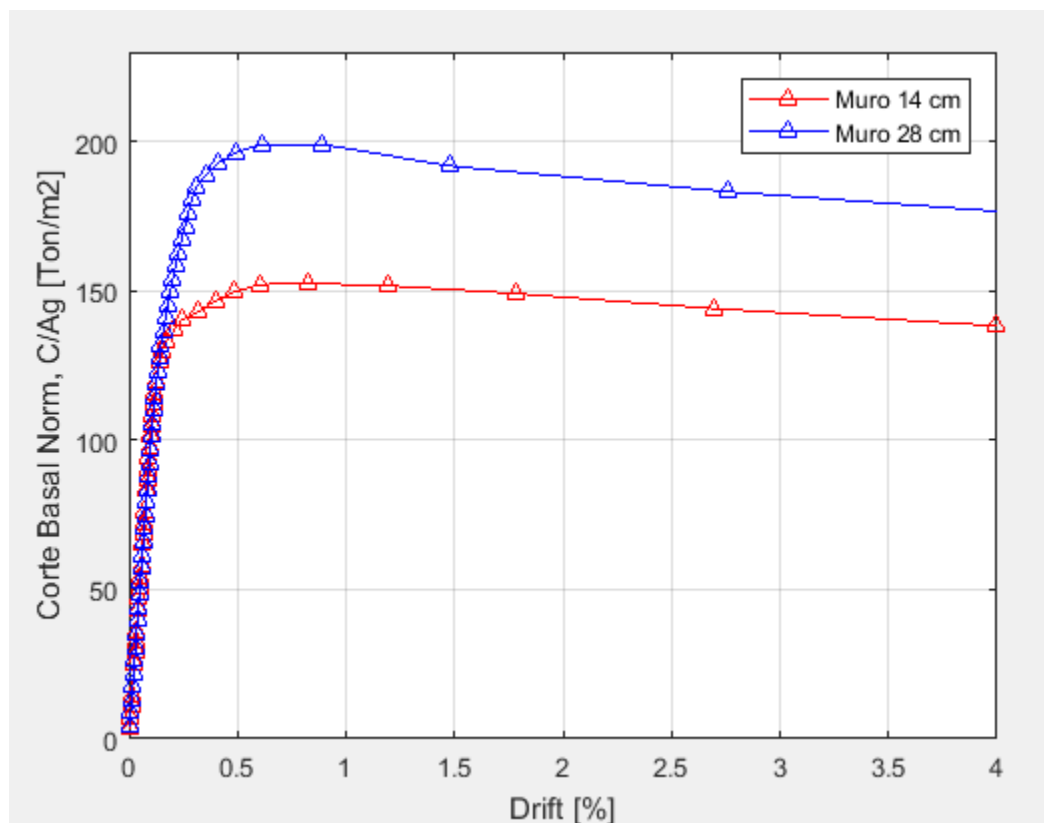


Figura 7.40: Curva corte basal normalizado-drift, analizado en muro grueso y delgado con confinamiento

En los muros grueso y delgado con confinamiento, ocurre algo similar a los que no tienen confinamiento, donde presentan curvas de corte normalizado de forma semejante. Se observa una zona lineal muy similar entre ambos muros, alcanzando un corte basal normalizado mayor en el muro grueso que en el delgado. La capacidad de deformación de ambos muros se observa relativamente similar.

7.3.2.2. Comportamiento Momento-Curvatura

Se presenta la curva momento-curvatura comparativa entre muros delgado y grueso con confinamiento, donde se visualizan las similares diferencias exhibidas en las comparaciones anteriores. La curvatura corresponde a la obtenida en la sección crítica del muro.

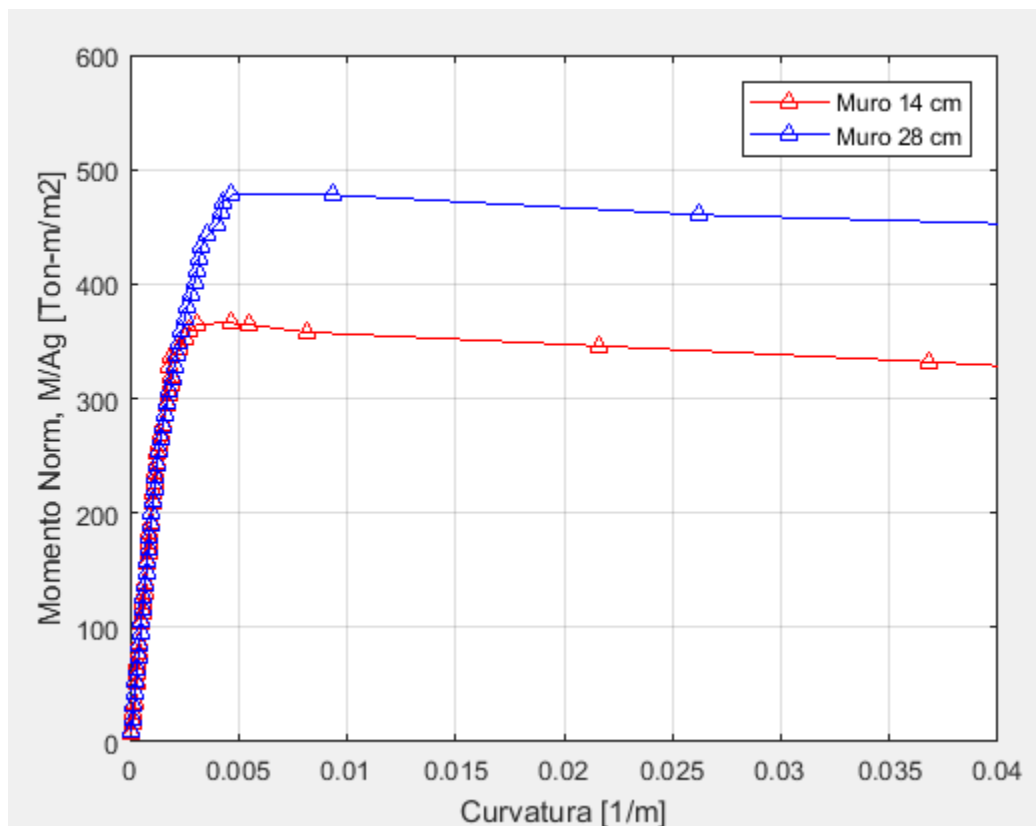


Figura 7.41: Curva momento normalizado-curvatura, analizado en muro grueso y delgado con confinamiento

El gráfico de momento normalizado nos entrega información similar al gráfico de corte basal normalizado, donde ambos muros presentan un comportamiento muy semejante en la zona lineal, que luego al llegar a zona no lineal difieren en cuanto a momento resistido. El muro grueso es capaz de resistir mayores momentos normalizados que el delgado, lo que nos podría indicar que es más conveniente utilizar muros de espesor mayor ya que experimentan mejor comportamiento.

7.3.2.3. Comportamiento Desplazamiento techo-Curvatura

Se presenta el comportamiento entre desplazamiento de techo y curvatura presentes en el muro delgado y grueso con confinamiento. Se observa un comportamiento similar de ambos muros en comparación con los muros sin confinamiento. Sin embargo, se advierte una linealidad más extensa presente en muro M28-CC que en M28-SC. La curvatura corresponde a la obtenida en la sección crítica del muro.

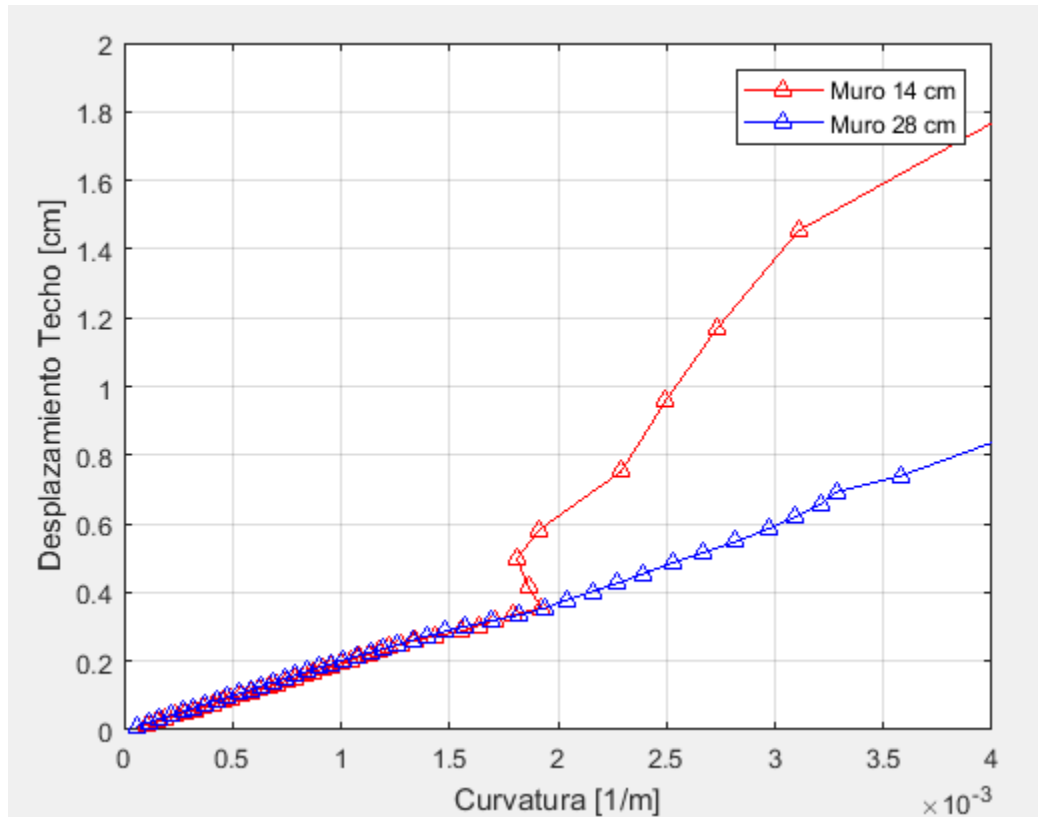


Figura 7.42: Curva desplazamiento de techo-curvatura, analizado en muro grueso y delgado con confinamiento

De forma similar que en los muros sin confinamiento, el muro delgado se vuelve inestable más tempranamente, siendo que ambos comparten una curva lineal muy semejante. Es importante mencionar que para este gráfico la zona lineal del muro grueso con confinamiento se extiende más lejos que el muro grueso sin confinamiento, no sucediendo esta situación en los muros delgados.

7.3.3. Comparación entre M28-SC, M28-CC y M28-MC

7.3.3.1. Comportamiento Corte basal-Drift

Adicionalmente se ha confeccionado tres curvas correspondientes al muro grueso, en las que se distingue la característica de cada uno respecto al confinamiento de borde. En este gráfico no se sigue el patrón de colores y marcadores establecido anteriormente, ya que se ha modificado para visualizar de mejor manera las diferencias entre ellos. El color azul corresponde al muro M28-CC, el color verde al muro M28-MC y el color rojo al muro M28-SC. En el gráfico se muestra el comportamiento entre corte basal resistido por el muro y su drift experimentado.

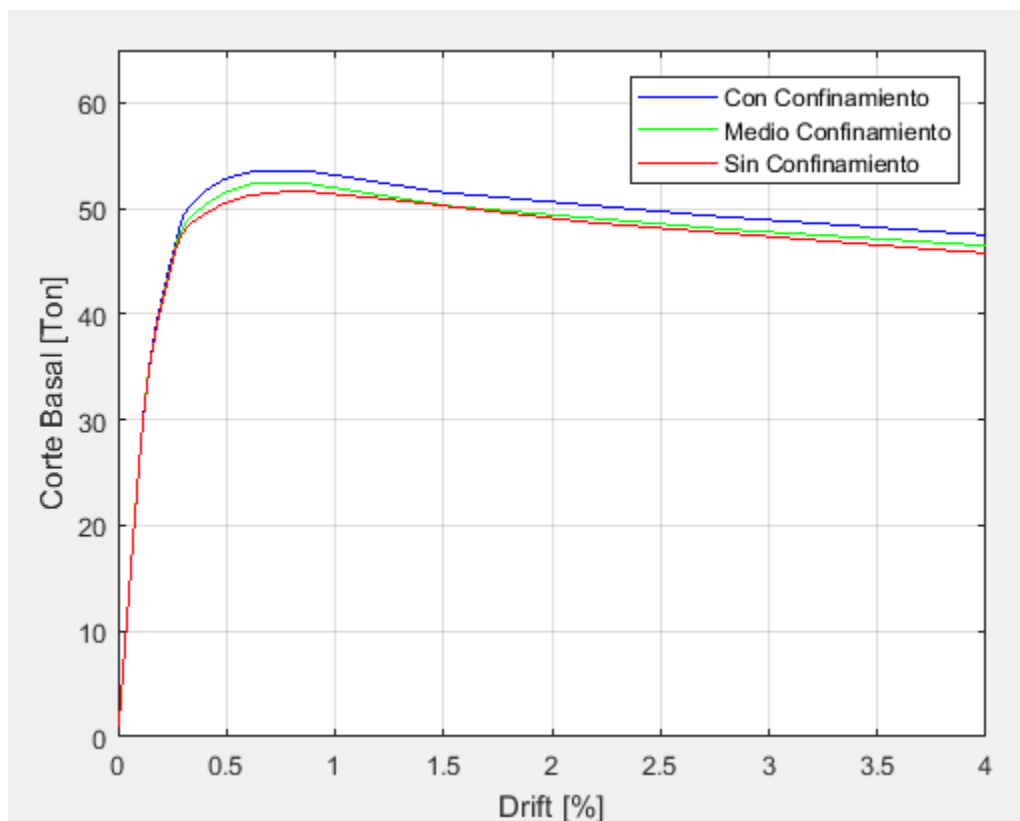


Figura 7.43: Curvas comparativas de corte basal-drift en muro grueso, diferenciadas por el tipo de confinamiento

Se observa entre las tres curvas una similitud casi perfecta dentro de la zona lineal, sin embargo, la zona no lineal presenta diferencias en función del nivel de confinamiento presente en el modelo soportando más o menos corte basal. De todos modos, ese mayor corte basal resistido no es de gran magnitud, y la capacidad de desplazamiento de los muros es relativamente similar.

Es importante hacer notar que la única diferencia entre estos tres muros es la inclusión de los estribos de borde, los que comienzan a ser relevantes al alejarse de la zona lineal. Esto nos indica que el confinamiento es efectivo solo si el muro se diseña para que sea capaz de incursionar en el rango no lineal de comportamiento.

7.3.4. Comparación entre M14-SC y M14-CC

7.3.4.1. Comportamiento Corte basal-Drift

De la misma forma que se establece la comparación entre los muros gruesos, se hace la correspondiente al muro delgado. Donde el color azul representa al muro con estribos de borde y el color rojo al muro sin estribos de borde. El análisis se realiza a partir del corte basal resistido por el muro y el drift experimentado.

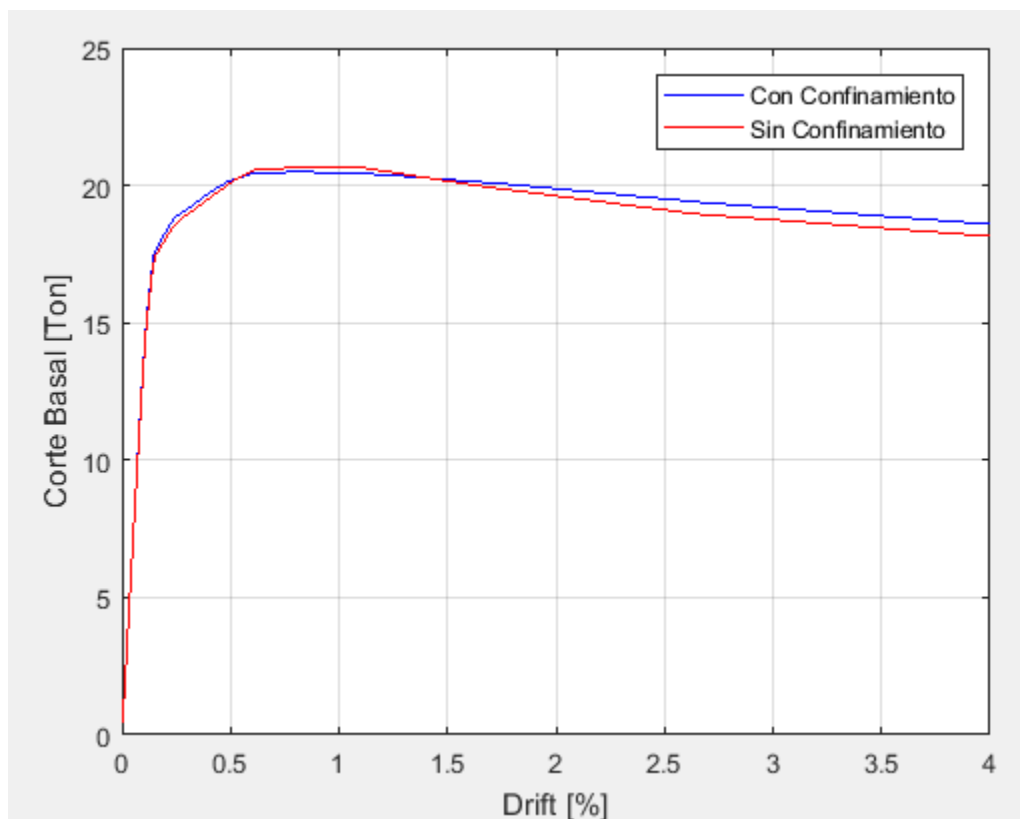


Figura 7.44: Curvas comparativas de corte basal-drift en muro delgado, diferenciadas por el tipo de confinamiento

Del gráfico se observa que no hay diferencias significativas entre estos muros, por lo que nos podría indicar que en muros delgados, la inclusión de estribos de borde (modelado como se hizo en este trabajo) no implica mejor comportamiento. Es importante también hacer notar la gran similitud entre ambos muros en la zona lineal, sin embargo, al salir de esta comienzan a verse pequeñas diferencias.

8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

En este estudio se han creado modelos computacionales de muros de hormigón armado con ciertas características geométricas y configuración de armaduras y estribos a través del software SAP2000. Cada modelo se ha sometido a un análisis tiempo-historia a través del método de integración directa. La aplicación de la carga a cada modelo ha sido de tipo monotónica incremental, donde se ha incluido cargas verticales y horizontales, las que representan fuerzas gravitacionales y sísmicas, respectivamente. La totalidad de los modelos se han construido con exclusivamente elementos no lineales, los que incluyen comportamiento fuerza-deformación no lineal. Es importante mencionar que cada muro se ha construido de manera tridimensional, incluyendo elementos dispuestos en el ancho.

8.1. Respuesta Global

Uno de los análisis realizados fue la comparación de los modelos con el análisis de la sección transversal equivalente a través de la herramienta Section Designer, proporcionada por el mismo software. Esta herramienta es capaz de introducir comportamiento no lineal a los materiales de la sección transversal, sin embargo, no tiene la capacidad de incluir el comportamiento tridimensional del material como sí ha sido posible en los modelos. Se ha observado en cada uno de estos gráficos una disminución de la capacidad del muro de resistir momento. Esto va en la misma dirección que el análisis realizado por Ugalde (Ugalde, Parra, & López-García, 2018). Mientras más se incluye no linealidad a los modelos o utilizamos técnicas de modelado que nos alejan de las tradicionales simplificaciones que se han usado comúnmente, más difieren los resultados. Este análisis nos indica que los elementos estructurales modelados tridimensionalmente y bajo condiciones de no linealidad son capaces de resistir menores cargas.

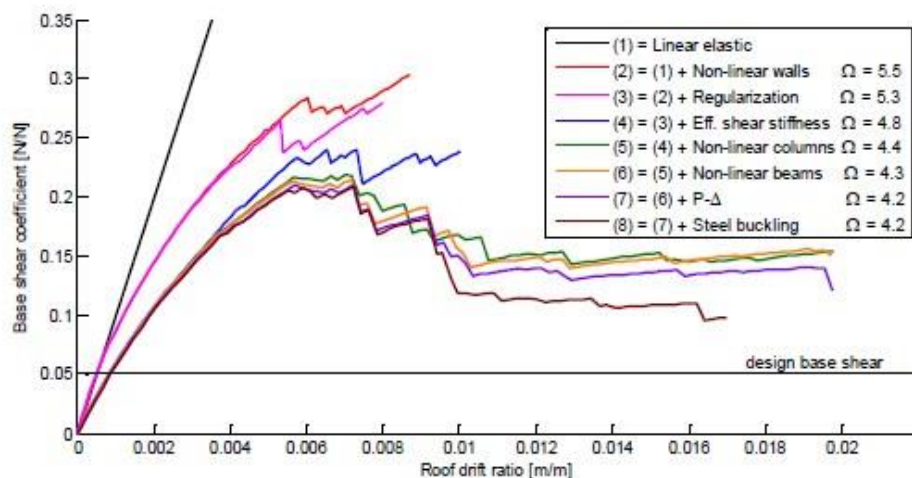


Figura 8.1: Análisis de un edificio a través de elementos no lineales (Ugalde, Parra, & López-García, 2018)

Se presenta a modo de ejemplo la Figura 8.1, en la cual se evidencian las diferencias de comportamiento en cuanto a corte basal y drift de techo de los modelos a medida que se incluye mayor no linealidad en los elementos estructurales. De este modo, se puede observar en la Figura 8.2 un comportamiento similar al tratarse de un elemento modelado tridimensionalmente.

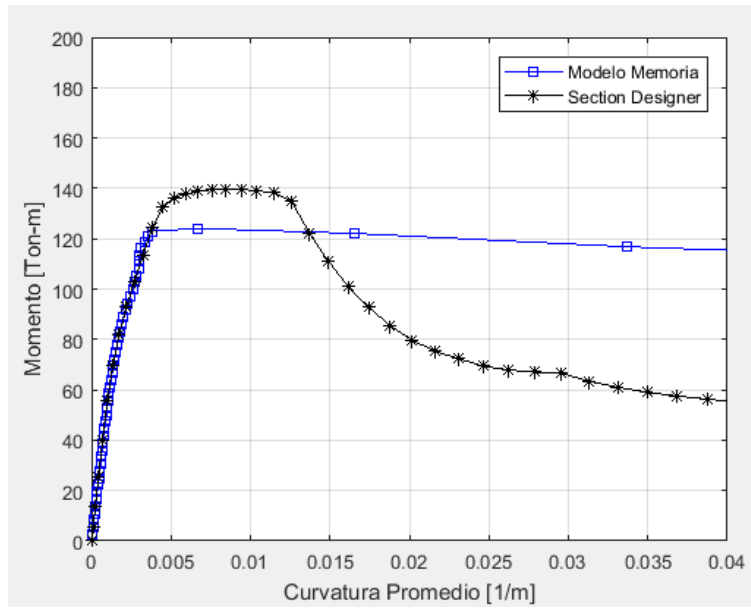


Figura 8.2: Curva Momento-Curvatura en muro M28-SC

Dentro de los resultados que más llaman la atención es la gran capacidad de deformación que pueden llegar a tener los modelos sin mucha pérdida de momento o corte basal resistido. Esto, como se ha dicho anteriormente, es posible por ser un modelo computacional, sin embargo, en ensayos experimentales no es esperable que puedan llegar muros similares a tales deformaciones, ya que comienzan a aparecer otros efectos que muchas veces no están representados en la modelación.

8.2. Distribución de esfuerzos y deformaciones en perfil tridimensional

A partir de los perfiles de deformaciones y esfuerzos 3D obtenidos de la modelación realizada en este trabajo se puede decir que la irregularidad de esta era esperable. Por ejemplo, existen mayores esfuerzos y deformaciones en los bordes del muro y más aún en las esquinas. La razón de esto podría deberse a que el modelo es capaz de captar los efectos de redistribución de esfuerzos del material considerando efecto Poisson, generando puntos de concentración de esfuerzos en dichos bordes y esquinas. Se evidencian estas concentraciones de esfuerzos en los gráficos, las que aparecen como saltos, pudiendo ser también grietas localizadas en el hormigón. Es por todo esto que la suposición de establecer la distribución de esfuerzos a lo ancho constante no es tan válida incluso en comportamiento lineal.

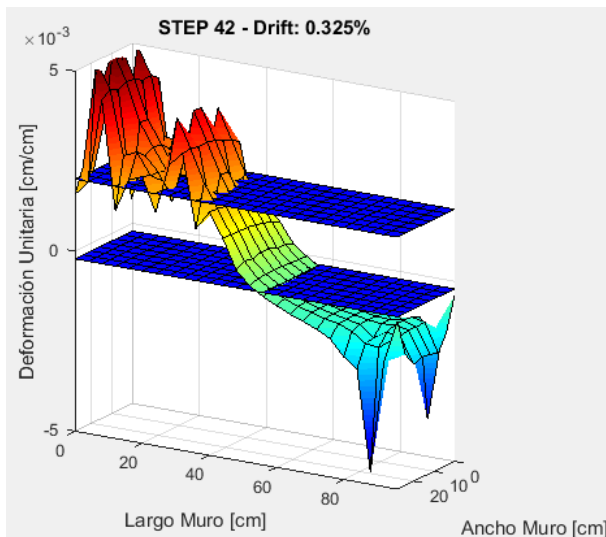


Figura 8.3: Perfil de deformaciones unitarias en 3D en muro M28-SC, para un drift de 0.325%

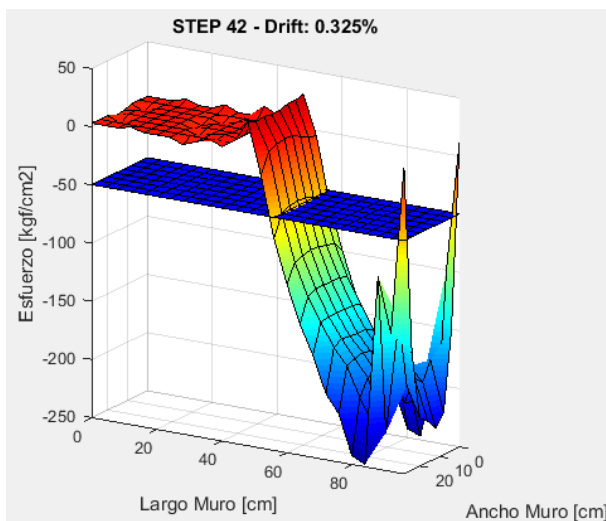


Figura 8.4: Perfil de esfuerzos en 3D en muro M28-SC, para un drift de 0.325%

También se ha observado un perfil relativamente lineal de deformaciones ante un bajo nivel de carga lateral en el muro, sin embargo, a medida que se incrementa la carga se produce una mayor distorsión de este, indicando que la suposición de Navier-Bernoulli no es del todo correcta al entrar al rango no lineal.

8.3. Perfil de deformaciones unitarias a lo largo del elemento

El análisis del perfil de deformaciones 2D del muro a través de la metodología tipo potenciómetro lineal tiene la ventaja de captar de mejor manera la deformación unitaria que experimenta el muro en la zona de máxima compresión. Las grandes deformaciones ocurren en zonas donde se producen las grietas, por lo que si la extracción de datos no se lleva a cabo por donde se encuentre una de ellas, el análisis se verá altamente afectado. Esto se puede visualizar de alguna manera en la Figura 8.5, donde se ha cargado una columna con una carga axial excéntrica (Hognestad, 1951).

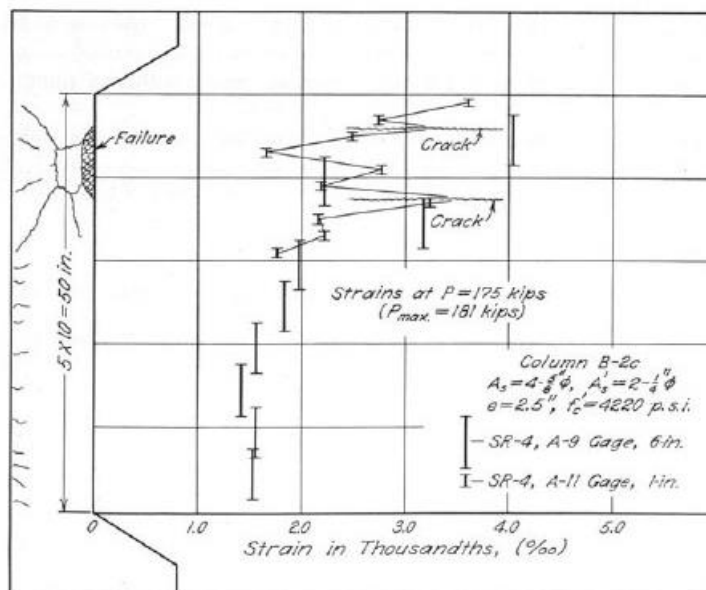


Figura 8.5: Distribución de la deformación unitaria en la altura de una columna (Hognestad, 1951)

Lo anterior se puede observar en la Figura 8.3, donde se observa en la zona de tracciones saltos en el perfil por donde pasan las grietas en flexión.

Otro comportamiento importante de destacar es que los perfiles de deformaciones unitarias nos indican que el eje neutro permanece relativamente constante a medida que se carga el muro (ver Figura 8.6), con pequeños desplazamientos para los últimos niveles de drift, mientras que incluso a bajos niveles de carga, se aprecia claramente que el perfil de deformaciones no es lineal. Este comportamiento se puede encontrar en trabajos donde se ha analizado el perfil de deformaciones en ensayos experimentales, específicamente podemos encontrarlo en el estudio realizado por Dashti (Dashti, Dhakal, & Pampanin, 2018), a través de la Figura 8.7. Esto nos demuestra que la suposición de Navier-Bernoulli (caras planas permanecen planas) no puede ser siempre válida.

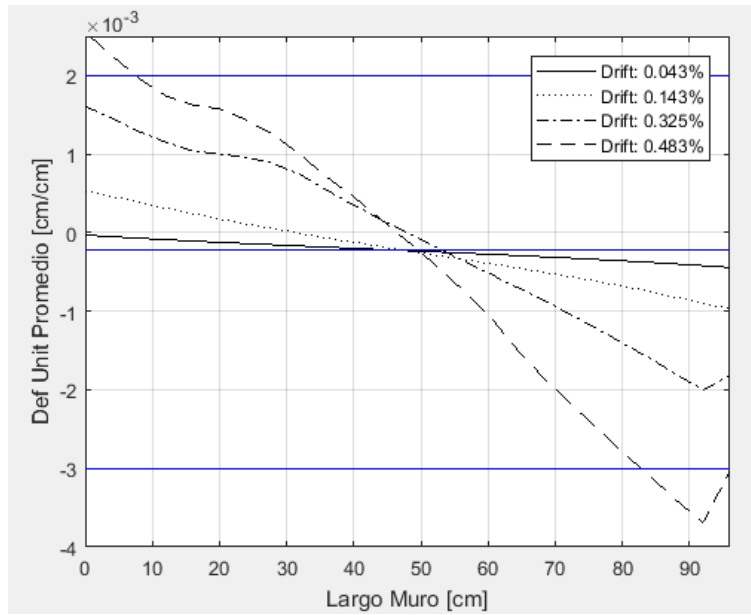


Figura 8.6: Perfil de deformaciones unitarias promedio tipo potenciómetro lineal en muro M28-SC, para niveles bajos de drift.

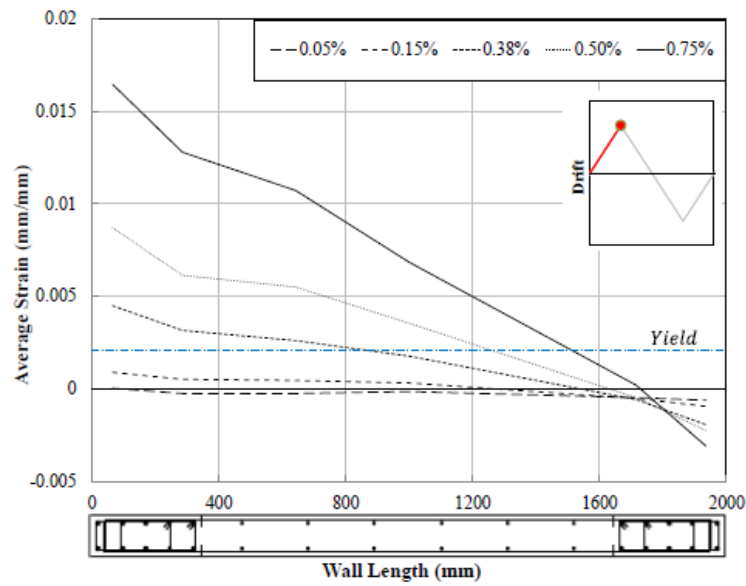


Figura 8.7: Perfil de deformaciones unitarias a lo largo del espécimen RWB (Dashti, Dhakal, & Pampanin, 2018)

Otros perfiles de deformaciones han sido analizados en trabajos más antiguos, como por ejemplo los incluidos en el estudio realizado por Hognestad (Hognestad, 1951). Se presenta una de las columnas ensayadas en la Figura 8.8.

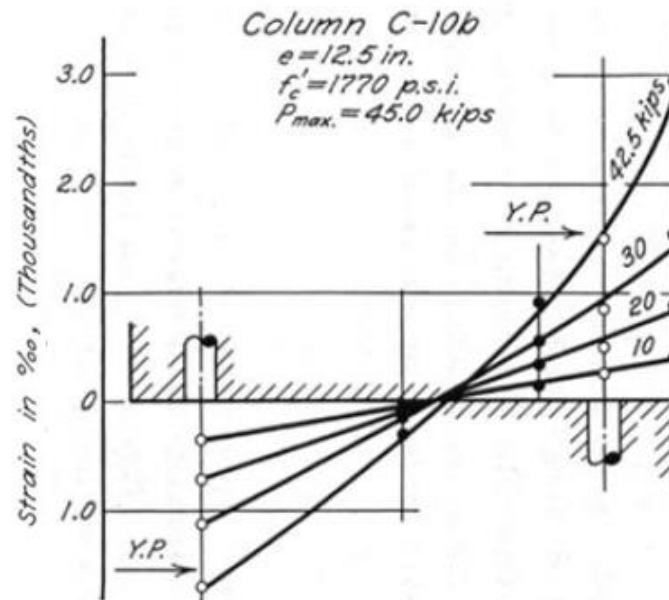


Figura 8.8: Perfil de deformaciones unitarias a través de la sección de una columna rectangular (Hognestad, 1951)

8.4. Distribución de curvatura en el alto

Se observa en los gráficos de curvatura en la altura de los muros que a cierto nivel de drift y a cierta altura comienzan a generarse grandes curvaturas. En el muro grueso estas grandes curvaturas se encuentran aproximadamente a los 66 [cm], mientras que en el muro delgado sucede algo similar, las grandes curvaturas se encuentran aproximadamente a los 63 [cm]. Estos valores corresponden a la longitud en altura de la zona en la que existe gran incursión no lineal, y en este sentido, el Decreto Supremo 60 (Decreto Supremo 60, Minvu, 2011) indica que para cálculos de curvatura última (sección 21.9.5.4) el valor de la rótula plástica, l_p , no debe tomarse superior a $l_w/2$. Esto nos indica que los valores obtenidos en este estudio para el valor de l_p , para los muros delgado y grueso están relativamente cercanos al valor que sugiere la norma, que en nuestro caso serían 48 [cm]. En la Figura 8.9 se muestra el modelo idealizado de rótula plástica indicado por Moehle (Moehle, 2014). Se observan las similitudes que existen en comparación con los resultados obtenidos en este estudio (ver Figura 8.10).

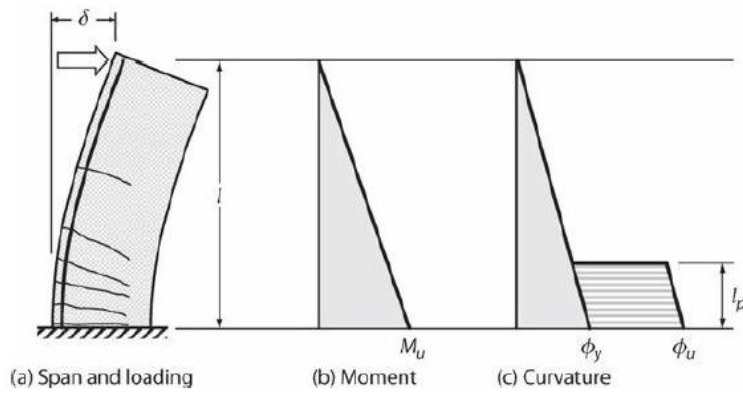


Figura 8.9: Modelo idealizado de rótula plástica (Moehle, 2014)

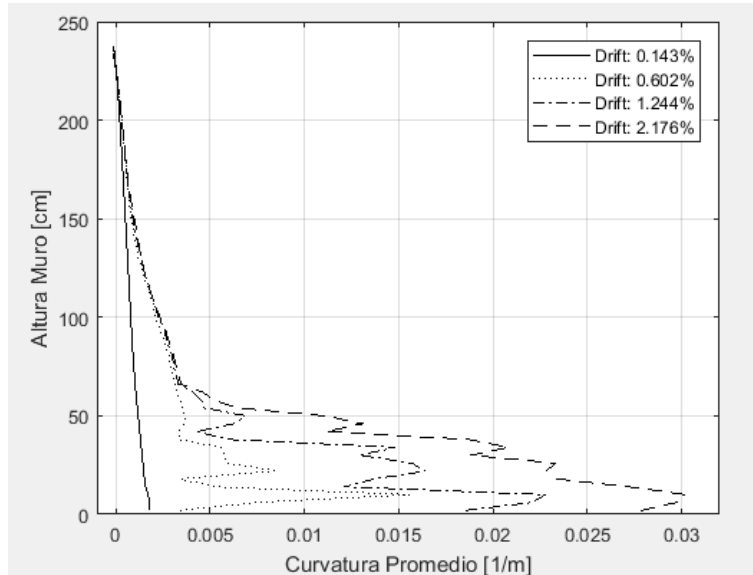


Figura 8.10: Perfil de curvatura promedio en la altura en muro M28-SC

8.5. Falla de borde en compresión por exceso de esfuerzos diagonales

Con respecto al modelado en general de los muros y el propósito de intentar reproducir una falla frágil con patrón diagonal, podemos concluir que se ha logrado con éxito tales objetivos. Se observa en cada muro dicha falla en forma de “X”, destacándose más en el delgado que en el grueso, posiblemente debido a que en el muro delgado las condiciones de borde impactan de mayor forma en la distribución de esfuerzos internos en el borde del muro. Sin embargo, en ambos se consigue además identificar la zona protegida de deformaciones ubicada entre la base y las diagonales (visto desde el ancho). Esta zona se encuentra protegida por las condiciones de borde que presenta la base del muro, condición de borde que intenta representar la restricción de deformaciones horizontales que impone la losa. No obstante, las zonas que están por sobre este triángulo sufren grandes deformaciones de tracción en distintas direcciones, de la misma manera que en las probetas de hormigón o columnas de hormigón armado que son ensayadas en laboratorio a compresión pura.

Esta falla en forma de “X” ocurre cuando el hormigón excede su resistencia a la tracción en su dirección principal y al producirse la redistribución de esfuerzos, la parte superior a la falla de la zona en cuestión se ve forzada a desplazarse bajo un plano de aproximadamente 45° , lográndose así la geometría observada (ver Figura 8.11). Se pueden ver las similitudes que existen entre los resultados del estudio con los resultados del ensayo experimental presentado en la Figura 8.12.

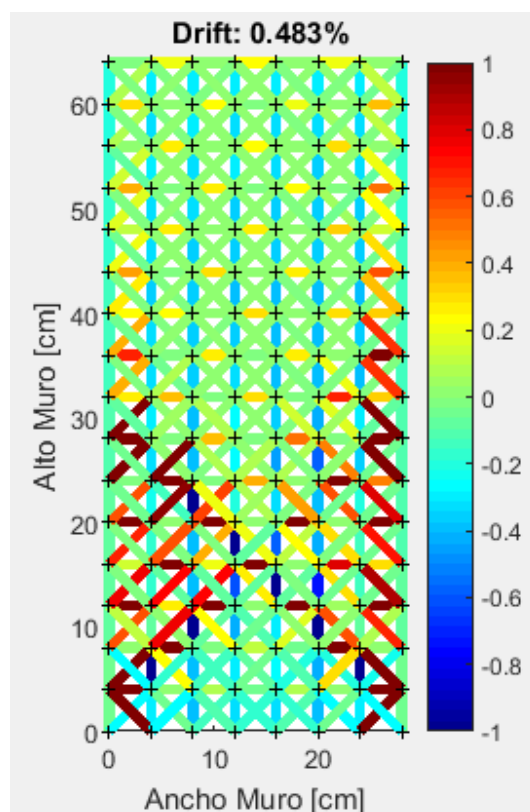


Figura 8.11: Estado de deformación del muro en la fibra extrema en compresión, muro M28-SC, para un drift de 0.483%



Figura 8.12: Falla del espécimen en un plano diagonal ensayada en laboratorio (Hube & de la Llera, 2015)

Es importante también destacar la asimetría que se produce en las deformaciones de los elementos de los modelos, a pesar de la simetría con la que fue construido y de la aplicación de la carga. Este comportamiento se podría atribuir a pequeñas asimetrías producidas por errores numéricos que, a pesar de ser de magnitud despreciable, son suficientes para producir una inestabilidad geométrica en el modelo, lo que se traduce en una asimetría del comportamiento del elemento al llegar al estado último.

8.6. Modelación del patrón de agrietamiento de zona en tracción

Así como se observan las fallas en el ancho del muro, también se observan grietas a lo largo de este. Tales grietas se identifican en los modelos, donde se distinguen grietas por flexión en la zona de tracciones y la llamada “cabeza de compresión” en la zona de compresiones. Estas grietas nos permiten dar cuenta de la capacidad del modelo para capturar fenómenos importantes que presentan los muros ante aplicación de cargas.

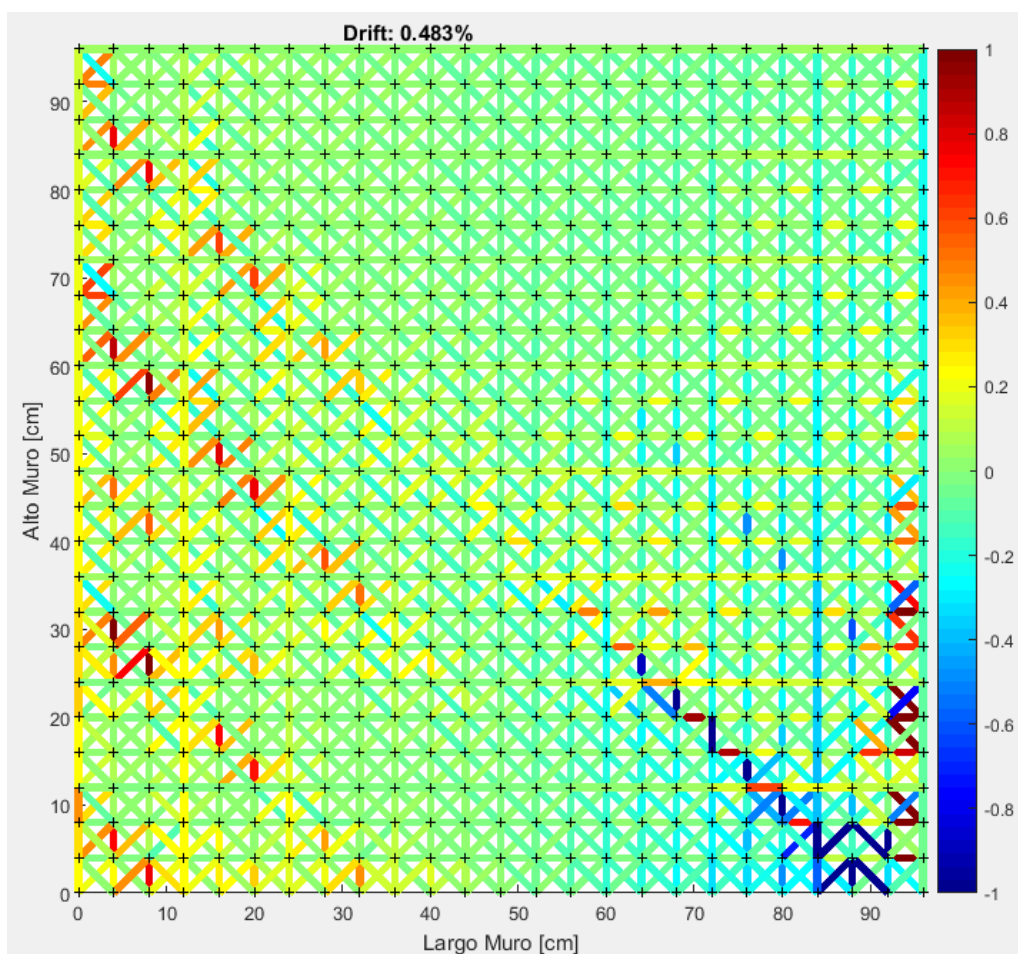


Figura 8.13: Estado de deformación del muro visto desde su largo, muro M28-SC, para un drift de 0.483%

8.7. Comparación de comportamiento entre muros de distinto espesor

Se concluye que el objetivo de cuantificar la fragilidad de muros delgados de hormigón armado en comparación con muros gruesos se ha logrado con éxito. A través de los gráficos de corte basal-drift, momento-curvatura y desplazamiento de techo-curvatura nos damos cuenta la mayor fragilidad antes mencionada. Esto se presenta en los muros con y sin confinamiento donde cada uno de ellos se comporta de dicha manera. Dicha dependencia del espesor se debe a que, tal como se mencionó anteriormente, el muro más delgado es mucho más sensible al efecto que tiene la restricción de deformaciones que se producen en las condiciones de borde del elemento.

Es importante mencionar que se ha normalizado los valores de corte basal y momento ya que al ser muros de distinto espesor, naturalmente son capaces de resistir distinto nivel de carga.

8.8. Efecto de confinamiento en muros delgados

A través de las comparaciones entre muros con y sin confinamiento se ha llegado a la conclusión que la manera en que se ha modelado dicho confinamiento no genera grandes diferencias en cuanto a comportamiento. Adicionalmente se concluye que por sobretodo en muros delgados el confinamiento no genera diferencias significativas, por lo que se podría indicar que la inclusión de estribos de borde de la manera en que se ha modelado en este trabajo, no presenta mejor comportamiento. Esto es consistente con la exigencia del Decreto Supremo 60 (Decreto Supremo 60, Minvu, 2011), en el numeral 21.9.6.4 letra (f), en el que se indica que el espesor del elemento de borde a confinar debe ser mayor o igual a 30 [cm]. De esta exigencia se desprende que en espesores inferiores el confinamiento no es efectivo.

Como información adicional para poder comprender de mejor manera cada comportamiento de muro, se presentan en la Tabla 8.1 los siguientes datos:

	$C^{(1)}$ en [Ton]	$Drift^{(2)}$ en [%]	$Drift^{(3)}$ en [%]	$Drift^{(4)}$ en [%]
M28-SC	51.71	0.829	0.392	0.239
M28-CC	53.52	0.890	0.407	0.244
M28-MC	52.38	0.882	0.415	0.249
M14-SC	20.65	1.102	0.611	0.155
M14-CC	20.50	1.195	0.606	0.174

Tabla 8.1: Valores característicos de corte y drift para cada uno de los muros

- (1) Corte basal máximo experimentado.
- (2) Nivel de drift alcanzado al llegar el muro al corte basal máximo.
- (3) Nivel de drift alcanzado al llegar el muro a la fluencia del acero en la fibra extrema en tracción.
- (4) Nivel de drift alcanzado al llegar el muro a la deformación última de diseño del hormigón (0.003) en la fibra extrema en compresión.

Es importante mencionar que el software utilizado entrega los resultados de forma discreta y un paso que no es contante, por lo que los valores de estado último se ven influenciados por la discretización utilizada para la aplicación de la carga en cada caso. Es por esto que no se puede obtener un estado de deformación específico, sino que se debe escoger uno que se encuentre cercano al necesario. De este modo, es importante particionar el análisis en una cantidad significativa de etapas, equilibrando el tiempo de cómputo con la precisión que se requiere.

9. PROYECCIONES

A través de esta memoria se han creado las bases de una herramienta útil en el estudio de elementos estructurales sometido a condiciones de no linealidad. Sin embargo, es importante que como trabajo futuro se valide a través de ensayos experimentales bajo las mismas condiciones.

A partir de esta metodología, se pueden crear diversas formas de muro, tales como forma T, forma C, forma L, etc. Además, se puede extender a otros elementos estructurales, como columnas, vigas y losas, donde existan zonas de incursión no lineal. Principales candidatos son las rótulas plásticas, uniones, cambios de sección abrupta, cargas localizadas, apoyos, entre otras.

En este estudio se ha obtenido el comportamiento de la línea neutra, que determina su forma y valores característicos, sin embargo, se puede realizar posteriormente un estudio más profundo de cómo varía la posición de la línea neutra en función de distintos parámetros del muro, tales como razón de aspecto (H_t/L_w), carga axial, ancho, etc.

También se ha obtenido la curvatura en la altura, que determina su forma, longitud de su rótula plástica y valores característicos, sin embargo, es posible realizar a futuro un estudio donde se obtengan los parámetros más influyentes en el comportamiento de esta, creando muros con distintas características para ser comparados.

Como se ha mencionado con anterioridad, en este estudio se han introducido cargas monotónicas, sin embargo, a futuro se puede realizar un estudio similar donde la carga aplicada sea de tipo cíclica, para obtener así las diferencias y similitudes entre cada una de ellas.

Hay que mencionar también que el análisis se llevó a cabo asumiendo que todo el muro posee exactamente la misma curva de comportamiento, aun cuando en la realidad existe cierta incertidumbre respecto a las propiedades de los materiales en diferentes zonas de un mismo muro, por lo que sería interesante estudiar a futuro la influencia sobre la respuesta de este modelo al incluir incerteza en las propiedades de los materiales utilizadas para cada elemento dentro del mismo muro.

Por otro lado, es importante mencionar las limitaciones que este método presenta. Dependiendo del nivel de discretización que se quiere lograr (cantidad de elementos a utilizar) es posible realizar solo elementos estructurales independientes, uniones entre elementos o estructuras muy simples, ya que requieren una gran capacidad de cómputo. No obstante, a medida que se consigan mayores capacidades computacionales se podrían lograr estructuras más complejas.

Por último, al ser un análisis netamente no lineal es posible aislar las zonas de los elementos estructurales donde se quiere estudiar el comportamiento no lineal y con esto reducir la cantidad de elementos finitos a utilizar; de este modo, se pueden introducir elementos de comportamiento lineal donde se garantice nula incursión no lineal y así con esto poder reducir costos computacionales.

REFERENCIAS

- Ahmadi, F., Mavros, M., Klingner, R. E., Shing, B., & McLean, D. (2015). Displacement-Based Seismic Design for Reinforced Masonry Shear-Wall Structures, Part 2: Validation with Shake-Table Tests. *Earthquake Spectra*, 31(2), 999-1019. doi:10.1193/120212EQS345M
- Alarcón, C., Hube, M. A., Jünemann, R., & de la Llera, J. C. (2015). Characteristics and displacement capacity of reinforced concrete walls in damaged buildings during 2010 Chile earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(4), 1119-1139. doi:10.1007/s10518-015-9727-0
- American Concrete Institute ACI. (2008). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI 318-08. *Farmington Hills, MI, Estados Unidos*.
- Bathe, K. J. (2014). Finite Element Procedures. *Watertown, MA: Prentice Hall*.
- Bazant, Z. P., & Xiang, Y. (1997). Size Effect in Compression Fracture: Splitting Crack Band Propagation. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(2), 162-172. doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:2(162)
- Calderón, J. A. (2006). Actualización de tipologías estructurales usadas en edificios de hormigón armado en Chile. *Disponible en <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/104697>*.
- Chai, Y. H., & Elayer, D. (1999). Lateral Stability of Reinforced Concrete Columns under Axial Reversed Cyclic Tension and Compression. *ACI Structural Journal*, 96(5), 780-790.
- Computers and Structures, Inc. (2017). CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSI Bridge. *Berkeley, CA, USA*.
- Dashti, F., Dhakal, R. P., & Pampanin, S. (2017). An experimental study on out-of-plane deformations of rectangular structural walls subject to in-plane loading. *Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake Engineering*, 9-13.
- Dashti, F., Dhakal, R., & Pampanin, S. (2018). Inelastic strain gradients in reinforced concrete structural walls. *Proceedings of the 16th European Conference on Earthquake Engineering*, 1-12.
- Decreto Supremo 60, Minvu. (2011). Requisitos de diseño y cálculo para hormigón armado. *Santiago, Chile: Diario Oficial de Chile*.
- Decreto Supremo 61, Minvu. (2011). Diseño sísmico de edificios. *Santiago, Chile: Diario Oficial de Chile*.
- Girgin, S. C., Koutromanos, I., & Moharrami, M. (2016). Numerical Simulation of Reinforced Concrete Members with Reinforcing Bar Buckling. *Proceedings of the 12th International Congress on Advances in Civil Engineering*.
- Goh, W. I., Mohamad, N., Abdullah, R., & Samad, A. A. (2014). Compression Test and Finite Element Analysis of Foamed Concrete Cube. *Journal of Engineering and Technology*, 5(1).
- Hognestad, E. (1951). A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members. *Urbana, Illinois: University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering*. Engineering Experiment Station. Bulletin: no. 399. Retrieved from <http://hdl.handle.net/2142/4360>
- Hube, M. A., & de la Llera, J. C. (2015). Análisis Experimental de Muros Esbeltos de Hormigón Armado. *Artículo en XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica*, 1-13.
- Instituto Nacional de Normalización, INN. (2009). Diseño sísmico de edificios NCh433 Mod 2009. *Santiago, Chile*.
- Instituto Nacional de Normalización, INN. (2010). Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas NCh 3171. *Santiago, Chile*.
- Kent, D. C. (1969). Inelastic Behaviour of Reinforced Concrete Members with Cyclic Loading. *Thesis presented to the University of Canterbury, Christchurch, New Zealand*.
- Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural Members with Confined Concrete. *Journal of the Structural Division*, 97(7), 1969-1990.

- Kim, S., & Koutromanos, I. (2016). Constitutive Model for Reinforcing Steel under Cyclic Loading. *Journal of Structural Engineering*, 142(12). doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001593
- Lu, Y., & Panagiotou, M. (2014). Three-Dimensional Cyclic Beam-Truss Model for Nonplanar Reinforced Concrete Walls. *Journal of Structural Engineering*, 140(3). doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000852
- Mander, J. B. (1984). Seismic Design of Bridge Piers.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826.
- Massone, L. M., Bonelli, P., Lagos, R., Lüders, C., Moehle, J., & Wallace, J. W. (2012). Seismic Design and Construction Practices for RC Structural Wall Buildings. *Earthquake Spectra*, 28(S1), S245-S256. doi:10.1193/1.4000046
- Moehle, J. P. (2014). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. New York: McGraw-Hill Education.
- Moharrami, M., Koutromanos, I., & Panagiotou, M. (2015). Nonlinear Truss Modeling Method for the Analysis of Shear Failures in Reinforced Concrete and Masonry Structures. *Paper on Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and other Structures*. doi:10.1061/9780784479728.007
- Murray, Y. D., Abu-Odeh, A., & Bligh, R. (2007). Evaluation of LS-DYNA Concrete Material Model 159. *Report of the Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation*.
- Priestley, M. J., Seible, F., Xiao, Y., & Verma, R. (1994). Steel jacket retrofitting of reinforced concrete bridge columns for enhanced shear strength. Part 2: Test results and comparison with theory. *ACI Structural Journal*, 91(5), 537-551.
- Ramberg, W., & Osgood, W. R. (1943). Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters. Technical Note No. 902, *National Advisory Committee for Aeronautics, Washington DC*.
- Richart, F. E., Brandtzaeg, A., & Brown, R. L. (1928). A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses. Bulletin No. 185, *Engineering Experiment Station, University of Illinois*, 104 pp.
- Scott, B. D., Park, R., & Priestley, M. J. (1982). Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. *ACI Journal Proceedings*, Vol. 79, 13-27.
- Ugalde, D., Parra, P., & López-García, D. (2018). Overstrength of 3D fully modeled RC shear wall buildings. *Paper on Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering*.
- Wallace, J. W., Massone, L. M., Bonelli, P., Dragovich, J., Lagos, R., Lüders, C., & Moehle, J. (2012). Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings. *Earthquake Spectra*, 28(S1), S281-S299. doi:10.1193/1.4000047
- Westenenk, B., de la Llera, J. C., Jünemann, R., Hube, M., Besa, J. J., Lüders, C., . . . Jordán, R. (2012). Analysis and interpretation of the seismic response of RC buildings in Concepción during the February 27, 2010, Chile earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(1), 69-91. doi:10.1007/s10518-012-9404-5