



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

CUANTÍA DE ARMADURA MÍNIMA LONGITUDINAL EN MUROS DE SECCIÓN COMPUESTA

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

JAIME IGNACIO VALENZUELA ARRIAGADA

PROFESOR GUÍA:
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
FABIÁN ROJAS BARRALES
AUGUSTO HOLMBERG FUENZALIDA

SANTIAGO DE CHILE
2022

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: JAIME IGNACIO VALENZUELA ARRIAGADA
FECHA: 2022
PROF. GUÍA: LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

CUANTÍA DE ARMADURA MÍNIMA LONGITUDINAL EN MUROS DE SECCIÓN COMPUESTA

La gran actividad sísmica en Chile es algo en lo que hay que poner atención constantemente al momento de diseñar cualquier tipo de estructura en el país. Casos como el de Nueva Zelanda son de gran ayuda, puesto que se han descubierto nuevas formas de falla para muros de hormigón armado, los cuales son la base de los edificios chilenos. Así, uno de los principales problemas encontrados es el de cuantías insuficientes, las cuales producen que el daño no pueda distribuirse de la forma deseada y que se concentre en pocas zonas.

Para estudiar el efecto de la cuantía en distintos tipos de muro, no solo rectangulares, se hace uso del “framework” de elementos finitos “SAFE-TB”, con el fin de modelar los distintos casos y poder ver los efectos de la cuantía en algunos muros con las geometrías más comunes en Chile.

Al hacer esto, fue posible observar que las disposiciones más actuales de la ACI 318 son las adecuadas para prevenir los tipos de falla antes mencionados, en donde el daño se concentra en algunas pocas grietas. Además, fue posible encontrar alternativas de distribución de la armadura que presentan un menor contenido de acero en la sección pero que mantiene un comportamiento igualmente aceptable para funcionar. Esta alternativa se basa en las mismas disposiciones de la ACI pero buscan reducir el uso de acero en ciertas zonas en donde no parece tan necesario.

También fue posible observar que en los casos con cuantías menores a la mínima, la armadura traccionada experimenta grandes deformaciones como era de esperarse, lo cual puede llevar a los muros a experimentar estos nuevos tipos de falla encontrados. De esta forma, si bien los casos con cuantías menores al mínimo parecen funcionar de igual forma al ver sus respuestas globales, es importante destacar que a nivel de deformaciones locales, estos muros podrían verse debilitados frente a sollicitaciones cíclicas como los sismos de forma temprana.

Cabe destacar la importancia de seguir las recomendaciones de la norma y de mantenerse actualizados con los nuevos estudios que salen constantemente. Es vital que al momento de querer cambiar los distintos códigos de diseño se tenga siempre en primer lugar la seguridad de las personas, antes de temas económicos como el ahorro de materiales, entre otros.

*Para mi mamá,
Ximena Arriagada Gallardo.*

Agradecimientos

Quiero partir agradeciendo a mi familia, a los que están y a los que no. A mis tíos por recibirme en su casa y cuidarme todos estos años, mis primas Pachi y Cote, a la Renata y a la Flo también por todo el cariño. A mi papá, mamá y abuelos, que por distintas razones ya no estamos juntos, no me olvido de ustedes. Sé que no lo digo con frecuencia o tal vez casi nunca, pero estoy eternamente agradecido por todo. Muchas gracias por tanto.

A mi familia en el sur, tío Willy y Barbarita, a mi primo Marco, gracias por siempre recibirnos con los brazos abiertos, siempre me alegra cuando puedo verlos de vez en cuando y saber que están bien.

A la gente de la U, en especial a los topo amigos: Anibal, Bernardo, Edu, Enzo y Felipe, fueron varios años que se hicieron más amenos con su compañía, me alegro de poder haber compartido ramos con ustedes hasta el final. A mis primeros amigos en Beauchef: Alex, Ana-lía, Azucar, Feña, Joaco, Lino, Ljuva, Lulu, Majo, Marmo, Mono, Nacho, Nico, Pipe y Roro, si bien ya no hablamos tanto, esos primeros años en la U los pasé increíble gracias a ustedes.

A la gente de Premio de Consuelo: Aranda, Bastian, Consu, Emerson, Jara, Javier, Juan-ka, Kiki, Lalo, Martin, Peña, Rain, Schumacher, Seba, Tapia, Up, Vicho. Cada vez que me junto con ustedes es un buen día, espero que siga siendo así por un buen tiempo. Gracias también a los grupos de Whatsapp que me permitieron nombrarlos a todos y cada uno de ustedes (en orden alfabético pues no quería poner a alguien primero que a otro).

A toda la gente que me acompañó durante este proceso de titulación: profesor Leonardo y Fabian, al Jara, al Jona y al Leo, les deseo todo el éxito del mundo y gracias por toda la ayuda en el camino, se pasaron.

Es mucha gente a la que quiero agradecer, muchos con quienes tal vez perdí el contacto, pero si siguieron leyendo hasta acá es muy probable que también les debo un gran agradeci-miento, si nos volvemos a encontrar me aseguraré de hacérselos llegar.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Introducción general	1
1.2. Objetivos	4
1.3. Organización	4
2. Geometrías a utilizar	6
3. Modelación	9
3.1. Hormigón	9
3.2. Acero	11
4. Validación experimental	15
5. Consideraciones de modelación	22
6. Resultados	34
7. Deformaciones unitarias de tracción	40
8. Análisis de resultados	46
8.1. Deriva del 3%	46
8.2. Criterio M_n/M_{cr}	51
9. Caso especial	58
10. Conclusiones	61
Bibliografía	64
Anexos	67
A. Resultados	67
A.1. Respuesta global	67
A.2. Deformación en función del drift	75
B. Deformaciones unitarias de tracción	78
B.1. Muro T-1	78
B.2. Muro L	81

Índice de Tablas

2.1.	Dimensiones típicas de la base de datos.	8
4.1.	Parámetros importantes de los muros ensayados.	16
4.2.	Valores del ensayo sobre los hormigones.	17
4.3.	Valores del ensayo sobre el refuerzo longitudinal.	17
4.4.	Valores del ensayo sobre el refuerzo horizontal.	17
4.5.	Parámetros de la curva del hormigón para los distintos muros.	19
5.1.	Primera mitad de la matriz de modelación.	23
5.2.	Segunda mitad de la matriz de modelación.	24
5.3.	Valores de cuantía a usar en función de f'_c	25
5.4.	Parámetros obtenidos para el hormigón confinado.	26
5.5.	Parámetros del hormigón para las distintas configuraciones de muro.	26
8.1.	Caso rectangular para llegar a la deformación unitaria del 3%.	47
8.2.	Caso muro T-1 para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 1”.	47
8.3.	Caso muro T-2 para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 1”.	48
8.4.	Caso muro L para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 1”.	48
8.5.	Caso muro C para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 1”.	48
8.6.	Caso muro Z para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 1”.	48
8.7.	Caso muro F para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 1”.	48
8.8.	Caso muro T-1 para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 2”.	49
8.9.	Caso muro T-2 para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 2”.	49
8.10.	Caso muro L para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 2”.	49
8.11.	Caso muro C para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 2”.	49
8.12.	Caso muro Z para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 2”.	49
8.13.	Caso muro F para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 2”.	50
8.14.	Cociente M_n/M_{cr} para muros rectangulares	52
8.15.	Cociente M_n/M_{cr} para muro T-1	52
8.16.	Cociente M_n/M_{cr} para muro T-2	53
8.17.	Cociente M_n/M_{cr} para muro L	53
8.18.	Cociente M_n/M_{cr} para muro C	53
8.19.	Cociente M_n/M_{cr} para muro Z	53
8.20.	Cociente M_n/M_{cr} para muro F	54

Índice de Ilustraciones

1.1.	Daño de un muro en Nueva Zelanda (Sritharan, 2014).	2
1.2.	Distribución de armadura según ACI.	3
2.1.	Planta del primer piso del proyecto 143.	6
2.2.	Porcentaje de área por tipo de muro.	7
2.3.	Porcentaje de área por geometría.	7
3.1.	Curva de Thorenfeldt.	10
3.2.	Curva de Belarbi y Hsu.	11
3.3.	Curva de Menegotto y Pinto.	12
3.4.	Curva de Mander.	13
3.5.	Tensión-deformación promedio para barras.	14
4.1.	Detalle de muros ensayados (Henry, 2017).	16
4.2.	Muro modelado con ETBAS.	18
4.3.	Resultado muro C1.	19
4.4.	Resultado muro C5.	20
4.5.	Resultado muro M1.	20
4.6.	Resultado muro M3.	21
4.7.	Resultado muro M5.	21
5.1.	Muro T con ubicación 2.	29
5.2.	Muro L con ubicación 2.	30
5.3.	Muro C con ubicación 2.	31
5.4.	Muro Z con ubicación 2.	32
5.5.	Muro F con ubicación 2.	33
6.1.	Respuesta para el muro rectangular con carga axial de 10 y 20 %.	34
6.2.	Respuesta para el muro rectangular con esbeltez de 3 y 6.	35
6.3.	Comparación de deformación de tracción (izquierda) y compresión (derecha).	36
6.4.	Deformación de tracción para el muro T-1.	36
6.5.	Deformación de tracción para el muro T-2.	37
6.6.	Deformación de tracción para el muro L.	37
6.7.	Deformación de tracción para el muro C.	38
6.8.	Deformación de tracción para el muro Z.	38
6.9.	Deformación de tracción para el muro F.	39
7.1.	Deformaciones en altura para el muro rectangular base con cuantía del 0.33 %.	42
7.2.	Deformaciones en altura para el muro rectangular base con cuantía del 0.66 %.	43
7.3.	Deformaciones en altura para el muro rectangular base con cuantía del 1.00 %.	44
8.1.	Procedimiento para obtener las derivas.	46
8.2.	Cuantía total promedio para muros T-1 y T-2.	50
8.3.	Cuantía total promedio para muros C y Z.	50
8.4.	Cuantía total promedio para muros L y F.	51

8.5.	Deriva de 3 % en función de M_n/M_{cr} para muros rectangulares.	54
8.6.	Deriva de 3 % en función de M_n/M_{cr} para muros T-1 y T-2.	54
8.7.	Deriva de 3 % en función de M_n/M_{cr} para muros C y Z.	55
8.8.	Deriva de 3 % en función de M_n/M_{cr} para muros L y F.	55
8.9.	Deriva de 3 % en función de la cuantía de borde para muros rectangulares. . .	56
8.10.	Deriva de 3 % en función de la cuantía de borde para muros T-1 y T-2.	56
8.11.	Deriva de 3 % en función de la cuantía de borde para muros C y Z.	57
8.12.	Deriva de 3 % en función de la cuantía de borde para muros L y F.	57
9.1.	Nueva configuración del muro F.	58
9.2.	Respuesta global para la nueva configuración.	59
9.3.	Deformación de tracción para la nueva configuración.	59
9.4.	Deformación de tracción para la nueva configuración y el muro L.	60
A.1.	Respuesta para muro rectangular sin confinamiento.	67
A.2.	Respuesta para muro rectangular con $f'_c=50$ [MPa].	68
A.3.	Respuesta para muro T-1 con ala comprimida y ubicación 1.	68
A.4.	Respuesta para muro T-1 con ala traccionada y ubicación 1.	69
A.5.	Respuesta para muro T-1 con ala traccionada y ubicación 2.	69
A.6.	Respuesta para muro T-2 con ala comprimida y ubicación 1.	70
A.7.	Respuesta para muro T-2 con ala traccionada y ubicación 1.	70
A.8.	Respuesta para muro T-2 con ala traccionada y ubicación 2.	71
A.9.	Respuesta para muro L con ala traccionada y ubicación 1.	71
A.10.	Respuesta para muro L con ala traccionada y ubicación 2.	72
A.11.	Respuesta para muro C con ubicación 1.	72
A.12.	Respuesta para muro C con ubicación 2.	73
A.13.	Respuesta para muro Z con ubicación 1.	73
A.14.	Respuesta para muro Z con ubicación 2.	74
A.15.	Respuesta para muro F con ala traccionada y ubicación 1.	74
A.16.	Respuesta para muro F con ala traccionada y ubicación 2.	75
A.17.	Deformación de tracción del muro rectangular base.	75
A.18.	Deformación de tracción del muro rectangular sin confinamiento.	76
A.19.	Deformación de tracción del muro rectangular con $f'_c=50$ [MPa].	76
A.20.	Deformación de tracción del muro rectangular con esbeltez=6.	77
A.21.	Deformación de tracción del muro rectangular con CA=20 %.	77
B.1.	Deformaciones en altura para muro T-1, ala traccionada, ubicación 1 y cuantía de 0.33 %.	78
B.2.	Deformaciones en altura para muro T-1, ala traccionada, ubicación 2 y cuantía de 0.33 %.	79
B.3.	Deformaciones en altura para muro T-1, ala traccionada, ubicación 1 y cuantía de 0.66 %.	80
B.4.	Deformaciones en altura para muro T-1, ala traccionada, ubicación 2 y cuantía de 0.66 %.	81
B.5.	Deformaciones en altura para muro L, ala traccionada, ubicación 1 y cuantía de 0.33 %.	82
B.6.	Deformaciones en altura para muro L, ala traccionada, ubicación 2 y cuantía de 0.33 %.	83
B.7.	Deformaciones en altura para muro L, ala traccionada, ubicación 1 y cuantía de 0.66 %.	84

B.8. Deformaciones en altura para muro L, ala traccionada, ubicación 2 y cuantía de 0.66 %.	85
---	----

Capítulo 1

Introducción

1.1. Introducción general

En un país tan sísmico como lo es Chile, es importante que las distintas estructuras presenten una gran resistencia frente a estos movimientos telúricos que pueden llegar a causar grandes daños. De esta forma, el sistema estructural más utilizado corresponde a uno basado en muros de hormigón armado, debido a que aportan una gran rigidez para enfrentar las distintas sollicitaciones. Así, el diseño de estos tipos de muro dentro de las estructuras chilenas es una parte fundamental dentro de los distintos procesos del diseño estructural, de modo que es importante que se cumplan con las distintas normas respectivas.

Las normas de diseño y construcción se encuentran en constante actualización, gracias a las distintas investigaciones que son llevadas a cabo con el fin de expandir el conocimiento y así poder encontrar soluciones cada vez más eficientes dentro de las distintas problemáticas. De esta forma, el diseño de muros de hormigón armado ha experimentado cambios a lo largo de la historia y se espera que siga cambiando a medida que se vayan logrando nuevos descubrimientos.

Una de las principales razones de los cambios en las distintas normas corresponde a las catástrofes de todo tipo, en particular, y como sucede en el caso chileno, los grandes terremotos. Estos eventos sísmicos pueden causar grandes daños en las estructuras, lo cual lleva a evidenciar las principales falencias en el diseño o construcción de estructuras, dando paso a nuevas investigaciones que buscan solucionar de la mejor forma posible estas fallas.

Dentro de los muros de hormigón armado, un tópico que ha sido revisado de forma relativamente reciente es el de la cuantía mínima, la cual corresponde a la cantidad de acero mínima que es necesario disponer dentro del muro con el fin de evitar efectos no deseados en la estructura. Antiguamente, la cuantía mínima en elementos estructurales como los muros eran tales que evitaban efectos no deseados debido a la temperatura y el encogimiento del hormigón. Sin embargo, con el pasar del tiempo, estos valores han ido aumentando con el fin de tomar en cuenta parámetros que no se consideraban anteriormente.

Luego de los terremotos de 2010 y 2011 en Nueva Zelanda, se observaron fallas en los muros de hormigón armado en distintos edificios que no se habían observado antes. Una de las fallas observadas está asociada a las grandes deformaciones plásticas sufridas por el muro,

obteniéndose grandes tracciones, las cuales llevaron a la fractura de la armadura en los bordes más traccionados[18], como se observa en la figura 1.1. Esto, a su vez, está asociado con la formación de pocas grietas de flexión, de modo que el daño se concentra en pocos puntos, en donde se tienen mayores deformaciones del acero, por ejemplo. Estos fenómenos se pueden deber a una cuantía baja en estos muros, las cuales no logran ser suficientes para lograr la formación de la rótula plástica en la base como se espera para muros dúctiles, obteniendo un largo de rótula plástica menor, puesto que el daño se está concentrando en pequeños sectores.



Figura 1.1: Daño de un muro en Nueva Zelanda (Sritharan, 2014).

Todos estos daños llevaron al desarrollo de nuevas investigaciones sobre el comportamiento de los muros, lo cual finalmente se tradujo en un cambio en la normativa de diseño neozelandés, en donde se aumentaron los valores para la cuantía mínima en muros, con el fin de corregir el comportamiento antes mencionado que provocaba una mala distribución del daño.

De esta forma, se cuenta con nuevos estudios acerca de la cuantía mínima en muros, sin embargo, estos han sido realizados principalmente en muros con secciones rectangulares, de modo que no se cuenta con información acerca del efecto que se tiene en muros con secciones transversales compuestas, como es el caso de muros T, L, C, etc. Dada la gran densidad de muros en los edificios chilenos, lo más usual es que estos se combinen y formen geometrías no rectangulares, por lo que los muros con sección compuesta son bastante comunes en el caso chileno. Teniendo esto en cuenta, es conveniente la realización de estudios como el mencionado anteriormente sobre la cuantía mínima, pero sobre muros con geometrías complejas, con el fin de analizar de mejor forma el comportamiento del caso local.

Estudios como el de Henry[9] hablan de que, para asegurar una buena ductilidad en los muros es necesario cumplir con dos cosas: que el momento nominal sea mayor al de fisura (criterio de M_n/M_{cr}) y la formación bien distribuida de grietas secundarias. Por un lado, el criterio de M_n/M_{cr} busca prevenir una falla repentina debido a la pérdida de resistencia lateral que se produce luego del fisuramiento, pero no asegura la formación de grietas secundarias dentro de la rótula plástica. Para esto último, el uso de refuerzo vertical adicional en los bordes del muro ayuda a la formación de este tipo de grietas.

Otros estudios como el de Wibowo[20] hablan de que hay más propiedades que afectan el comportamiento dúctil de un muro. Se observó que, a menores cargas axiales, mayores refuerzos transversales y mayores relaciones de aspecto ayudaban a incrementar la capacidad

de deformación del elemento. Es por esto que, dentro del estudio a realizar se busca variar la mayor cantidad de propiedades posibles además del valor de la cuantía vertical.

Otro estudio de Henry[10] se encargó de estudiar las cuantías mínimas verticales para muros entregadas por distintos códigos de diseño, donde destaca el caso de la norma neozelandés o el de la ACI 318-14. Se pudo apreciar que la versión más actual de la norma neozelandés es la que mejor funcionaba, puesto que estaba actualizada debido a los recientes daños experimentados y ya que los valores de la cuantía dependen de las propiedades de los mismos materiales. De esta forma, se observa que cada norma varía de acuerdo a lo que necesiten y que, para estudiar un caso en particular, es necesario conocer el contexto local del código utilizado.

En la actualidad, las normas chilenas de diseño en hormigón armado están basadas principalmente en las normas norteamericanas, más específicamente, la ACI 318. De esta forma, en la última versión de esta norma, correspondiente al año 2019[1], se señala que la cuantía mínima longitudinal depende de si la armadura corresponde a los bordes o a la zona central. El punto 18.10.2.1 explica que para la armadura al centro o distribuida, el valor mínimo corresponde a 0.25 %, asociado a fisuramiento. Por otro lado, para la armadura concentrada, el punto 18.10.2.4 señala que la cuantía mínima está dada por la siguiente expresión:

$$\rho_{min} = 0.5 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (1.1)$$

En el caso más simple, el rectangular, la armadura concentrada se ubica en los bordes y se expande en una longitud igual al 15 % del largo del muro, como explica la norma en el punto anteriormente mencionado. Además, en caso de tener muros con geometrías no rectangulares, este mismo punto indica que la armadura concentrada se debe ubicar también en un 15 % del extremo de cada segmento vertical de muro y en un ancho igual al espesor de éste mismo, como se muestra en la figura 1.2.

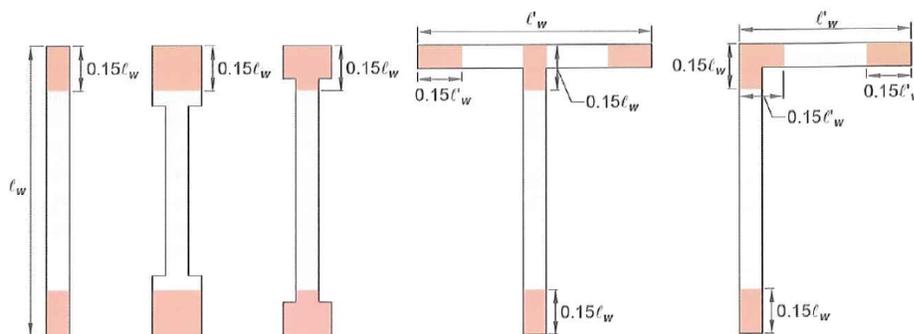


Figura 1.2: Distribución de armadura según ACI.

Por lo tanto, son estos los lineamientos que se seguirán para llevar a cabo un estudio sobre los muros armados con cuantía mínima longitudinal, y así poder analizar qué tan bien funcionan al seguir la norma más actual de la ACI. Además de esto, se estudiará qué tan útil es el criterio de M_n/M_{cr} y si es que hay algún valor para este cociente que asegure un buen comportamiento.

1.2. Objetivos

Este trabajo tiene como objetivo general observar el comportamiento de muros de hormi-gón armado con secciones complejas al usar cuantías cercanas a la mínima y, así, encontrar recomendaciones para la disposición de esta, de modo que la respuesta de los muros no se vea afectada en forma negativa.

De esta forma, los objetivos específicos serían: (1) encontrar las secciones de muro no rectangulares más típicas en el caso chileno, (2) modelar estas secciones encontradas con un programa de elementos finitos siguiendo una metodología especificada, (3) poder verificar si las disposiciones de la ACI son correctas, (4) analizar si es que es posible llegar a resultados similares con una configuración alternativa de la distribución de la armadura, pudiendo ahorrar material si es posible, (5) poder observar el comportamiento de los muros al ir variando el valor de las cuantías de borde y (6) relacionar los resultados obtenidos con el criterio de M_n/M_{cr} .

1.3. Organización

El trabajo se divide en un total de 8 capítulos, los cuales son los que se resumen a conti-nuación:

- Capítulo 2: Geometrías a utilizar. Se describe el proceso utilizado para obtener las secciones de muro que serán modeladas mediante el análisis de una base de datos con 165 proyectos chilenos, de donde se espera conocer las secciones transversales más típicas.
- Capítulo 3: Modelación. Se habla acerca del proceso de modelación que se llevará a cabo para la obtención de los resultados, en donde es necesario definir las leyes constitutivas de los materiales de acero y hormigón.
- Capítulo 4: Validación experimental. Para asegurar que la modelación utilizada es la adecuada, en este capítulo se prueba el programa, modelando los muros de unos ensa-yos realizados con cuantías cercanas a la mínima y comparando los comportamientos obtenidos.
- Capítulo 5: Consideraciones de modelación. En este capítulo se mencionan las distintas decisiones que se tomaron para llevar a cabo la modelación, tomando en cuenta lo realizado en la validación experimental y los nuevos parámetros utilizados para las leyes constitutivas de los materiales.
- Capítulo 6: Resultados. Acá se presentan los principales resultados, con los cuales será posible determinar qué tan bueno es el comportamiento de los muros modelados.
- Capítulo 7: Deformaciones unitarias de tracción. Este capítulo habla acerca de cier-to fenómeno observado en los resultados al momento de obtener las deformaciones de tracción en los muros y su relación con la respuesta global obtenida.
- Capítulo 8: Análisis de resultados. Se analizan los resultados obtenidos para los distintos muros, tratando de determinar qué tan bien se comportan cada uno de ellos.

- Capítulo 9: Caso especial. Se analiza un nuevo caso asociado al muro F que se determinó modelar una vez que se observaron los resultados de los muros.
- Capítulo 10: Conclusiones. Se presentan las principales conclusiones obtenidas del trabajo realizado sobre la importancia de la cuantía mínima en los distintos tipos de muro.

Capítulo 2

Geometrías a utilizar

El siguiente paso, es encontrar las geometrías típicas de muros para el caso chileno, con el fin de modelarlos y así trabajar con los casos que más se repitan en la realidad. Para esto, se trabaja con una base de datos de 165 proyectos de edificios chilenos, pertenecientes a Pizarro[15], en donde es posible visualizar la distribución de muros por planta para cada uno de los proyectos, como se muestra en la figura 2.1 a modo de ejemplo, en donde se muestra la planta para el primer piso en el proyecto número 143.

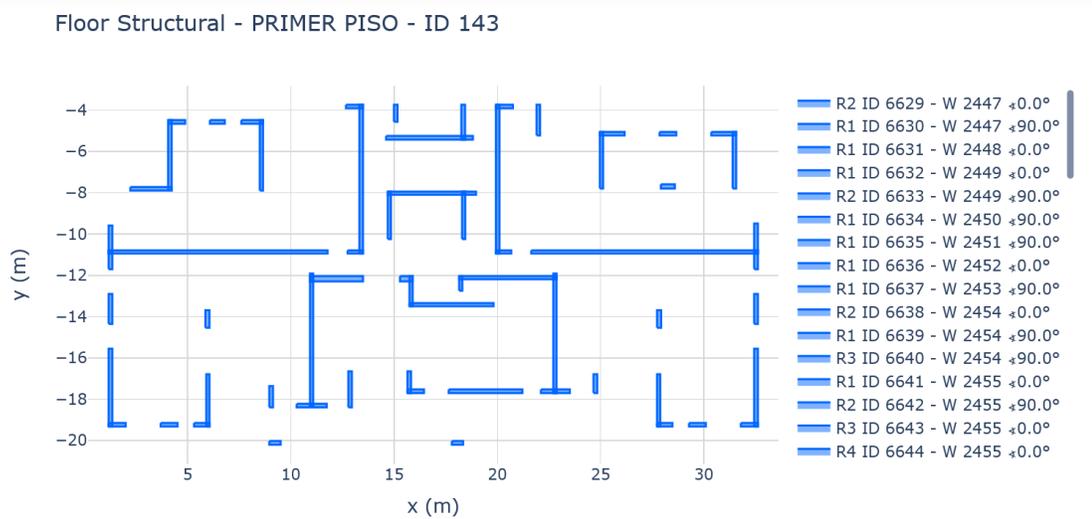


Figura 2.1: Planta del primer piso del proyecto 143.

Como se observa, cada muro está conformado por rectángulos, los cuales se separan en cada intersección, de modo que los muros rectangulares tienen 1 rectángulo, los muros L tienen 2 rectángulos, los muros T tienen 3 rectángulos, etc. Esta base de datos es trabajada en Python, en donde se crea un código que recorre los distintos proyectos y va guardando los principales datos. En primer lugar, se clasifican los muros según su cantidad de rectángulos y se va guardando la cantidad total y el área por tipo de muro.

De esta forma, se grafica el porcentaje de área del total ocupado por tipo de muro, es decir, el área que suma cada tipo de muro dividida por el área que suman todos los muros en total, puesto que se observó que había muchos muros con un solo rectángulo pero que eran pequeños y, por lo tanto, no tan relevantes. Esto se puede observar en la figura 2.2, en

donde predominan los muros con un solo rectángulo ya que existen varios de este tipo, pero se observa que no son tan superiores a los de 2 o 3 rectángulos.

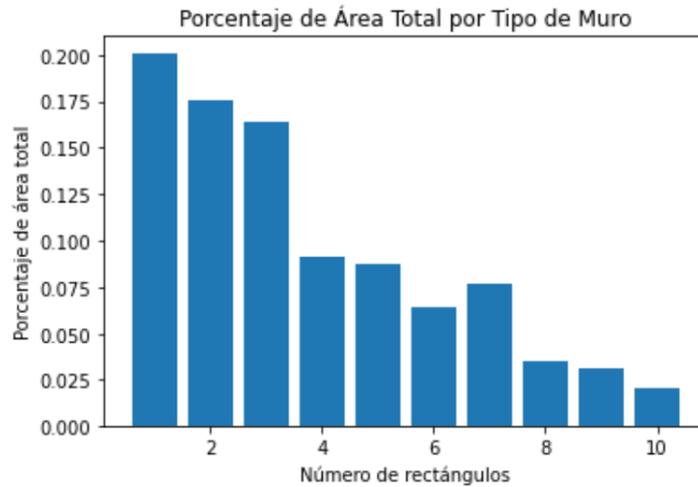


Figura 2.2: Porcentaje de área por tipo de muro.

De la figura anterior se observa que hay una tendencia decreciente a medida que se tiene mayor cantidad de rectángulos. Es por esto por lo que se decidió hacer un análisis más específico para los muros con 1, 2, 3, 4 y 5 rectángulos, que son los que concentran un gran porcentaje del área total. Luego, dentro de cada tipo de muro, se separaron según su geometría y para estos se calculó nuevamente el porcentaje del área total. Para muros con 1 o 2 rectángulos, la geometría es simple, sin embargo, para 3 o más rectángulos, empiezan a aparecer cada vez más formas. Por ejemplo, para tres rectángulos, se pueden tener muros con forma de T, C o Z. De igual forma, para mayor cantidad de rectángulos se separaron en más categorías, nombradas con letras a las cuales la sección del muro correspondiente se parezca. En la figura 2.3 se presenta el resultado con los muros más predominantes de la base de datos usada, obteniendo así, las geometrías más típicas del caso chileno, por lo que son éstas las secciones a considerar en un principio para la modelación.

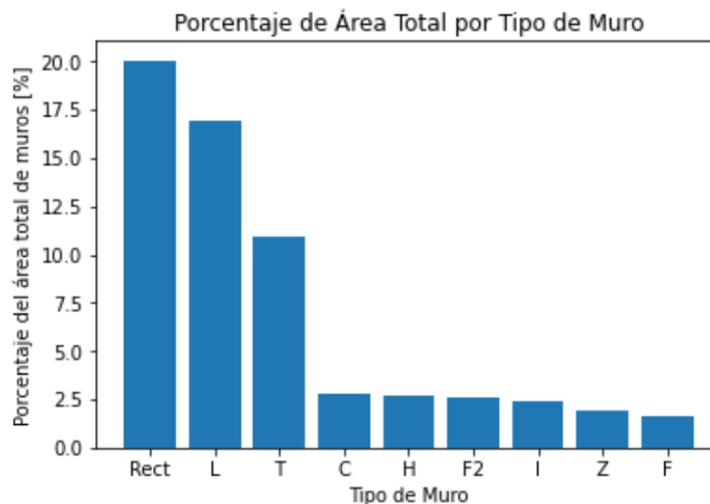


Figura 2.3: Porcentaje de área por geometría.

Lo siguiente es obtener los largos y los espesores para cada caso, lo cual también se obtiene a partir de la base de datos, en donde fue posible obtener estos datos para cada forma de muro, tanto para el alma como las alas en cada caso. En la tabla 2.1 se muestran los valores que más se repiten para cada caso, definiendo así la geometría final de cada geometría obtenida. Cabe destacar que se obtuvo que el espesor más repetido era de 20[cm], sin embargo, por normativas actuales, es preferible utilizar un valor de 30[cm] puesto que muchas veces esto es lo mínimo en casos en donde se desea confinar, por ejemplo, como en el caso chileno.

Tabla 2.1: Dimensiones típicas de la base de datos.

Muro	Largo alma[cm]	Largo ala 1[cm]	Largo ala 2[cm]	Espesor[cm]
Rect	100	-	-	30
L	100	100	-	30
T-1	100	200	-	30
T-2	600	200	-	30
C	400	250	250	30
H	600	100	100	30
F	700	100	100	30
F2	600	100	100	30
I	550	200	200	30
Z	150	100	100	30

Capítulo 3

Modelación

La modelación de los muros de hormigón armado obtenidos es llevada a cabo mediante un “framework” de elementos finitos desarrollado por Rojas[16], llamado SAFE-TB (Structural Analysis by Finite Elements TollBox), el cual está programado en MATLAB. Se emplean elementos tipo cascarón (“Shell”) para modelar los muros, ya que son bastante completos, puesto que incluyen efectos de interacción entre flexión, corte y axial. Cada elemento tiene un total de 24 grados de libertad (tres desplazamientos y tres giros en cada uno de los cuatro nodos) además de 9 puntos de cuadratura en total.

De esta forma, basta con dividir los muros en una cantidad razonable de elementos, los cuales serán los del tipo cascarón antes mencionados, a los cuales se les asigna las leyes constitutivas para el hormigón y el acero, además de la cuantía que tendrá, de acuerdo con la ubicación en la sección del muro. Para este trabajo se consideran análisis monotónicos, de modo que solo interesa el comportamiento uniaxial de los materiales.

Para las leyes constitutivas, se utilizan modelos tanto para el hormigón como el acero que tomen en cuenta la no linealidad del material, por lo que se tiene en consideración temas como la rigidización luego de la fisuración, el confinamiento, la degradación de la respuesta en el hormigón y en el acero, además de temas como el endurecimiento y la sobre resistencia posterior a la fluencia.

3.1. Hormigón

Para el hormigón, su comportamiento uniaxial ha sido caracterizado por Massone[13], y utiliza la curva de Thorenfeldt[19], calibrada por Collins y Porasz[4], para describir al material en compresión, como se muestra en la siguiente expresión (figura 3.1):

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = f'_c \cdot \frac{n \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^{n \cdot k}} \quad (3.1)$$

donde f'_c es la capacidad máxima del hormigón en compresión, ε_{c0} es la deformación unitaria para la cual se obtiene ese valor y n y k son parámetros del modelos, calibrados experimentalmente.

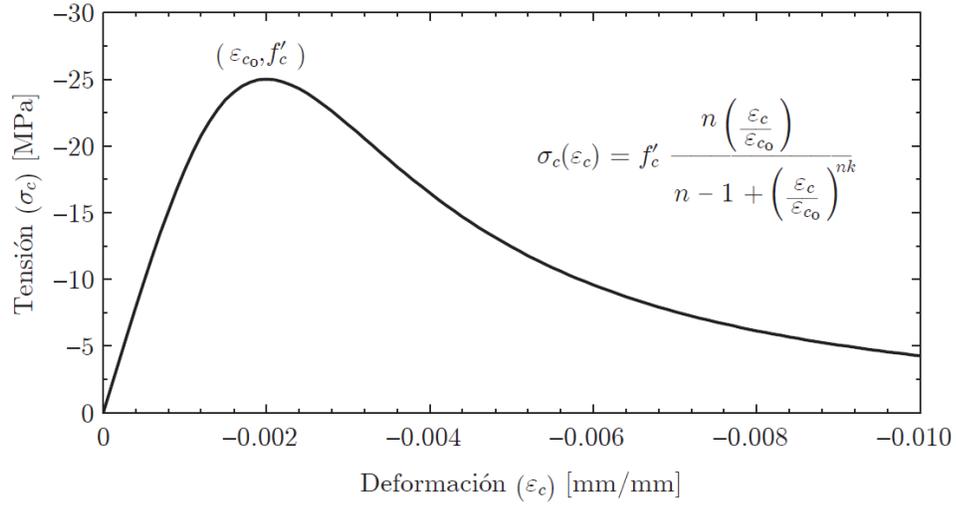


Figura 3.1: Curva de Thorenfeldt.

Por otro lado, para el hormigón en tracción, se utiliza la curva de Belarbi y Hsu[3], cuya expresión se muestra a continuación:

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} \left(\frac{f_{cr}}{\varepsilon_{cr}}\right) \cdot \varepsilon_c & \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cr} \\ f_{cr} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_c}\right)^b & \varepsilon_c > \varepsilon_c \end{cases} \quad (3.2)$$

en donde:

$$f_{cr} = 0.31 \cdot \sqrt{f'_c} \quad [MPa] \quad (3.3)$$

$$\varepsilon_{cr} = 0.00008 \quad (3.4)$$

donde f_{cr} es la capacidad máxima del hormigón a la tensión, ε_{cr} es la deformación unitaria para la cual se obtiene este valor máximo y b es un parámetro del modelo, el cual define el decaimiento de la curva posterior al máximo como se muestra en la figura 3.2, en donde se utiliza igual a 0.4 para hormigón confinado, de acuerdo con Belarbi y Hsu[3], e igual a 0.6 en hormigón no confinado, de acuerdo con Rojas[16].

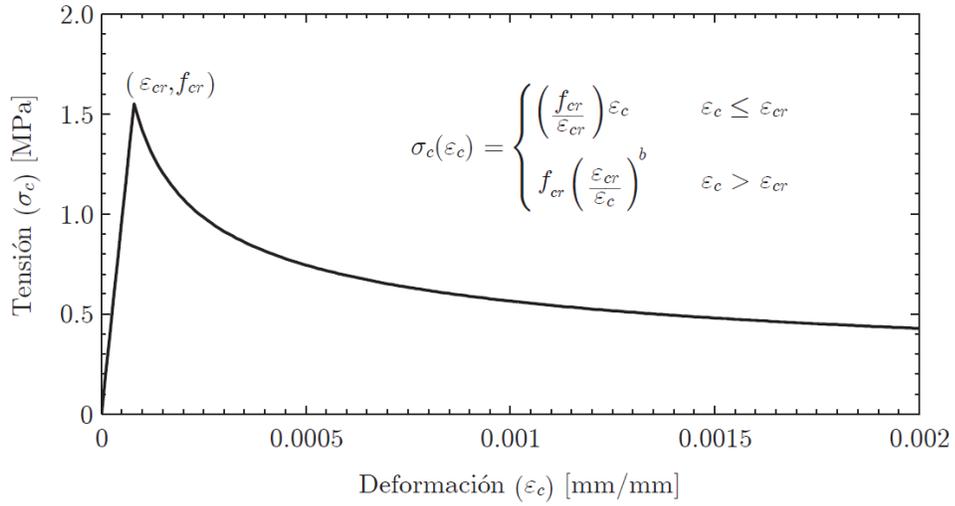


Figura 3.2: Curva de Belarbi y Hsu.

Para el hormigón confinado, se considera un aumento en la resistencia del hormigón a compresión, al igual que de la deformación unitaria a la cual se obtiene el valor máximo. Para esto, se utiliza el modelo de Saatcioglu y Razvi[17]. Este modelo está caracterizado por las siguientes expresiones:

$$k_1 = 6.7 \cdot (f_{el})^{-0.17} \quad (3.5)$$

$$K = \frac{k_1 \cdot f_{el}}{f'_c} \quad (3.6)$$

$$f'_{cc} = f'_c \cdot (1 + K) \quad (3.7)$$

$$\varepsilon_{cc0} = \varepsilon_{c0} \cdot (1 + 5K) \quad (3.8)$$

en donde f'_{cc} es la resistencia a la compresión del hormigón confinado, mientras que ε_{cc0} es la deformación unitaria para la cual se alcanza esta resistencia mencionada. Por otro lado, f_{el} es la presión lateral efectiva.

3.2. Acero

Para el acero, se considerará dos modelos para su comportamiento. El primero es el de Menegotto y Pinto[14], el cual se rige por la siguiente expresión:

$$\sigma^*(\varepsilon^*) = b \cdot \varepsilon^* \cdot \frac{(1 - b)\varepsilon^*}{(1 + (\varepsilon^*)^R)^{1/R}} \quad (3.9)$$

en donde:

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (3.10)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma_s - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (3.11)$$

donde b es el endurecimiento del material, mientras que para el caso monotónico, σ_r y ε_r son nulos, mientras que σ_0 y ε_0 corresponden a los valores asociados a la fluencia. Por otro lado, R determina la forma de la curva en la zona de transición y se puede expresar de la siguiente forma:

$$R = R_0 - \frac{\alpha_1 \cdot \xi}{\alpha_2 + \xi} \quad (3.12)$$

en donde R_0 es R para el caso monotónico, mientras que los otros parámetros deben ser calibrados, sin embargo, están asociados al caso cíclico, por lo que no se les da mayor importancia, puesto que los análisis a realizar serán justamente del tipo monotónico como se ha mencionado. Esta ley constitutiva se puede observar de mejor forma en la figura 3.3.

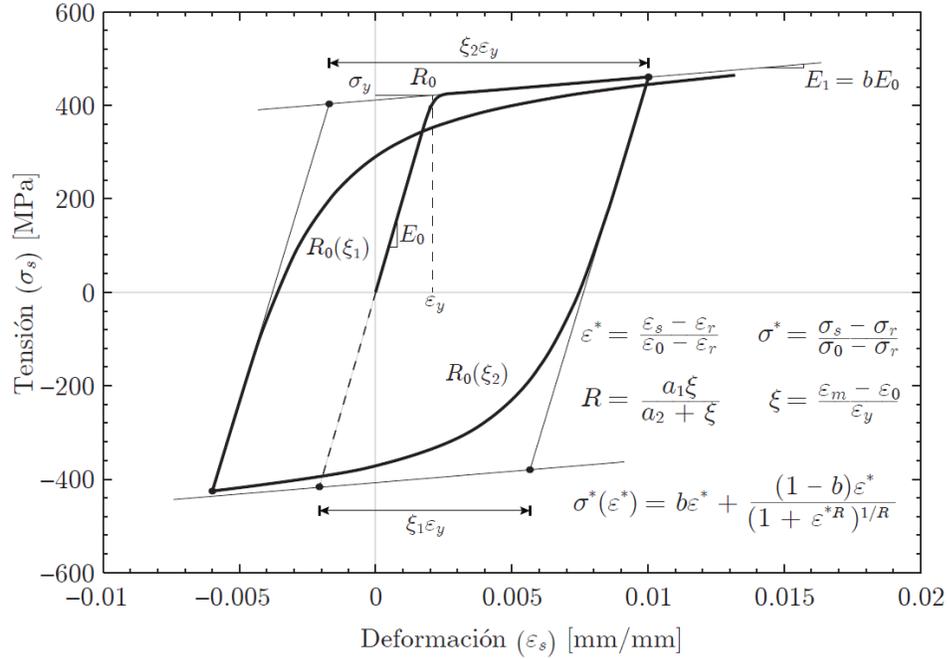


Figura 3.3: Curva de Menegotto y Pinto.

Por otro lado, se tiene un segundo caso para la ley constitutiva del acero, puesto que la anterior puede no ser lo suficientemente realista para el análisis monotónico que se desea realizar. Por esto, se utiliza la curva de Mander[12], que se puede caracterizar mediante la siguiente expresión:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \cdot \left| \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right|^p \quad (3.13)$$

en donde:

$$p = E_{sh} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right) \quad (3.14)$$

donde f_y es la tensión de fluencia, f_{su} la tensión de rotura, ε_{sh} es la deformación unitaria

para la cual empieza el endurecimiento, ε_{su} la deformación para la cual se obtiene la deformación de rotura y E_{sh} el módulo elástico reducido del acero. Esta ley constitutiva se puede observar de mejor forma en la figura 3.4.

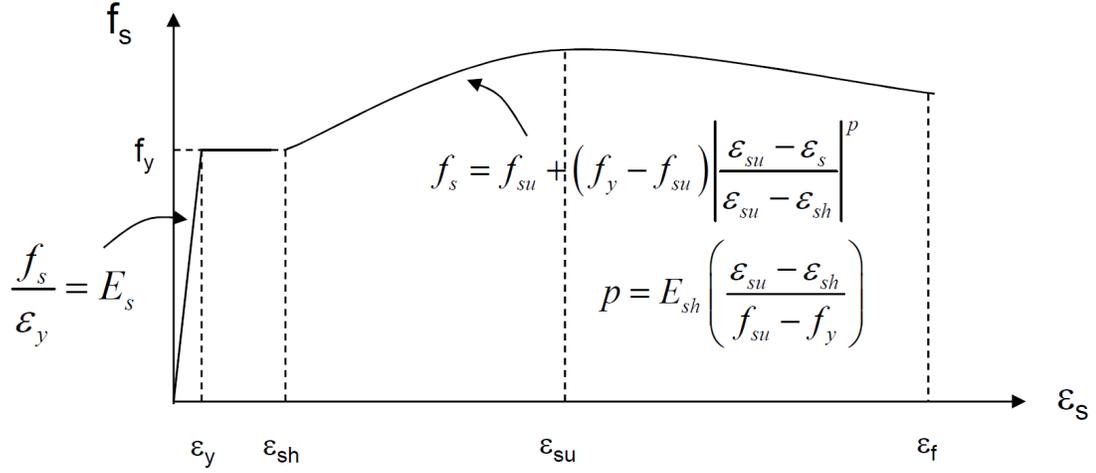


Figura 3.4: Curva de Mander.

Además de todo esto, para ambos modelos, se considera que se está trabajando con valores de tensión-deformación promedio para barras de acero embebidas en el hormigón, de modo que se utiliza la reducción propuesta por Belarbi y Hsu[3] para la tensión de fluencia y del endurecimiento, la cual se muestra en la siguiente expresión:

$$\sigma_n = (0.93 - 2B) \cdot \sigma_y \quad (3.15)$$

$$b_n = 0.02 + 0.25B \quad (3.16)$$

donde:

$$B = \frac{1}{\rho_l} \cdot \left(\frac{f_{cr}}{f_y} \right)^{1.5} \quad (3.17)$$

en donde ρ_l es la cuantía longitudinal, f_{cr} la tensión de fisuramiento del hormigón y f_y la tensión de fluencia del acero. Esto se observa de mejor forma en la figura 3.5.

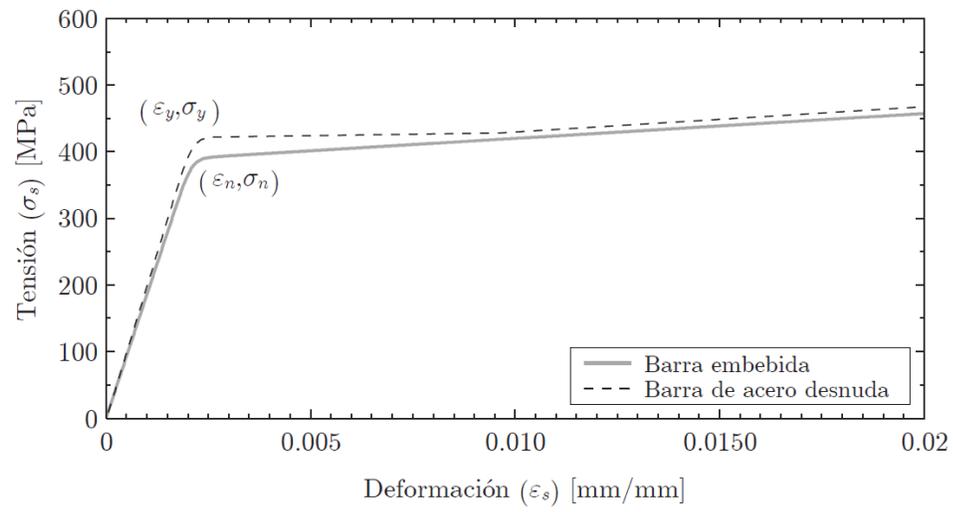


Figura 3.5: Tensión-deformación promedio para barras.

Capítulo 4

Validación experimental

Para verificar que el SAFE-TB puede capturar de forma correcta el comportamiento de muros con cuantías mínimas o muy cercanas a estas, se compara con los resultados experimentales obtenidos por Henry[11]. Estos especímenes corresponden a muros rectangulares que cuentan con la cuantía mínima especificada por la normativa neozelandés, tanto la antigua como la que es posterior al terremoto de 2011 en Nueva Zelanda.

Los muros sujetos a ensayos poseen una relación de aspecto igual a 2, con un largo de 140[cm], un alto de 280[cm] y un espesor de 15[cm], además de un pedestal en la base que funciona como fundación rígida y una viga de carga en su parte superior. Estas configuraciones representan muros de edificaciones dominados por la flexión, pero a una escala de 40-50 %. Se tienen distintos ensayos, en donde se varía la carga axial, el valor del “Shear span ratio”, el uso de confinamiento en los bordes y la cuantía concentrada en los bordes en algunos casos. Estos muros son cargados de forma cíclica y pseudo estática, pero en el modelo se prueba con una carga monotónica con el fin de poder usar este tipo de análisis para los demás casos, ya que toma un tiempo de ejecución mucho menor. Además, se espera que temas como el pandeo de barras o degradación por ciclaje no sean relevantes en la respuesta. El detalle de algunos de estos muros se muestra en la figura 4.1 a modo de ejemplo, ya que las demás configuraciones son similares.

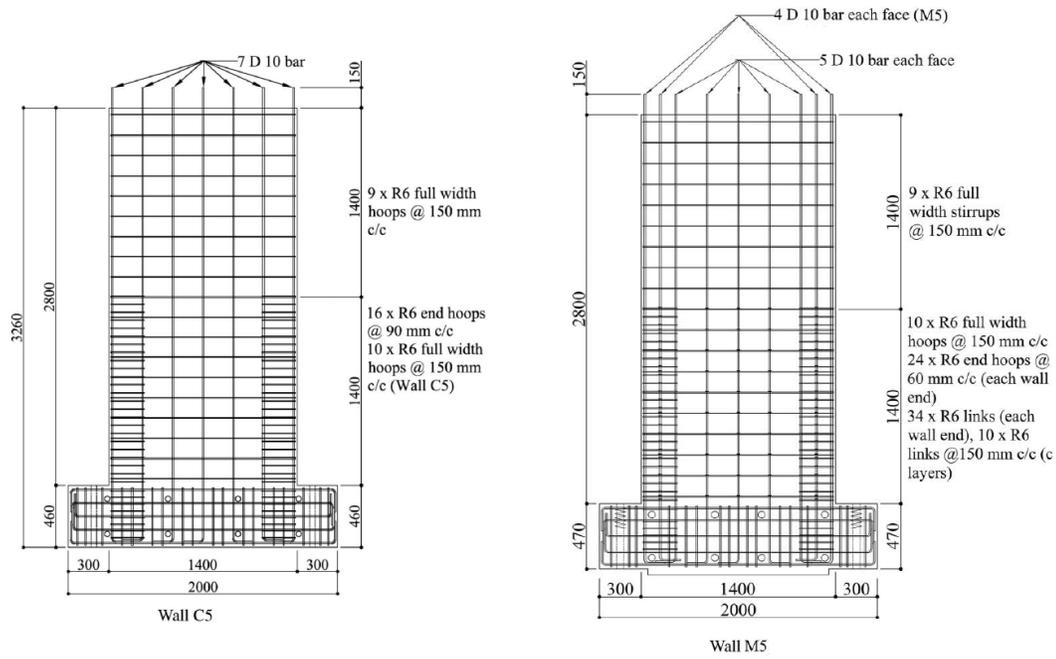


Figura 4.1: Detalle de muros ensayados (Henry, 2017).

Para llevar a cabo el ensayo, lo que se utiliza son actuadores que rodean el muro y que son los responsables de la aplicación de la fuerza horizontal y vertical. En cuanto a la instrumentación de los muros, para medir el desplazamiento horizontal en la parte de arriba del muro, se utilizaron dos potenciómetros, mientras que las fuerzas y desplazamientos aplicadas por los actuadores se midieron con celdas de carga internas y LVDT's, además del uso de varios "strain gauges" y "steel studs" para medir deformaciones.

En la tabla 4.1 se muestran los principales parámetros de los muros ensayados y que se replicaron con el programa.

Tabla 4.1: Parámetros importantes de los muros ensayados.

Muro	SSP	CA [%]	ρ_l borde [%]	ρ_l centro [%]	ρ_t [%]	Elem. borde
C1	2	3.5	0.53	0.53	0.25	No
C5	2	6.6	0.53	0.53	0.25	$\phi 6 @ 90 \text{mm}$
M1	4	3.5	1.00	0.47	0.25	$\phi 6 @ 60 \text{mm}$
M3	4	3.5	0.72	0.47	0.25	$\phi 6 @ 60 \text{mm}$
M5	2	3.5	1.00	0.47	0.25	$\phi 6 @ 60 \text{mm}$

En el caso de SSP ("Shear span ratio" = $M/V \cdot l_w$), se tienen casos en que este valor no es el mismo del de la relación de aspecto del muro, lo cual se debe a que, en el ensayo, se aplicó también momento en la parte de arriba del muro con la ayuda de los actuadores, haciendo que el momento total en la base del muro pueda llegar a valores como el doble del momento debido a la carga horizontal. Para modelar esto, se utilizó una sugerencia de Henry[8], que es la de implementar un elemento muy rígido en la parte superior del muro y en la parte de arriba de ésta es donde se aplicará la carga horizontal, de modo que el "Shear span ratio"

obtenido con esta nueva configuración sea el deseado. Así, si se desea una relación igual a 4, se coloca este elemento rígido hasta una altura igual al largo del muro multiplicado por cuatro.

En las tablas 4.2, 4.3 y 4.4 se muestran los valores obtenidos de ensayos para los principales parámetros del hormigón, el acero longitudinal y del acero transversal respectivamente, que son los valores que se utilizaron en el modelo.

Tabla 4.2: Valores del ensayo sobre los hormigones.

Muro	f'_c [MPa]	E_c [GPa]	f_t [MPa]	ε_{c0}
C1	38.5	26.0	2.88	0.0022
C5	35.4	28.3	2.81	0.0020
M1	37.1	34.0	2.99	0.0020
M3	36.3	28.8	2.76	0.0018
M5	31.2	29.4	2.15	0.0017

Tabla 4.3: Valores del ensayo sobre el refuerzo longitudinal.

Muro	f_y [MPa]	f_u [MPa]	ε_u
C1	300	409	0.153
C5	300	409	0.153
M1	387	484	0.132
M3	387	484	0.132
M5	387	484	0.132

Tabla 4.4: Valores del ensayo sobre el refuerzo horizontal.

Muro	f_y [MPa]	f_u [MPa]	ε_u
C1	300	462	0.126
C5	300	462	0.126
M1	322	450	0.164
M3	322	450	0.164
M5	322	450	0.164

En algunos ensayos, se consideró un refuerzo horizontal más denso en los bordes por confinamiento, de modo que se utilizó el modelo de Saatcioglu y Razvi[17] para ver el aumento en la resistencia debido al uso de estribos de diámetro de 6[mm], separaciones de 90 y 60[mm], y otros detalles en la configuración mostrados en el artículo[6], obteniendo un aumento del 13 % en la resistencia para el muro C5, un aumento de 16 % para los muros M1 y M3 y un aumento del 19 % para el muro M5, valores que son relativamente bajos, pero se debe a que son muros a una escala menor. Recordar que el muro C1 no tiene un refuerzo mayor en sus bordes por lo que no cuenta con confinamiento.

En cuanto a la modelación misma, se dividió el muro en elementos uniformes de 150[mm] de ancho y 150[mm] de alto, mientras que el pedestal y la viga de carga se modelaron como

elementos elásticos con un alto valor para su módulo de Young, con la fundación empotrada en la base. El análisis es realizado bajo control de desplazamientos y es de tipo monotónico, puesto que se desea poder capturar de forma correcta el comportamiento usando este tipo de metodología, en vez de usar el caso cíclico, ya que este último toma un tiempo mucho mayor en ejecutar. Una representación del modelo se muestra en la figura 4.2, en donde se observa el muro descrito, modelado en el programa ETABS.

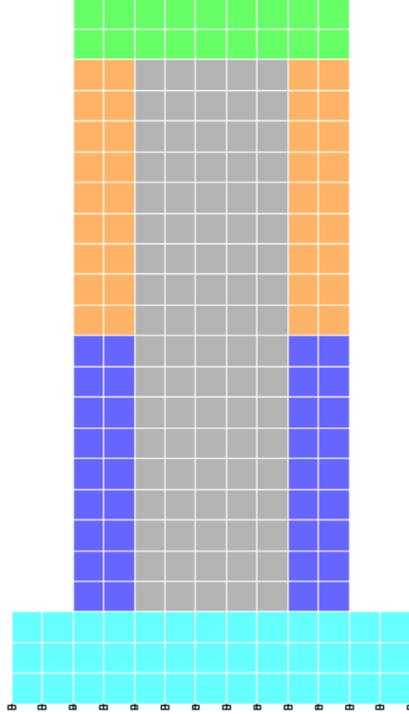


Figura 4.2: Muro modelado con ETBAS.

Lo primero que se observó es que la caída en la respuesta del modelo no ocurría en el mismo desplazamiento que para el ensayo, de modo que se decidió utilizar técnicas de regularización para modificar la respuesta post-peak del hormigón en compresión, de modo que el resultado del modelo pudiera ser independiente del mallado de éste. Se siguieron las recomendaciones de Lowes[5] que se basan en las siguientes expresiones:

$$\varepsilon_R = \varepsilon_{c0} - \frac{0.8 \cdot f'_c}{E_c} + \frac{5}{3} \cdot \left(\frac{G_{f_c}}{h_{elem}} \right) \quad (4.1)$$

En donde ε_{c0} es la deformación para la compresión peak del hormigón, f'_c es su resistencia a compresión, E_c el módulo elástico, h_{elem} la altura de los elementos usados, G_{f_c} la energía de trituración del hormigón y ε_R la deformación en el punto residual. La idea es que en esta deformación ε_R , la ley constitutiva del hormigón llegue al 20% de la resistencia a la compresión total f'_c . Por otro lado, la recomendación es de usar un valor igual a $G_{f_c}=0.5$ [kip/in][5].

Así, para un mallado con altura de elemento de 150[mm], se cambiaron los parámetros de la respuesta del hormigón asociados a la ecuación (3.1) en función de los parámetros para cada muro, de modo que se cumpla con la regularización indicada anteriormente. Los valores obtenidos para k y n para el caso confinado y no confinado se muestran en la tabla 4.5.

Tabla 4.5: Parámetros de la curva del hormigón para los distintos muros.

Muro	No confinado		Confinado	
	n	k	n	k
C1	1.15	2.10	-	-
C5	1.00	1.92	1.00	2.19
M1	1.00	1.92	1.00	2.24
M3	1.00	1.88	1.00	2.19
M5	1.00	1.85	1.00	2.18

Esta metodología mencionada ayudó a que la caída de la respuesta coincidiera de mejor forma con lo obtenido de los ensayos. Sin embargo, se observó que, en algunos casos, cuando la respuesta empieza a decaer, se produce un crecimiento en la resistencia, la cual no coincidía con los experimentos realizados y que son asociados a la ley constitutiva del acero, la cual, en un principio, sigue la ecuación (3.9), correspondiente a la curva de Menegotto y Pinto[14]. Esta ley constitutiva mencionada, en el caso monotónico, crece indefinidamente, de modo que no se captura de buena forma el daño en las barras de acero, por lo que se decidió utilizar otro tipo de material para el acero, uno con la ley constitutiva mostrada en la ecuación (3.13), asociada a la curva de Mander[12], la cual sí se asemeja más a la curva del acero en la realidad. Cabe destacar que esta nueva curva, si bien es más realista, implica un mayor tiempo de ejecución para el programa puesto que es más compleja, de modo que se decidió utilizar este nuevo tipo de material para el acero únicamente en la base de los muros, ya que es donde se concentra el daño y así se evita aumentar innecesariamente el tiempo de ejecución del modelo.

Todo lo mencionado anteriormente, corresponde a la configuración definitiva para el modelo, la cual se probó con cinco de los muros ensayados por Henry[6] antes mencionados, obteniéndose los resultados mostrados en las figuras 4.3, 4.4, 4.5, 4.6 y 4.7.

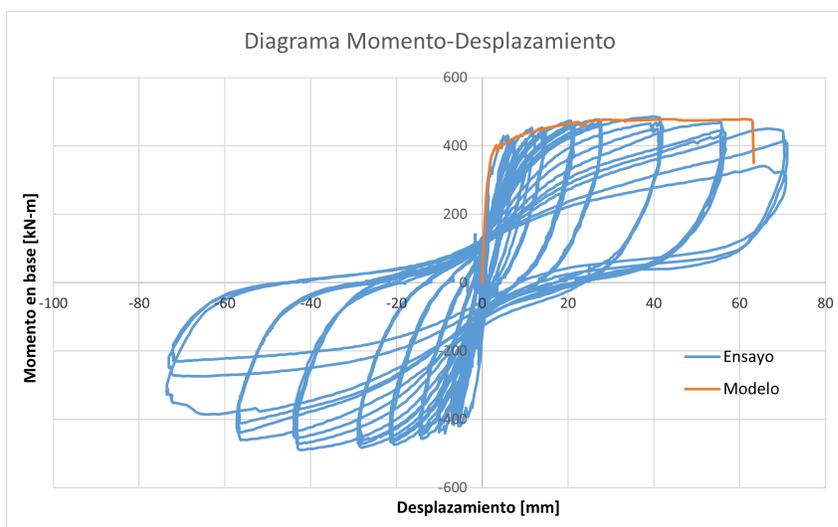


Figura 4.3: Resultado muro C1.

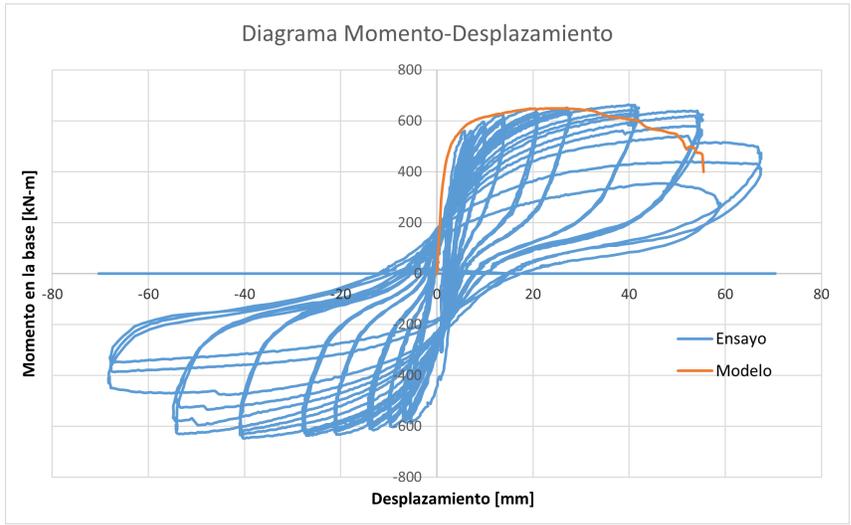


Figura 4.4: Resultado muro C5.

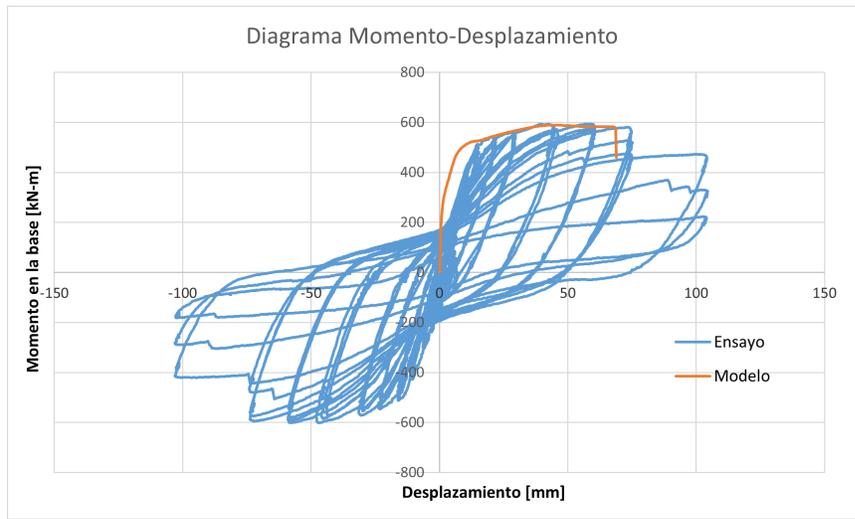


Figura 4.5: Resultado muro M1.

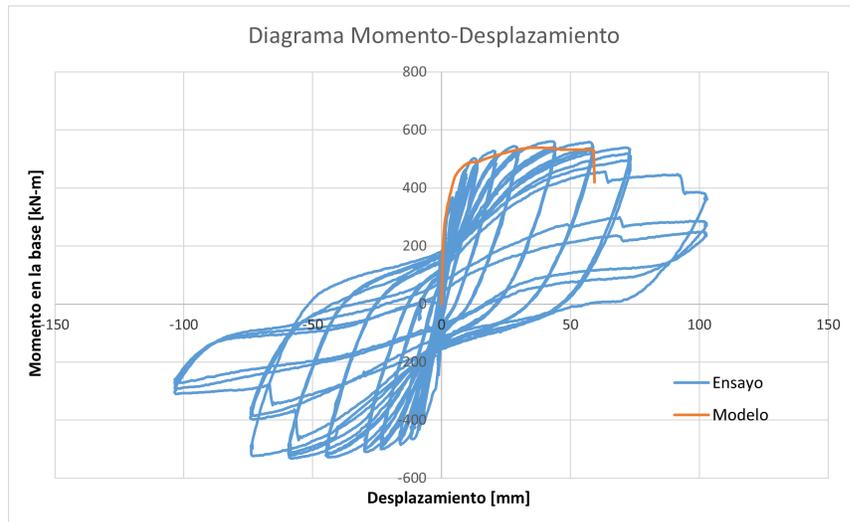


Figura 4.6: Resultado muro M3.

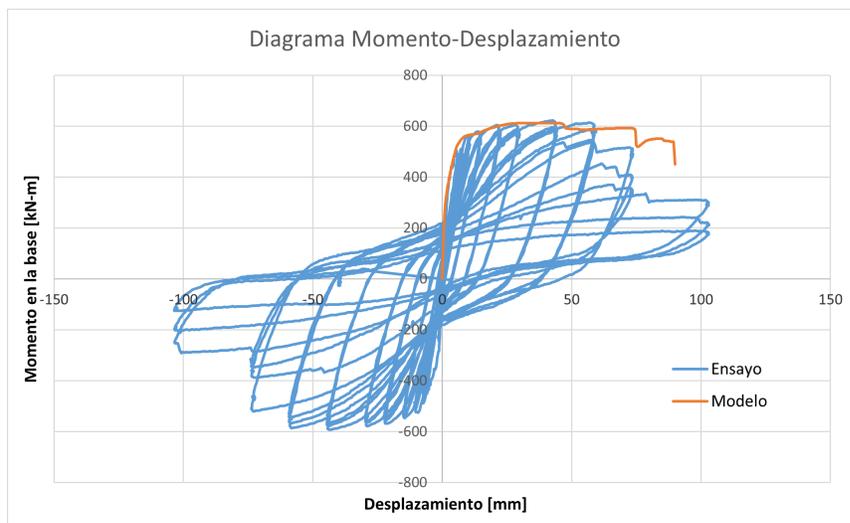


Figura 4.7: Resultado muro M5.

Se observa que se obtienen valores acertados para la capacidad de resistencia de cada uno de los muros, mientras que las caídas en la respuesta de cada muro, asociados a la capacidad de deformación de cada uno es bastante cercana en cada caso con la pérdida de resistencia en los muros ensayados y no muestran un nuevo crecimiento en la respuesta después de las bajadas en las curvas, de modo que el acero efectivamente ya no toma más carga de manera indefinida. También, se puede observar que los modelos son coherentes entre sí, puesto que al comparar muros como el M1 con el M3, se observa que el M1 tiene una mayor capacidad de deformación y una mayor resistencia debido a que posee una mayor cuantía en los bordes. Notar que ambos muros son comparables ya que coinciden en sus distintas características, exceptuando la cuantía de borde. De esta forma, es posible afirmar que el modelo demuestra poder capturar de forma aceptable la respuesta de los muros para distintos valores de cuantía en los bordes cuando éstas son muy cercanas a la mínima, por lo que ésta será la metodología por utilizar para modelar las geometrías obtenidos de la base de datos.

Capítulo 5

Consideraciones de modelación

Lo siguiente, es modelar los muros obtenidos en el capítulo 2 como muros en voladizo que serán cargados en su parte superior a modo de ensayo tipo “push over”, debido a su simpleza y menor tiempo de ejecución del programa. Estos muros serán cargados todos de la misma forma, es decir, en dirección paralela a sus almas, de modo que se puedan relacionar de mejor forma los resultados. Además, como se vio en el capítulo anterior, se espera que esta forma de carga monotónica capture de forma adecuada el comportamiento de los muros.

Sin embargo, para cada geometría, lo que se desea es ir variando el valor de la cuantía concentrada, viendo el caso para al menos 3 valores de cuantía, uno igual al mínimo según la norma, otro menor y otro mayor al valor mínimo. De esta forma, se tendrán demasiadas configuraciones distintas si se trata de modelar todas las geometrías encontradas. Es por esto por lo que, se decidió dejar algunas geometrías afuera, con el fin de poder concentrarse en la variación de la cuantía, además de variar también otros factores menos relevantes pero que les darán más variedad a los resultados.

Así, en las tablas 5.1 y 5.2, se muestra la matriz de modelación del trabajo realizado, en donde se muestran las geometrías utilizadas y los parámetros que se fueron variando, como la cuantía, la posición de ésta, la dirección de la carga, esbeltez, valor de f'_c y carga axial. Cuando se habla de la posición de la cuantía, se refiere a algunos cambios que se realizaron en la distribución de las cuantías concentradas dentro del muro, denominados como “ubicación 2”, las cuales serán explicadas más adelante y que tienen como fin obtener una alternativa a la posición de la armadura, mientras aún se obtengan resultados satisfactorios en la respuesta de los muros.

Tabla 5.1: Primera mitad de la matriz de modelación.

Geometría	Dirección	Cuantía	Ubicación	Esbeltez	f'_c [MPa]	CA[%]
Rect	+	<min	1	3	30	10
Rect	+	min	1	3	30	10
Rect	+	>min	1	3	30	10
Rect	+	<min	1	3	50	10
Rect	+	min	1	3	50	10
Rect	+	>min	1	3	50	10
Rect	+	<min	1	6	30	10
Rect	+	min	1	6	30	10
Rect	+	>min	1	6	30	10
Rect	+	<min	1	3	30	20
Rect	+	min	1	3	30	20
Rect	+	>min	1	3	30	20
Rect	+	<min	sin conf	3	30	10
Rect	+	min	sin conf	3	30	10
Rect	+	>min	sin conf	3	30	10
T1	-	<min	1	3	30	10
T1	-	min	1	3	30	10
T1	-	>min	1	3	30	10
T1	+	<min	1	3	30	10
T1	+	min	1	3	30	10
T1	+	>min	1	9	30	10
T1	+	<min	2	9	30	10
T1	+	min	2	9	30	10
T1	+	>min	2	9	30	10
T2	-	<min	1	3	30	10
T2	-	min	1	3	30	10
T2	-	>min	1	3	30	10
T2	+	<min	1	3	30	10
T2	+	min	1	3	30	10
T2	+	>min	1	3	30	10
T2	+	<min	2	3	30	10
T2	+	min	2	3	30	10
T2	+	>min	2	3	30	10

Para la esbeltez, se eligió un valor base igual a 3, ya que se espera que, con éste, el muro sea tal que su respuesta sea principalmente dominada por flexión, como suele ser el caso de los muros chilenos en edificios que suelen tener grandes alturas. El valor base de f'_c es de 30[MPa] puesto que es una resistencia muy usada en la práctica chilena, mientras que para ver su va-

Tabla 5.2: Segunda mitad de la matriz de modelación.

Geometría	Dirección	Cuantía	Ubicación	Esbeltez	f'_c [MPa]	CA[%]
L	+	<min	1	3	30	10
L	+	min	1	3	30	10
L	+	>min	1	3	30	10
L	+	<min	2	3	30	10
L	+	min	2	3	30	10
L	+	>min	2	3	30	10
C	+	<min	1	3	30	10
C	+	min	1	3	30	10
C	+	>min	1	3	30	10
C	+	<min	2	3	30	10
C	+	min	2	3	30	10
C	+	>min	2	3	30	10
Z	+	<min	1	3	30	10
Z	+	min	1	3	30	10
Z	+	>min	1	3	30	10
Z	+	<min	2	3	30	10
Z	+	min	2	3	30	10
Z	+	>min	2	3	30	10
F	+	<min	1	3	30	10
F	+	min	1	3	30	10
F	+	>min	1	3	30	10
F	+	<min	2	3	30	10
F	+	min	2	3	30	10
F	+	>min	2	3	30	10

riación, se utilizará un valor mayor de 50[MPa], el cual representa un aumento considerable. Por otro lado, para la carga axial, se tiene que generalmente no son valores demasiado altos, por lo que se espera que no superará un 30 %, de modo que como base se usa un 10 % y, para variarlo, se aumentará a 20 % de la resistencia a compresión del hormigón multiplicada por el área de la sección. De esta forma, para el caso rectangular, los tres primeros muros de la tabla 5.1 corresponden al caso base para este tipo de muro, puesto que tienen esbeltez igual a 3, f'_c de 30[MPa] y una carga axial del 10 %.

Por otro lado, para el acero, éste no se variará, de modo que se utilizará uno de los más comunes, el A630-420H, por lo que solo se trabajará con un valor de tensión de fluencia, el cual es igual a 420[MPa].

En cuanto al valor de las cuantías, primero se calcula el valor de las cuantías mínimas. Como ya se había mencionado antes, se utilizará la norma ACI 318-19[1], la cual indica que, para la zona interior del muro, simplemente se utilice una cuantía de 0.25 %, mientras que

para los bordes, se utilice una cuantía concentrada igual a lo mencionado en el capítulo 1, que es la expresión entregada por la norma y que varía en función de f'_c y f_y :

$$\rho_l = 0.5 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.5 \cdot \frac{\sqrt{30}}{420} = 0.66 \% \quad (5.1)$$

$$\rho_l = 0.5 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.5 \cdot \frac{\sqrt{50}}{420} = 0.84 \% \quad (5.2)$$

Luego, para tener los tres valores distintos, se varía estos valores obtenidos en un 50 % para así obtener la cuantía menor y mayor a la mínima, como se observa en la tabla 5.3.

Tabla 5.3: Valores de cuantía a usar en función de f'_c .

f'_c [MPa]	ρ_1 [%]	ρ_2 [%]	ρ_3 [%]
30	0.33	0.66	1.00
50	0.42	0.84	1.26

Esta cuantía se extiende en longitudes iguales al 15 % del largo del muro correspondiente en las zonas especificadas en el capítulo 1, que es como explica la norma.

Lo siguiente es modelar estos muros definidos en la matriz de modelación, los cuales ya tienen una geometría definida, de modo que falta detallar los valores a utilizar para los principales parámetros dentro de cada tipo de material.

Por un lado, para el hormigón confinado, se siguen las bases de la ACI 318-19[2] para el refuerzo mínimo de estribos en la zona, la cual indica en su punto 18.10.6.4 que la cuantía mínima transversal debe ser de:

$$\rho_t = \frac{A_{sh}}{s \cdot b_c} = 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \quad (5.3)$$

Así, para un hormigón con $f'_c=30$ [MPa], se tiene una cuantía de estribos igual a 0.65 %, mientras que para $f'_c=50$ [MPa], la cuantía necesaria es de 1.07 %.

Luego, siguiendo la metodología de Saatcioglu y Razvi[17], como ya se había mencionado, y probando con los valores de cuantía mencionado anteriormente, las dimensiones de los muros, además de las propiedades ya mencionadas para los materiales, se obtuvo que el aumento en la resistencia f'_c oscila entre un 25 y 35 % aproximadamente, de modo que se decidió utilizar para todos los modelos que el efecto del confinamiento produce un aumento en la resistencia del 30 %. A su vez, un aumento en la resistencia del 30 % produce que la deformación unitaria a la que se tiene el peak de compresión aumente en un 250 %.

Si bien, según la norma[2], en su punto 18.10.6.2, el confinamiento del hormigón en los bordes no necesita extenderse en altura distancias mayores a lo siguiente:

$$h_{cc} = \max \left\{ l_w; \frac{M_u}{4V_u} \right\} \quad (5.4)$$

Para la modelación que se llevará a cabo, se omitirá esto por simpleza y se usará que el hormigón confinado está presente en toda la altura del muro. Considerando que se trata de muros en voladizo, se espera que el daño se concentre más en la parte baja del elemento estructural, por lo que es una simplificación bastante útil en términos de modelación y de la definición de elementos. Además, para la zona confinada, se utilizará la misma zona en donde se concentra la armadura longitudinal, que es en un largo igual al 15 % de la longitud del muro, como ya se ha explicado, ya que se obtienen largos razonables y así se evita definir más elementos con distintas propiedades de forma innecesaria.

Por otra parte, al trabajar con hormigón convencional, para los casos con resistencia a la compresión de 30[MPa] y 50[MPa], se tienen deformaciones unitarias para el peak iguales a 0.002 y 0.0027 respectivamente, por lo que en la tabla 5.4 se muestran los valores resultantes en el caso confinado para ambos grados de resistencia.

Tabla 5.4: Parámetros obtenidos para el hormigón confinado.

f'_c [MPa]	f'_{cc} [MPa]	ε_{cc0}
30	39	0.00500
50	65	0.00675

En cuanto a la modelación del hormigón, se utilizan las curvas ya mencionadas en el capítulo 3, sin embargo, por temas de regularización, es necesario modificar la respuesta post-peak para seguir los lineamientos de Lowes[5], de modo que se van cambiando los parámetros para n y k dependiendo de la altura de los elementos.

Dependiendo de la geometría en cada caso, se utilizaron diferentes mallados para modelar los distintos muros, variando la altura de elemento en cada modelo. En la tabla 5.5 se muestran los parámetros utilizados para la curva del hormigón dependiendo de la altura de elemento utilizada y para el caso con y sin confinamiento, puesto que se obtienen valores distintos.

Tabla 5.5: Parámetros del hormigón para las distintas configuraciones de muro.

Muro	f'_c [MPa]	h_{elem} [cm]	No confinado		Confinado	
			n	k	n	k
Rect	30	10	1.00	1.66	1.39	1.29
Rect	50	10	1.00	1.93	1.61	1.35
T-1	30	15	1.00	1.77	1.48	1.32
T-2	30	72	1.00	2.95	2.41	1.53
L	30	15	1.00	1.77	1.48	1.32
C	30	55	1.00	2.58	2.12	1.48
Z	30	20.5	1.00	1.89	1.57	1.35
F	30	95.5	1.00	3.50	2.84	1.60

En cuanto al acero, como ya se mencionó, se utilizará el A630-420H en todos los modelos, debido a su gran uso en la industria chilena. De este modo, la tensión de fluencia tiene un valor

de 420[MPa], con una deformación unitaria de fluencia de 0.0021 y un endurecimiento del 2 %.

Para el modelo de Mander[12] antes mencionado, se utiliza también un valor para la fluencia de 420[MPa], mientras que el valor para la tensión de rotura corresponde a 630[MPa] como indica el nombre, mientras que la deformación unitaria de fluencia permanece en 0.0021. Sin embargo, para este caso se tienen otros parámetros, como la deformación de endurecimiento, para la cual se considerará igual a un 1.8 %. También, de acuerdo a la norma NCh 204, se tiene que la deformación de rotura tiene un valor mínimo de 8 %, de modo que es ese el valor usado en la modelación. También, se considerará que la tensión alcanza su peak antes de este valor, usando una deformación del 5 %, de modo que el valor de rotura de 630[MPa] se mantiene hasta alcanzar la fractura del refuerzo en una deformación del 8 %, cosa de obtener resultados más conservadores, además de que la forma de la curva se asimila más a las vistas en ensayos de Henry[7].

Cabe destacar que, en algunas configuraciones, el resultado obtenido no es lo suficientemente dúctil y el muro comienza a fallar debido a las grandes compresiones que sufre éste. Esto sucede en casos en donde se encuentra solamente el alma en compresión, mientras que las alas que presenta el muro se encuentran en la zona traccionada, como el caso del muro T con ala traccionada. Estos resultados no son convenientes, puesto que la respuesta no alcanza a desarrollarse por completo y falla muy pronto, lo cual impide observar el comportamiento del muro por completo, de modo que se decidió realizar algunas modificaciones en los muros con geometrías complejas.

Lo primero, fue modificar la carga axial, la cual se ha estado calculando como un porcentaje de la multiplicación de f'_c y el área total del muro. Así, se cambió el área total del muro, por el área de únicamente el alma, por lo que, para un 10 % de carga axial, la expresión queda como $0.10 \cdot f'_c \cdot A_{alma}$. Una menor carga axial permitió que los muros fuesen levemente más dúctiles, pero no lo suficiente.

De esta forma, se decidió agregar un “recrecido” de muro en el borde del alma que está siendo comprimido. En otras palabras, se aumentó el espesor del muro justo en el borde del alma, de modo que se tiene una mayor área de hormigón para tomar estas compresiones, volviéndolas más pequeñas y logrando que el muro tuviese la ductilidad deseada, más cercana e incluso mayor en algunos casos al de la configuración rectangular. La extensión de este “recrecido” dentro del borde del alma se usó, por simplicidad, igual al largo de la zona en donde se concentra la armadura longitudinal, es decir, un 15 % del largo del alma, en donde, por lo que se observó, un valor de espesor de 80[cm] permite que la ductilidad aumente de la forma deseada.

Los muros en donde se aplicó estas dos metodologías fueron los muros T-1, T-2, L y F. Mientras que en muros como el C y Z sólo se decidió utilizar la primera, puesto que ya se tienen alas en los bordes y así se evitan cargas axiales muy grandes.

Además, al igual que en los ensayos usados para la verificación experimental, también se modelarán los muros con una fundación empotrada en la base y una viga de carga, los cuales corresponderán nuevamente a elementos rígidos en la parte inferior y superior del elemento respectivamente.

Finalmente, de forma alternativa, se quiere analizar casos con una distribución diferente para la armadura concentrada, llamada “ubicación 2” como ya se había mencionado. Esta nueva forma de colocar la armadura tiene como objetivo replicar el caso de muro rectangular, en donde se tiene la misma cantidad de armadura en ambos extremos y que ya ha sido tan extensamente estudiada. También, con esta nueva distribución se espera poder ahorrar la cantidad de armadura total utilizada en el muro, mientras que la respuesta del muro no se vea afectada considerablemente y siga presentando el buen comportamiento mostrado anteriormente para los casos con armadura mínima y ver cómo varían los casos con una cuantía menor o mayor a esta última.

Con esto, también se espera observar si el comportamiento observado para el caso con cuantía menor a la mínima logra ser mejorado, ya que es una de las principales dificultades encontradas en el análisis. De este modo, se tienen nuevas configuraciones para los casos de muro T, L, C, Z y F, los cuales se explicarán a continuación.

Para estos nuevos casos, lo que se busca es tener la misma cantidad de armadura concentrada en ambos extremos del muro como en el caso rectangular, sin considerar el efecto de la armadura repartida al centro, de modo que se asume que este tipo de armadura no tiene mayor relevancia en el comportamiento final del muro. Con esto en mente, lo que se propone es seguir concentrando la armadura en un 15 % del largo del ala o alma, pero solo para los extremos. Por otro lado, en las zonas de intersección que se forman entre alma y alas, se colocará una cuantía tal que se tenga que la armadura concentrada en ambos extremos sea la misma. En caso de que se requiera un valor de cuantía menor al 0.25 %, se dejará simplemente este último valor, que es el correspondiente para evitar fisuramiento. Cabe mencionar que, para muros con secciones complejas, es necesario que esto se cumpla para las dos principales direcciones de análisis, puesto que parte del muro estará en una dirección principal, y la otra parte estará en la dirección ortogonal, al menos para los casos estudiados.

Con esto, se espera poder replicar el caso simple rectangular, en donde se tiene una cantidad de armadura concentrada en ambos extremos igual a la cuantía correspondiente, multiplicada por el 15 % del largo del muro y por el espesor de éste, como se muestra a continuación:

$$A_s = 0.15 \cdot \rho \cdot l_w \cdot e \quad (5.5)$$

De modo que, si el ala o las alas en el muro reducen su largo a 0, lo que queda es un muro rectangular, en donde en ambos extremos se sigue teniendo la cantidad de armadura mostrada anteriormente, que es la recomendada por la ACI 318-19[1].

Teniendo todo esto en cuenta, para los muros T se tiene que se concentra la cuantía ρ en los bordes del ala como especifica la norma, teniendo un área A_{s1} , mientras que en el borde del alma al otro extremo se tiene A_{s2} , también como indica la norma, como se ve en la figura 5.1. Por otro lado, en la intersección de ala y alma, se concentra una cuantía tal que al sumar la cantidad de armadura en los bordes del ala más la de la intersección, A_{s3} , se obtiene la misma cantidad que en el otro extremo del alma. Si la cuantía necesaria en la intersección es menor al 0.25 %, se usa ese valor como ya se había mencionado. Esta configuración también funciona en el sentido perpendicular al alma, puesto que se tiene la misma cantidad de armadura en

ambos extremos del ala en caso de tener cargas en ese sentido. A continuación, se muestra las expresiones para el caso mencionado:

$$A_{s1} = 0.15 \cdot \rho \cdot L_f \cdot e \quad (5.6)$$

$$A_{s2} = 0.15 \cdot \rho \cdot L_w \cdot e \quad (5.7)$$

$$A_{s3} = \rho_{inter} \cdot A_{inter} = A_{s2} - 2 \cdot A_{s1} \quad (5.8)$$

$$\rho_{inter} \geq 0.25\% \quad (5.9)$$

en donde ρ_{inter} es la cuantía que se dispone en la zona de intersección y A_{inter} es el área total de esta zona, de modo que al multiplicar ambos valores, efectivamente se obtiene el valor del área de acero.

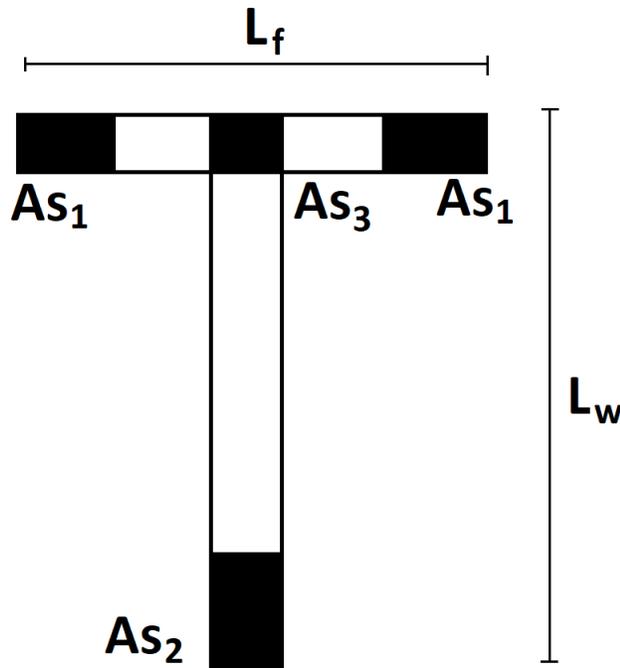


Figura 5.1: Muro T con ubicación 2.

En el caso del muro L, se concentra la armadura en los dos extremos del muro, teniendo áreas de acero de A_{s1} y A_{s2} , mientras que en la intersección se dispone un cuantía tal que se tiene un área A_{s3} , como se ve en la figura 5.2. Así, al analizarlo verticalmente, la suma de A_{s1} con A_{s3} debe ser igual a A_{s2} , mientras que en el sentido horizontal, la suma A_{s2} con A_{s3} debe ser igual a A_{s1} . Así, la cuantía a usar en la intersección debe ser tal que se cumplan ambos casos, pero ya que no necesariamente ambos muros son del mismo largo, algún valor entre A_{s1} y A_{s2} será mayor, de modo que A_{s3} debe cumplir para el valor más grande que es el más exigente, a pesar de que en la dirección perpendicular quede con más armadura en un extremo. Esto se muestra en las siguientes expresiones:

$$A_{s1} = 0.15 \cdot \rho \cdot L_1 \cdot e \quad (5.10)$$

$$A_{s2} = 0.15 \cdot \rho \cdot L_2 \cdot e \quad (5.11)$$

$$A_{s3} = \rho_{inter} \cdot A_{inter} = \max(A_{s2} - A_{s1}; A_{s1} - A_{s2}) \quad (5.12)$$

$$\rho_{inter} \geq 0.25 \% \quad (5.13)$$

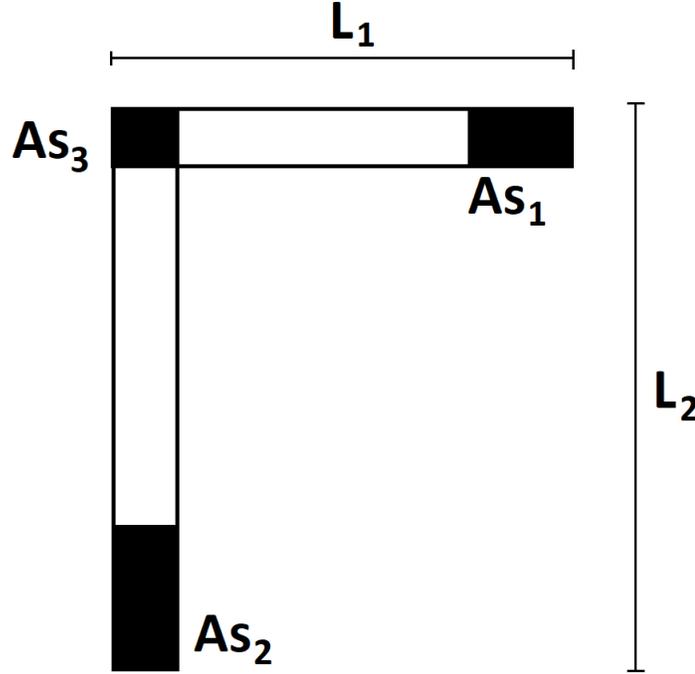


Figura 5.2: Muro L con ubicación 2.

Para el muro C, se concentra armadura A_{s1} en los dos extremos del muro como se observa en la figura 5.3, mientras que en ambas intersecciones, se tiene una cuantía tal que la armadura A_{s2} resultante cumpla con los requerimientos que ya se han explicado. De esta forma, en la dirección horizontal, A_{s2} debe ser igual a A_{s1} para que se tenga la misma cantidad de acero en ambos extremos para ese sentido. Luego, en la dirección vertical, por norma, se requiere de una armadura distribuida en un largo igual al 15 % del largo del alma con la cuantía específica ($A_s = 0.15 \cdot \rho \cdot L_w \cdot e$). Así, para alcanzar esta cantidad de acero, se toma en cuenta la armadura ya concentrada en el borde del ala (A_{s1}), por lo que en la intersección se dispondrá la armadura necesaria para llegar a ese valor deseado por norma en la dirección vertical. Nuevamente, se tomará el valor máximo entre ambas direcciones para poder cumplir con ambos casos. A continuación, se muestra las expresiones del caso:

$$A_{s1} = 0.15 \cdot \rho \cdot L_f \cdot e \quad (5.14)$$

$$A_{s2} = \rho_{inter} \cdot A_{inter} = \max(A_{s1}; 0.15 \cdot \rho \cdot e \cdot (L_w - L_f)) \quad (5.15)$$

$$\rho_{inter} \geq 0.25 \% \quad (5.16)$$

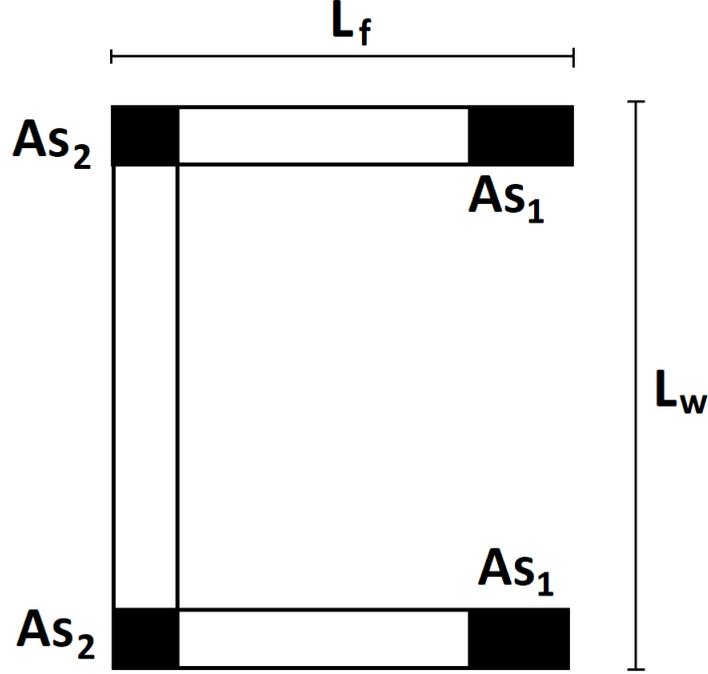


Figura 5.3: Muro C con ubicación 2.

En cuanto al muro Z, lo primero es analizarlo horizontalmente como se muestra en la figura 5.4, en donde se concentra armadura en los extremos de las alas en un largo igual al 15 % del largo total, igual a A_{s1} , no con el largo de cada ala, puesto que de esta forma se tiene el análogo al caso rectangular en esa dirección, con un largo igual a la suma del largo de las alas, en vez de verlo por separado, ya que trabajan en conjunto. Luego, para las intersecciones, se concentra acero con cierta cuantía de modo que se tenga un área A_{s2} en ambos extremos, tal que al sumar A_{s1} con A_{s2} se tenga el área requerida por norma en esa dirección ($0.15 \cdot \rho \cdot L_w \cdot e$). Nuevamente, si la cuantía necesaria es menor a la mínima de 0.25 %, se utiliza ese número. Todo esto queda representado con las siguientes expresiones:

$$A_{s1} = 0.15 \cdot \rho \cdot L_{f_{total}} \cdot e \quad (5.17)$$

$$A_{s2} = \rho_{inter} \cdot A_{inter} = 0.15 \cdot \rho \cdot e \cdot (L_w - L_{f_{total}}) \quad (5.18)$$

$$\rho_{inter} \geq 0.25 \% \quad (5.19)$$

en donde $L_{f_{total}}$ es el largo total obtenido al sumar el largo de ambas alas.

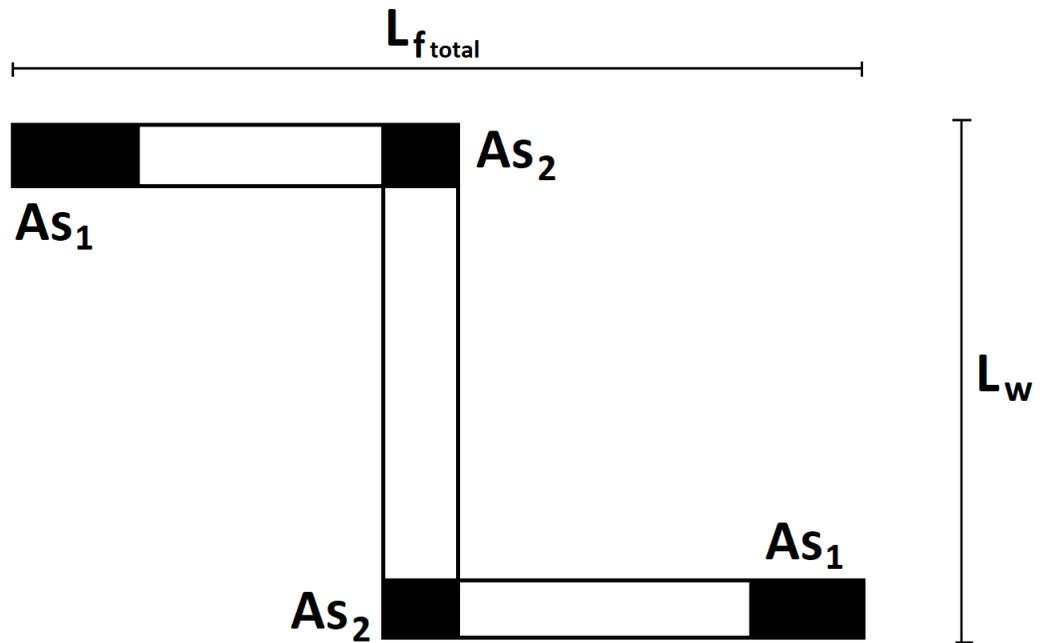


Figura 5.4: Muro Z con ubicación 2.

Finalmente, para el muro F se tiene armadura concentrada en los extremos de ambas alas horizontales y en el extremo del alma como especifica la norma, como se observa en la figura 5.5. En cuanto a las intersecciones, solo se considerará la intersección superior, de modo que no se tiene más acero concentrado del necesario, además de que el acero al medio no se verá tan exigido al analizar el muro en la dirección vertical, como sí lo será la armadura en los extremos inferior y superior.

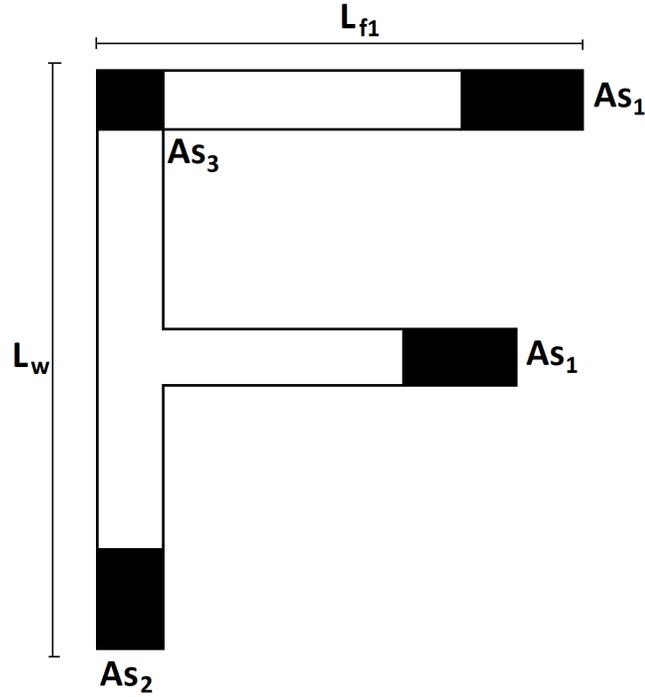


Figura 5.5: Muro F con ubicación 2.

Para ambas alas, por simpleza, se concentra la armadura en un largo igual al 15% del largo del ala superior ($0.15 \cdot L_{f1}$), teniendo un área de A_{s1} en ambos casos. Así, al analizarlo de forma horizontal, el área en el borde del alma, A_{s2} , aporta para igualar el área del otro extremo ($2 \cdot A_{s1}$). Por esto, en la intersección superior se requiere una cuantía tal que el área resultante, A_{s3} , al sumarla con A_{s2} iguale el valor al otro extremo. Por otro lado, en la dirección vertical, se necesita que A_{s3} sea tal que al sumarlo con A_{s1} , iguale el área en el otro extremo del alma (A_{s2}). Así, la cuantía final a utilizar en la intersección está dada por el mayor valor entre ambos casos, para que se cumpla lo requerido en ambas direcciones. Esto se muestra en la siguiente expresión:

$$A_{s1} = 0.15 \cdot \rho \cdot L_{f1} \cdot e \quad (5.20)$$

$$A_{s2} = 0.15 \cdot \rho \cdot L_w \cdot e \quad (5.21)$$

$$A_{s3} = \rho_{inter} \cdot A_{inter} = \max(2 \cdot A_{s1} - A_{s2}; A_{s2} - A_{s1}) \quad (5.22)$$

$$\rho_{inter} \geq 0.25\% \quad (5.23)$$

Capítulo 6

Resultados

El primer resultado obtenido de la modelación es la respuesta “carga vs desplazamiento”, en donde es posible ver la ductilidad de los muros y sus resistencias. Para poder comparar mejor entre distintos casos, lo que se hizo fue graficar la carga horizontal aplicada en el muro (P) normalizada por la resistencia al corte del hormigón ($V_c = 0.17\sqrt{f'_c} \cdot A_w$), en función del desplazamiento normalizado por la altura del muro (h_w). Con estas consideraciones, fue posible observar que los comportamientos son similares para cuantías equivalentes y que parámetros como la carga axial o la esbeltez son lo que más afecta la respuesta global. En las figuras 6.1 y 6.2 se muestra esta respuesta global mencionada comparando el caso base del muro rectangular con uno en que se aumenta la carga axial y otro en que se aumenta la esbeltez respectivamente. Las demás configuraciones entregan resultados similares al rectangular base, de modo que se muestran en la sección de anexos.

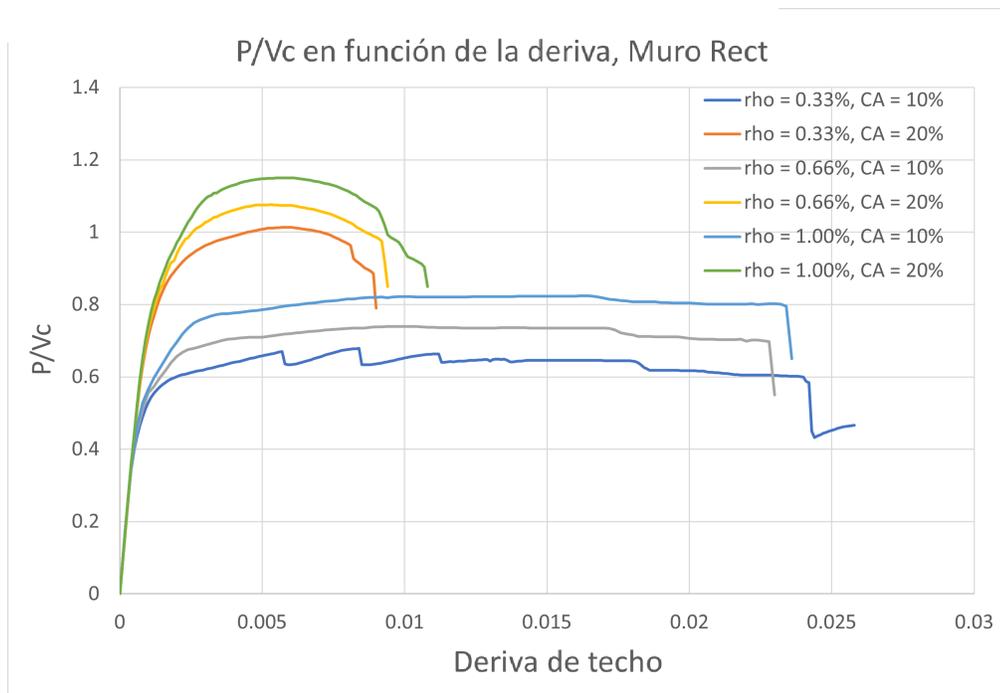


Figura 6.1: Respuesta para el muro rectangular con carga axial de 10 y 20 %.

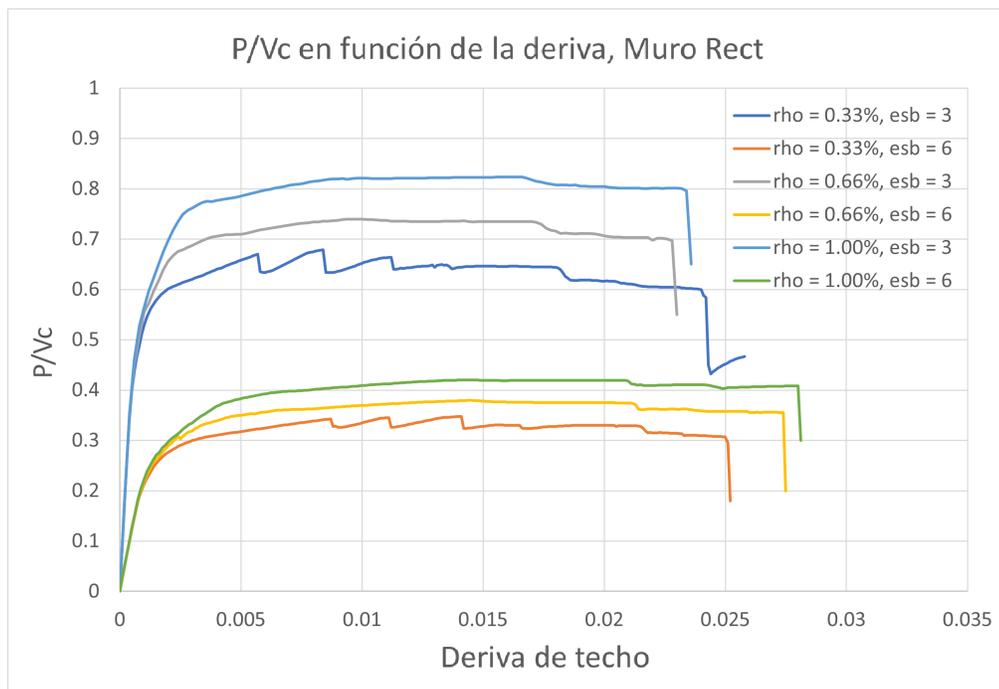


Figura 6.2: Respuesta para el muro rectangular con esbeltez de 3 y 6.

Lo que primero se puede destacar en estos resultados, es la respuesta para el caso con cuantía menor a la mínima (0.33%), en donde se producen fluctuaciones de la resistencia para algunas derivas de techo específicas, mientras que, al utilizar la cuantía mínima proporcionada por la ACI o una mayor, se observa que este fenómeno desaparece. Luego de verificar que el modelo esté funcionando correctamente y de probar con tolerancias menores, estas fluctuaciones se mantenían, de modo que se asocia este fenómeno con la cantidad de cuantía concentrada en los bordes.

Antes de analizar el origen de este fenómeno mencionado, se quiere observar qué tan bien se comportan los muros para los distintos valores de cuantía utilizados, ya que no se logra evidenciar tan fácilmente a partir de los diagramas de carga en función del desplazamiento normalizados mostrados anteriormente.

Específicamente, la forma elegida para analizar cómo se comportan los muros es mediante la deformación unitaria del punto más traccionado del alma del muro en función de la deriva de techo, el cual corresponde al borde inferior en la dirección opuesta a la aplicación de la carga, puesto que éste es el lado que está siendo traccionado y es en la base donde se tiene el mayor daño en el muro. Se elige de esta forma, puesto que se observó que son estas deformaciones las que experimentan un mayor cambio a medida que se varía la cuantía en los bordes de los muros, como se muestra en la figura 6.3, en donde se observa, para el caso rectangular base, que las deformaciones en el borde más comprimido (derecha) no sufren muchas variaciones, mientras que en el borde más traccionado (izquierda) es en donde se nota más el cambio, haciendo que a mayor cuantía, más lento crece la deformación de tracción, como era de esperarse al haber mayor cantidad de armadura. Además, como se mencionó en el capítulo 1, al usar cuantías bajas en el muro, es el refuerzo a tracción el que tiende a controlar.

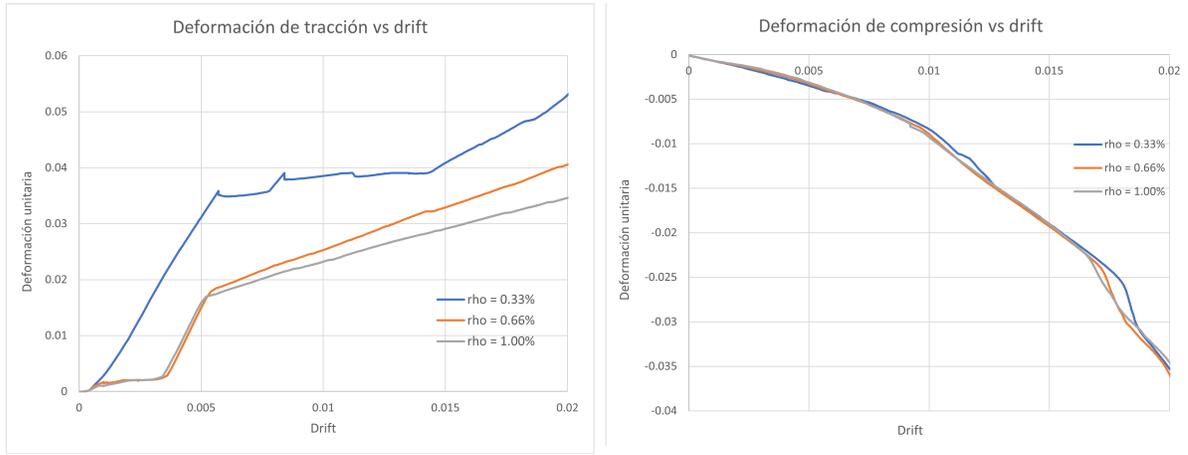


Figura 6.3: Comparación de deformación de tracción (izquierda) y compresión (derecha).

Así, en las figuras 6.4, 6.5, 6.6, 6.7, 6.8 y 6.9 se muestran los gráficos de la deformación de la fibra más traccionada del alma en función de la deriva de techo al usar distintas cuantías de borde para los muros T-1, T-2, L, C, Z y F respectivamente. En estos gráficos, se muestra para los casos con ubicación 1 y 2 de la armadura, en donde el caso con ubicación 1 es el definido por la norma mientras que el caso con ubicación 2 es el explicado en el capítulo anterior. La ubicación 2 se caracteriza por el uso de cuantías mayores en los bordes pero no necesariamente en las intersecciones, por lo que, para representarlo, se utiliza figuras sin la armadura pintada en los bordes. De esta forma, es posible empezar a comparar entre estos casos y así ver qué tanto afecta el cambio en la distribución de la armadura. Ya que la forma en los gráficos es similar entre los distintos casos, se dejaron los restantes en los anexos.

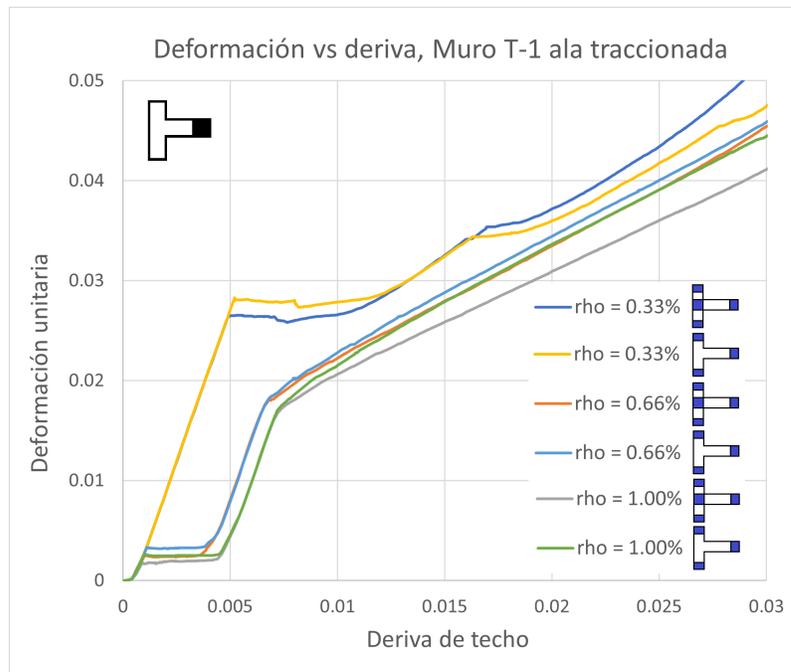


Figura 6.4: Deformación de tracción para el muro T-1.

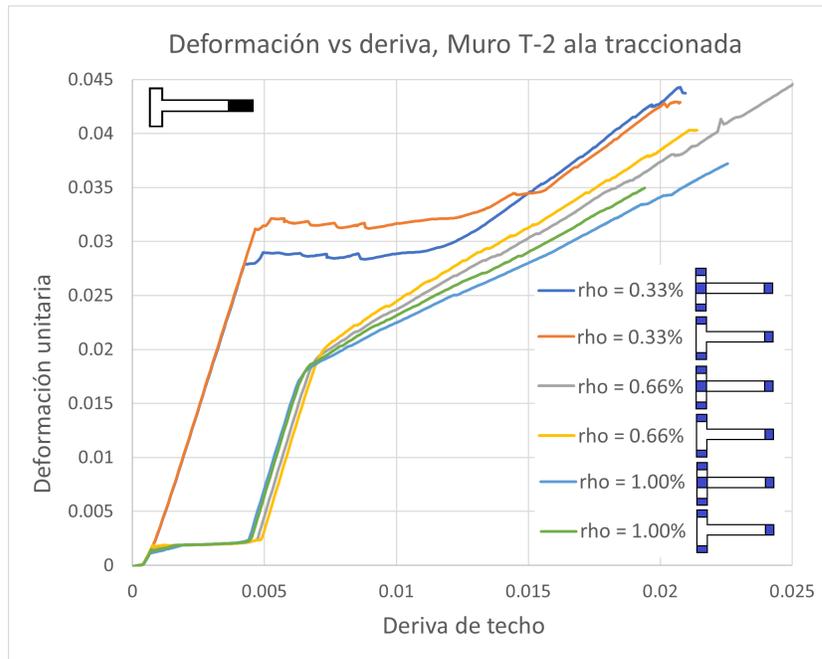


Figura 6.5: Deformación de tracción para el muro T-2.

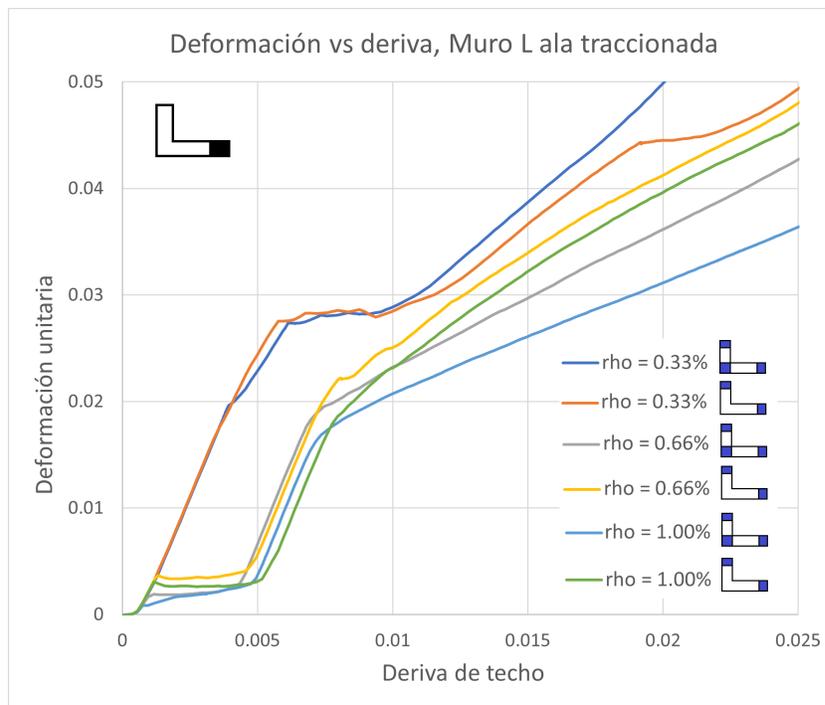


Figura 6.6: Deformación de tracción para el muro L.

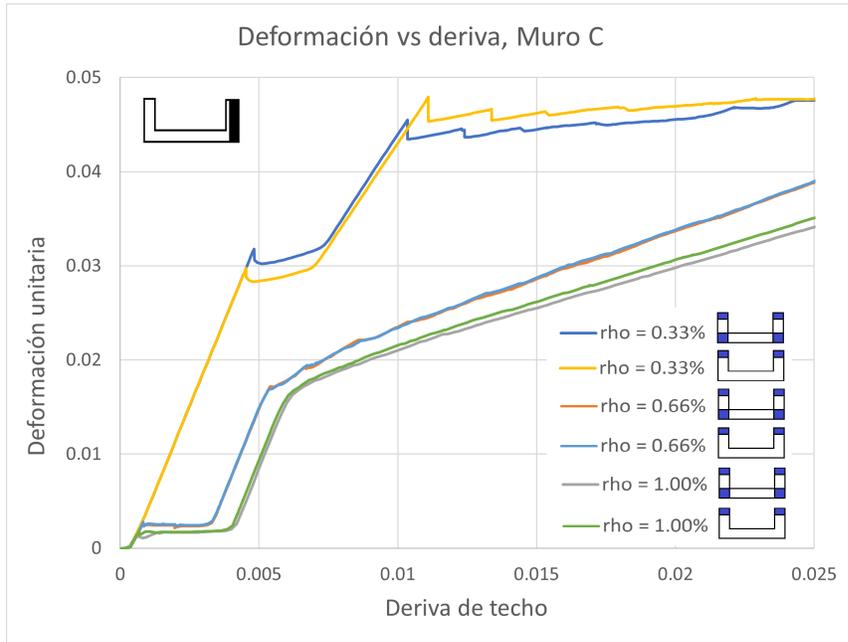


Figura 6.7: Deformación de tracción para el muro C.

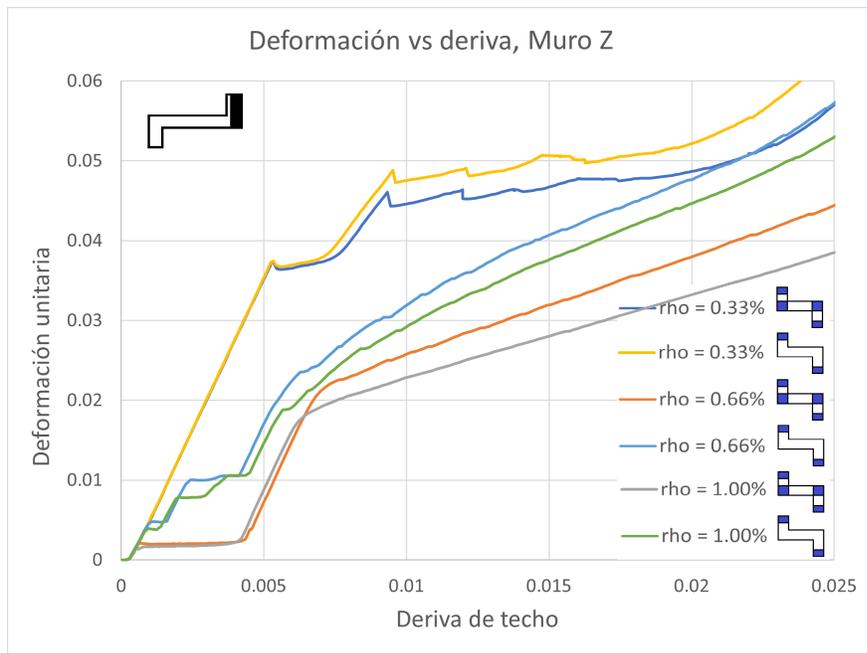


Figura 6.8: Deformación de tracción para el muro Z.

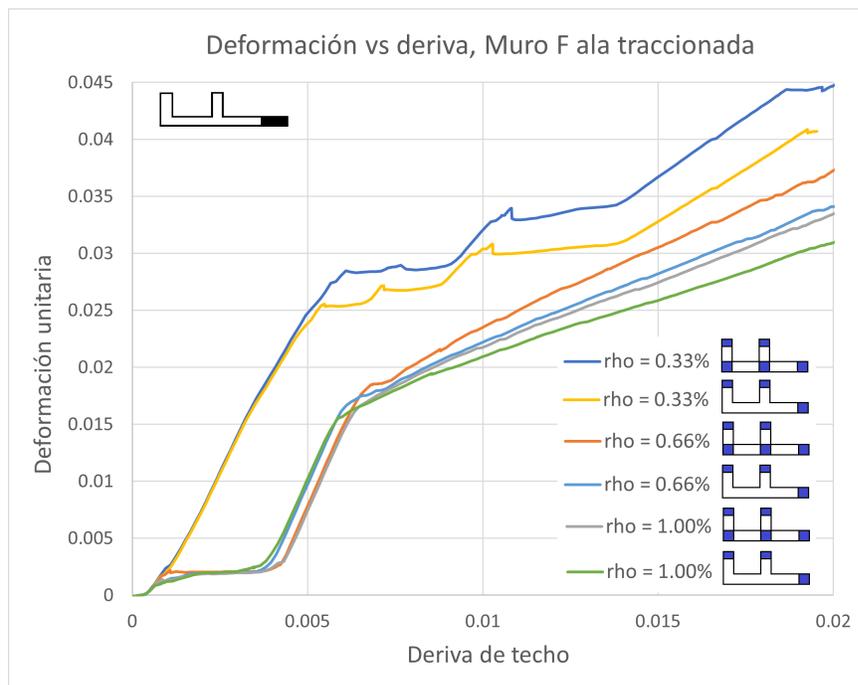


Figura 6.9: Deformación de tracción para el muro F.

Capítulo 7

Deformaciones unitarias de tracción

Como se mencionó en el capítulo anterior, es posible observar un fenómeno en los resultados para la respuesta global en el caso con cuantía concentrada menor a la mínima (0.33%), en donde la fuerza aplicada sufre altibajos en ciertas derivas, lo cual se repitió en los distintos muros. Es importante recalcar que siempre se utilizó la misma metodología para las distintas cuantías y que solo se modificaba el valor de ésta misma. Además, se realizaron pruebas con tolerancias menores para descartar problemas de convergencia en donde se seguía obteniendo este mismo comportamiento. Por esto, se guardaron los resultados obtenidos y se optó por buscar el origen de este fenómeno.

Lo primero que se puede observar es en los gráficos de la deformación unitaria de la fibra más traccionada del alma en función de la deriva de techo, en donde el caso con una cuantía menor a la mínima presenta una forma distinta a los demás casos con cuantías mayores, lo cual a su vez se repite para los distintos muros.

Lo que se observa en imágenes como la figura 6.4, 6.5, 6.6, 6.7, 6.8 y 6.9 es que la deformación de tracción para casos con cuantía de 0.33% aumenta constantemente hasta cierto punto, en donde empieza a crecer muy lentamente o incluso no aumenta nada, formándose una especie de “plateau”. Por otro lado, para cuantías mayores, el comportamiento es similar entre estos casos, en donde este “plateau” se forma mucho antes para luego seguir creciendo en forma acelerada, seguido de un crecimiento más lento. Es importante notar que la deriva para el cual empieza este “plateau” en los casos con cuantía de 0.33%, es la misma que para el cual la respuesta de carga horizontal normalizada experimenta las fluctuaciones ya mencionadas. Así, es posible relacionar el fenómeno antes mencionado con estas deformaciones de tracción, las cuales presentan claras diferencias con sus equivalentes de mayor cuantía en bordes.

Luego, para analizar de mejor forma este fenómeno, se decidió obtener el perfil de deformaciones en altura para el borde más traccionado del alma del muro en distintas derivas de techo del análisis, cosa de observar cómo es que varía el perfil a medida que la deriva de techo va aumentando, además de ver su comportamiento antes y después de estos “plateaus” observados. Esto se repitió también para cuantías mayores, pero para las mismas derivas, cosa de poder comparar de mejor forma entre casos. Lo mencionado anteriormente se realizó solo para algunos muros, puesto que los resultados y, por lo tanto, el comportamiento, son similares. Así, este análisis se realizó para el muro rectangular base, el muro T-1

con ala traccionada con ubicaciones 1 y 2 y el muro L con ala traccionada y ubicaciones 1 y 2.

Si bien no se está analizando en gran medida el aspecto global de la respuesta, de todas formas, es interesante ver la respuesta de los muros ante la carga, pero esta vez se verá el momento obtenido en la base del muro y su distribución en altura. Al tratarse de muros en voladizo cargados en la parte de arriba, la distribución de momento tiene forma triangular, que es lo que se decidió mostrar. Sin embargo, se muestran estos valores, pero normalizados, más específicamente, normalizados por el momento de fluencia, definido como el momento para el cual el acero comienza a fluir. Esto se realiza así ya que es interesante ver si el comportamiento tiene algo que ver con la fluencia del refuerzo, que es uno de los primeros fenómenos que ocurre en estos tipos de ensayo. Además, varios “plateaus” en los casos con cuantías de 0.66 % o 1.00 % ocurren en deformaciones unitarias de tracción cercanas al 0.002, valor muy cercano al de la fluencia.

Para definir el momento de fluencia, se tomaron ciertas consideraciones, como las reducciones que consideraban los modelos de acero y el hecho de que varios “plateaus” ocurrían en deformaciones de tracción menores al 0.002, por lo que si se usaba la deformación nominal de fluencia de 0.0021, el punto de fluencia ocurría en puntos más avanzados, en cuanto a deriva, que no coincidían del todo con lo observado en los gráficos. De esta forma, se usó un valor de deformación unitaria del 0.0019, por lo que, en cada muro, cuando alguno de los casos alcanzaba esta deformación, se tomaba esa deriva de techo como el de fluencia y los momentos respectivos como el momento de fluencia en cada caso.

Así, tomando todo esto en cuenta, en las figuras 7.1, 7.2 y 7.3 se muestran todos estos gráficos mencionados para el caso del muro rectangular base con cuantías concentradas del 0.33 %, 0.66 % y 1.00 % respectivamente. Como se mencionó, el comportamiento es muy similar entre los distintos muros, por lo que solo se incluye el caso rectangular para poder discutir el fenómeno mejor, el resto de los casos que se realizó se adjunta en los anexos.

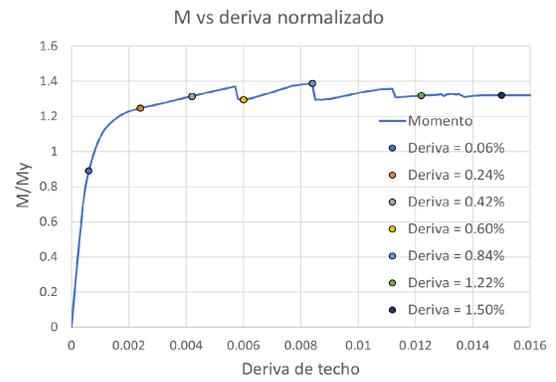
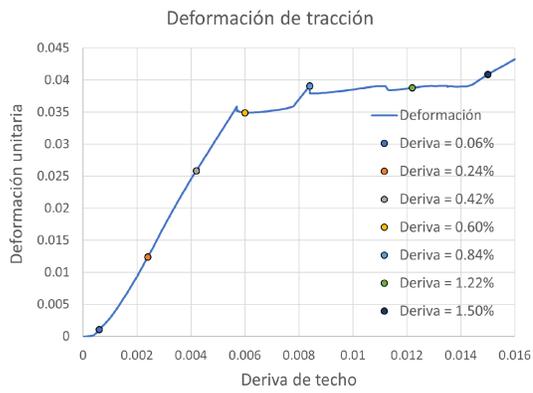
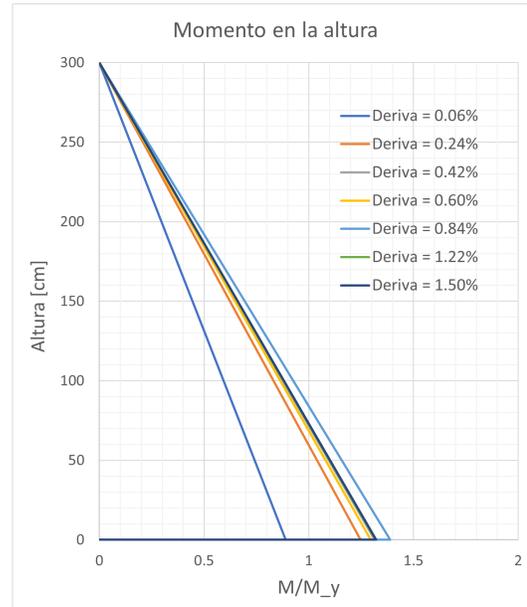
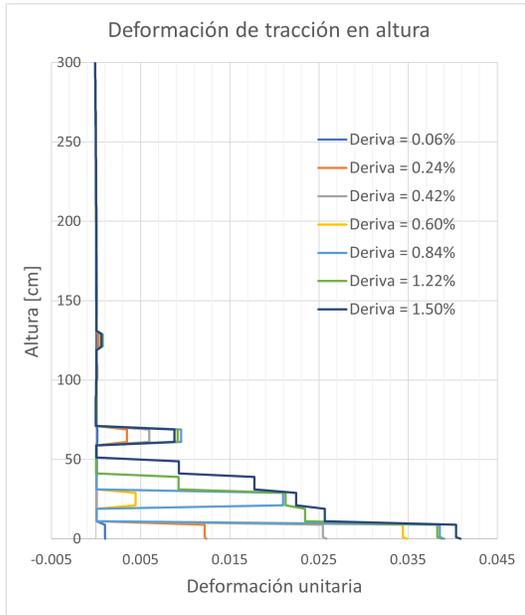


Figura 7.1: Deformaciones en altura para el muro rectangular base con cuantía del 0.33%.

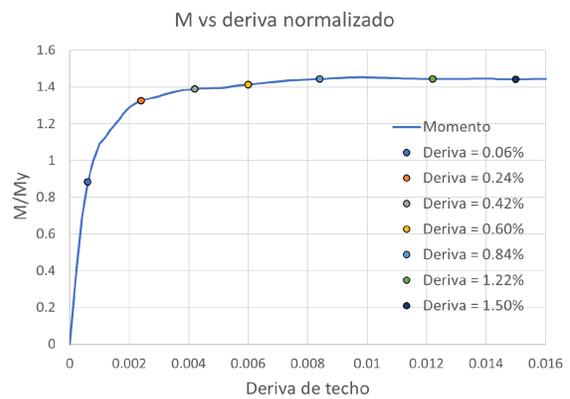
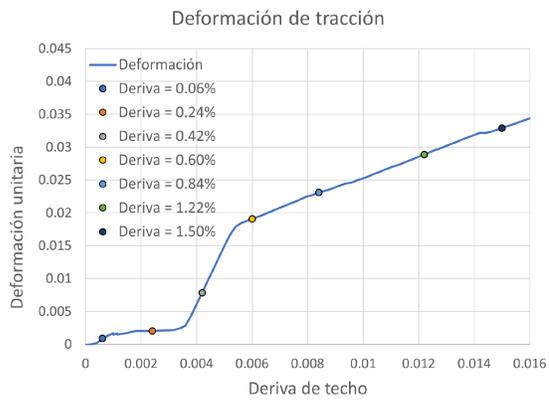
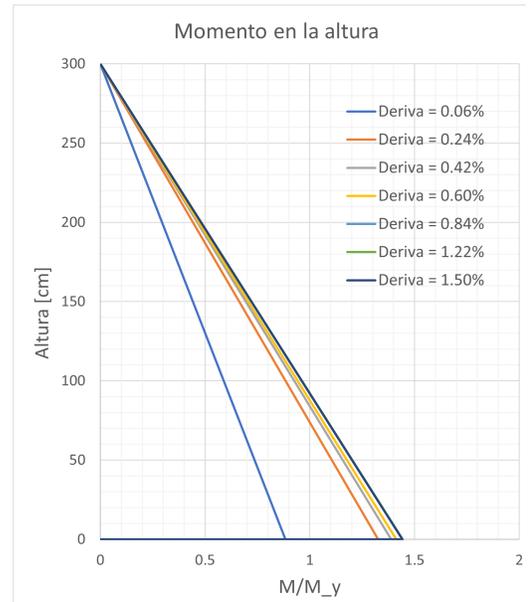
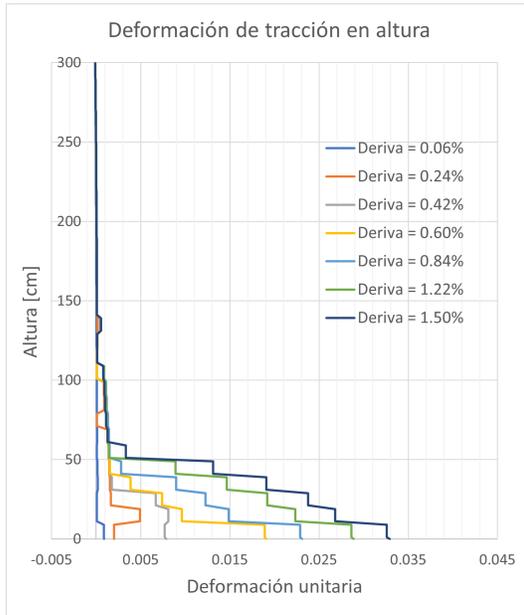


Figura 7.2: Deformaciones en altura para el muro rectangular base con cuantía del 0.66%.

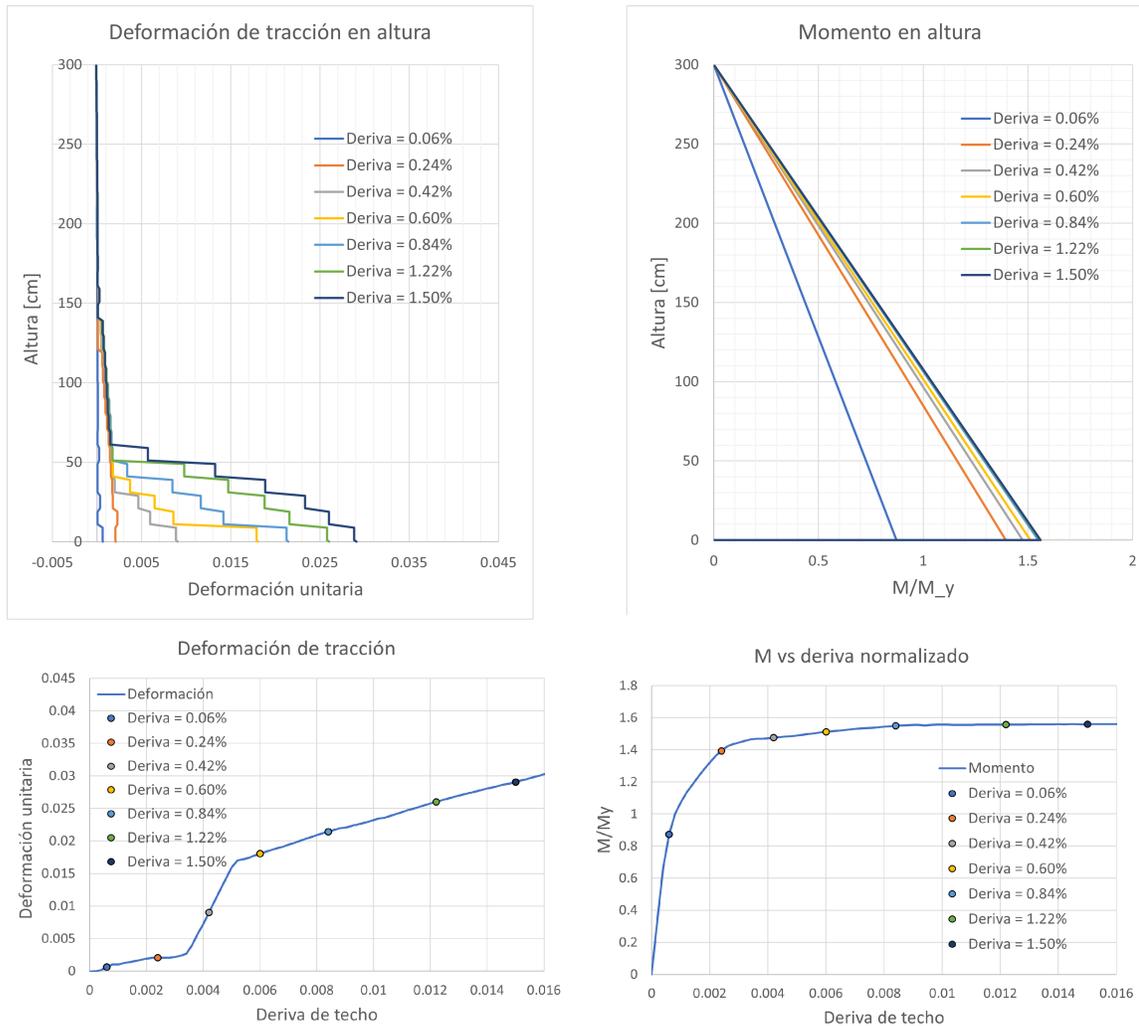


Figura 7.3: Deformaciones en altura para el muro rectangular base con cuantía del 1.00 %.

En las imágenes anteriores, es posible observar que la distribución del daño es mejor en los casos con cuantía igual a la mínima o mayor. En el caso con cuantía menor a la mínima, la distribución de deformaciones muestra grandes deformaciones en la base y en uno o dos puntos más en altura, lo cual coincide con lo mencionado por Henry[7], acerca de que, con menores cuantías, el daño se tiende a distribuir en menos grietas, lo cual puede llevar incluso a fracturas del refuerzo. En este caso, se observa cómo la deformación de tracción crece mucho más rápido en derivas no tan grandes, volviéndose un posible riesgo como lo indica el autor antes mencionado.

Cabe destacar también que, durante estos “plateaus” mencionados en los gráficos de deformación unitaria en función de la deriva, se observa que tiende a coincidir con el momento en que las deformaciones en la altura comienzan a distribuirse en otros niveles sobre la base. Así, estos estancamientos en la deformación unitaria en la base no implican que el muro ha dejado de dañarse, por el contrario, el daño comienza a propagarse en altura y, mientras las cuantías usadas sean menores a la mínima, éste se concentra en principio en pocas zonas y con un mayor valor para las deformaciones unitarias de tracción, como era lo esperado al tenerse menor cantidad de acero en tracción.

Otro punto para destacar es el de la fluencia en el acero ya que, como se observa en las figuras anteriores, en todos los casos se supera el valor para el momento de fluencia de forma relativamente temprana. Así, se observa que, una vez superada la fluencia, las deformaciones crecen cada vez más rápido. También, al observar el momento distribuido en la altura, se observa una sobre resistencia considerable a la de la fluencia, logrando que gran parte de la base alcance valores de momento superiores al M_y . Así, se puede observar que las grandes deformaciones en la base de los muros tienden a calzar con estas zonas de la base cuyos momentos superan al de fluencia.

Capítulo 8

Análisis de resultados

8.1. Deriva del 3%

Como ya se mencionó anteriormente, se analizará la deformación unitaria del borde traccionado de cada muro con el fin de evaluar qué tan bien se comportan, puesto que se observan varios cambios para distintas cuantías, además de que es uno de los puntos críticos de acuerdo a la literatura revisada. De esta manera, se analizará el punto en que la deformación unitaria del borde más traccionado del alma alcanza un valor de 3%, guardando la deriva de techo respectiva para la cual se obtiene este valor como se muestra en la figura 8.1. De esta forma, es posible conocer la capacidad de deformación del muro para llegar ese nivel de deformación unitaria. Se elige una deformación de 3% por las limitaciones mencionadas en la propuesta de norma NCh430, la cual indica que grandes deformaciones de tracción en una zona, puede debilitar ésta misma cuando vuelva a comprimirse, iniciando el pandeo del refuerzo longitudinal, reduciendo su capacidad a compresión. Se señala también que con un límite del 3% de deformación de tracción, es posible llegar a derivas de techo que podrían ser de hasta 1.5%.

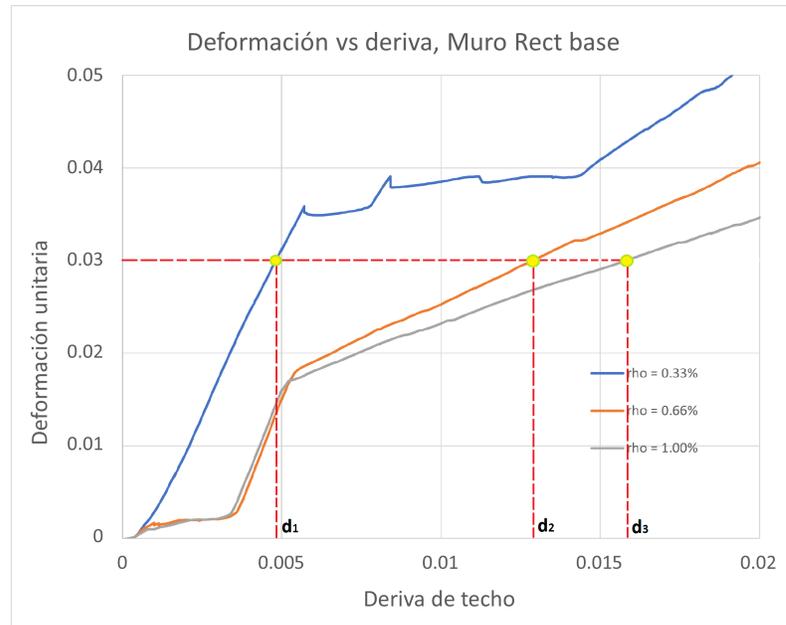


Figura 8.1: Procedimiento para obtener las derivas.

De esta forma, en las tablas 8.1, 8.2, 8.3, 8.4, 8.5, 8.6 y 8.7 se presentan los datos obtenidos de los muros cuando alcanzan la deformación de tracción de 3% para los muros rectangulares, T-1, T-2, L, C, Z y F respectivamente y con ubicación 1. En las tablas se muestra el valor de la deriva y el momento en la base obtenidos en ese punto, además de valores asociados a la armadura en el muro. Se muestra el área total ocupada por el acero en la sección, además de la cantidad de acero concentrado en la sección, este último valor se agrega ya que es el que más varía de caso a caso.

Tabla 8.1: Caso rectangular para llegar a la deformación unitaria del 3%.

Muro	ρ_l [%]	Deriva [%]	M[kN·m]	$A_{s_{total}}$ [mm ²]	$A_{s_{conc}}$ [mm ²]
Rect conf	0.33	0.49	658.9	846.0	396.0
	0.66	1.29	737.8	1242.0	792.0
	1.00	1.58	826.5	1650.0	1200.0
Rect s/conf	0.33	0.47	638.5	846.0	396.0
	0.66	1.30	656.3	1242.0	792.0
	1.00	1.64	694.2	1650.0	1200.0
Rect fc50	0.42	0.58	987.2	954.0	504.0
	0.84	1.37	1124.1	1458.0	1008.0
	1.26	1.67	1190.0	1962.0	1512.0
Rect esb6	0.33	0.75	617.7	846.0	396.0
	0.66	1.74	691.8	1242.0	792.0
	1.00	2.02	772.9	1650.0	1200.0
Rect ca20	0.33	0.61	1016.3	846.0	396.0
	0.66	-	-	1242.0	792.0
	1.00	-	-	1650.0	1200.0

Tabla 8.2: Caso muro T-1 para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 1”.

Muro	ρ_l [%]	Deriva [%]	M[kN·m]	$A_{s_{total}}$ [mm ²]	$A_{s_{conc}}$ [mm ²]
T-1 alaC	0.33	0.55	806.9	2265.0	990.0
	0.66	1.27	908.4	3255.0	1980.0
	1.00	1.53	1019.9	4275.0	3000.0
T-1 alaT	0.33	1.33	1782.2	2265.0	990.0
	0.66	1.70	2192.8	3255.0	1980.0
	1.00	1.92	2571.4	4275.0	3000.0

Por otro lado, en las tablas 8.8, 8.9, 8.10, 8.11, 8.12 y 8.13 se muestran los mismos parámetros que en el caso para la ubicación tipo 1 de la armadura pero para los muros T-1, T-2, L, C, Z y F respectivamente con ubicación 2 de la armadura. De modo que se puede

Tabla 8.3: Caso muro T-2 para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 1”.

Muro	ρ_l [%]	Deriva [%]	M[kN·m]	$A_{s_{total}}$ [mm ²]	$A_{s_{conc}}$ [mm ²]
T-2 alaC	0.33	0.71	23091.7	6351.0	2376.0
	0.66	1.35	26577.5	8727.0	4752.0
	1.00	1.63	29902.1	11175.0	7200.0
T-2 alaT	0.33	1.23	40601.1	6351.0	2376.0
	0.66	1.48	45692.7	8727.0	4752.0
	1.00	1.67	50009.0	11175.0	7200.0

Tabla 8.4: Caso muro L para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 1”.

Muro	ρ_l [%]	Deriva [%]	M[kN·m]	$A_{s_{total}}$ [mm ²]	$A_{s_{conc}}$ [mm ²]
L alaT	0.33	1.10	1736.2	1560.0	660.0
	0.66	1.54	1988.4	2220.0	1320.0
	1.00	1.89	2205.8	2900.0	2000.0

Tabla 8.5: Caso muro C para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 1”.

Muro	ρ_l [%]	Deriva [%]	M[kN·m]	$A_{s_{total}}$ [mm ²]	$A_{s_{conc}}$ [mm ²]
C	0.33	0.46	15760.0	6828.0	2178.0
	0.66	1.63	18816.0	9006.0	4356.0
	1.00	2.02	21679.8	11250.0	6600.0

Tabla 8.6: Caso muro Z para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 1”.

Muro	ρ_l [%]	Deriva [%]	M[kN·m]	$A_{s_{total}}$ [mm ²]	$A_{s_{conc}}$ [mm ²]
Z	0.33	0.43	1991.6	2415.0	990.0
	0.66	1.35	2338.8	3405.0	1980.0
	1.00	1.70	2727.4	4425.0	3000.0

Tabla 8.7: Caso muro F para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 1”.

Muro	ρ_l [%]	Deriva [%]	M[kN·m]	$A_{s_{total}}$ [mm ²]	$A_{s_{conc}}$ [mm ²]
F alaT	0.33	0.95	47364.6	6873.0	2673.0
	0.66	1.47	53394.5	9546.0	5346.0
	1.00	1.71	58690.6	12300.0	8100.0

observar la deriva y el momento obtenido cuando se alcanza la deformación de tracción del 3%, además de la cantidad de armadura total y concentrada para cada caso nuevamente.

Tabla 8.8: Caso muro T-1 para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 2”.

Muro	ρ_l [%]	Deriva [%]	M[kN·m]	$A_{s_{total}}$ [mm ²]	$A_{s_{conc}}$ [mm ²]
T-1 alaT	0.33	1.34	1755.0	2217.0	792.0
	0.66	1.62	2067.6	3009.0	1584.0
	1.00	1.68	2346.3	3825.0	2400.0

Tabla 8.9: Caso muro T-2 para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 2”.

Muro	ρ_l [%]	Deriva [%]	M[kN·m]	$A_{s_{total}}$ [mm ²]	$A_{s_{conc}}$ [mm ²]
T-2 alaT	0.33	0.46	39531.0	6207.0	1782.0
	0.66	1.41	43615.2	7989.0	3564.0
	1.00	1.59	46730.6	9825.0	5400.0

Tabla 8.10: Caso muro L para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 2”.

Muro	ρ_l [%]	Deriva [%]	M[kN·m]	$A_{s_{total}}$ [mm ²]	$A_{s_{conc}}$ [mm ²]
L alaT	0.33	1.16	1700.6	1496.0	396.0
	0.66	1.28	1825.7	1892.0	792.0
	1.00	1.38	1930.9	2300.0	1200.0

Tabla 8.11: Caso muro C para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 2”.

Muro	ρ_l [%]	Deriva [%]	M[kN·m]	$A_{s_{total}}$ [mm ²]	$A_{s_{conc}}$ [mm ²]
C	0.33	0.71	15982.3	6834.0	1584.0
	0.66	1.62	18149.5	8418.0	3168.0
	1.00	1.94	20273.1	10050.0	4800.0

Tabla 8.12: Caso muro Z para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 2”.

Muro	ρ_l [%]	Deriva [%]	M[kN·m]	$A_{s_{total}}$ [mm ²]	$A_{s_{conc}}$ [mm ²]
Z	0.33	0.44	1949.2	2271.0	396.0
	0.66	0.91	2036.8	2667.0	792.0
	1.00	1.04	2227.2	3075.0	1200.0

Para ver de mejor forma el área de acero en cada caso, se grafica el área total en la sección la cual se dividirá por el área de la sección transversal del muro, así, se obtiene una especie de cuantía total promedio en cada caso, de modo que se pueda comparar de mejor forma entre distintos casos y ver su comportamiento en función de la cuantía de borde utilizada. Además, es posible observar qué tanto cambia esta cuantía promedio al utilizar la ubicación 1 o 2 para distribuir la armadura. De esta forma, en las figuras 8.2, 8.3 y 8.4 se muestra la

Tabla 8.13: Caso muro F para llegar a la deformación unitaria del 3% con “ubicación 2”.

Muro	ρ_l [%]	Deriva [%]	M[kN·m]	$A_{s_{total}}$ [mm ²]	$A_{s_{conc}}$ [mm ²]
F alaT	0.33	1.00	48393.6	6702.0	2277.0
	0.66	1.65	53631.2	8979.0	4554.0
	1.00	1.90	56977.3	11325.0	6900.0

cuantía total promedio en función de la cuantía de borde para los muros T-1-T-2, C-Z y L-F respectivamente.

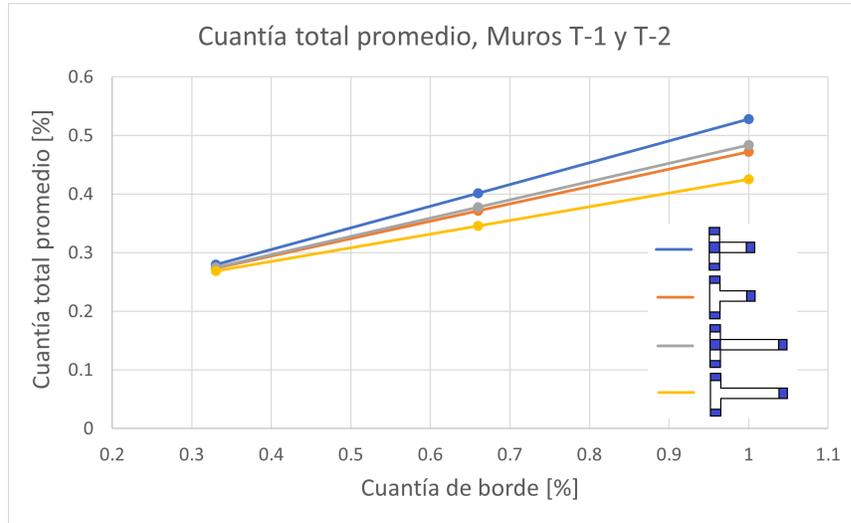


Figura 8.2: Cuantía total promedio para muros T-1 y T-2.

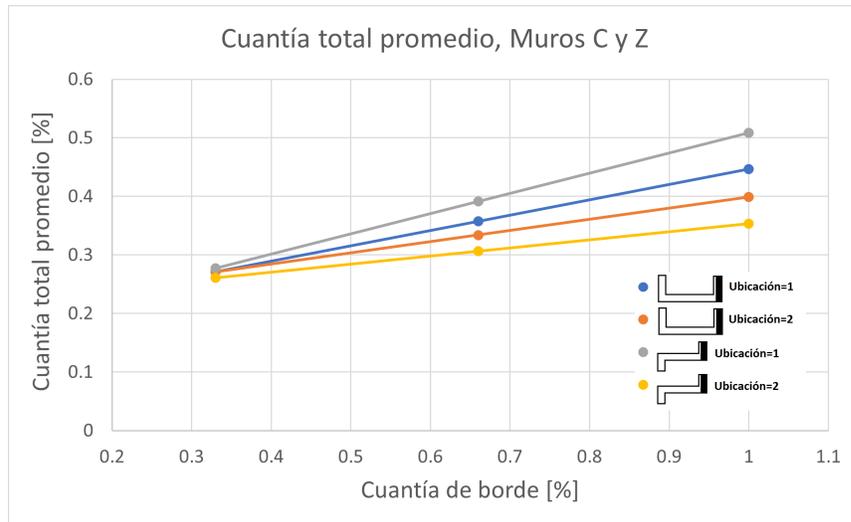


Figura 8.3: Cuantía total promedio para muros C y Z.

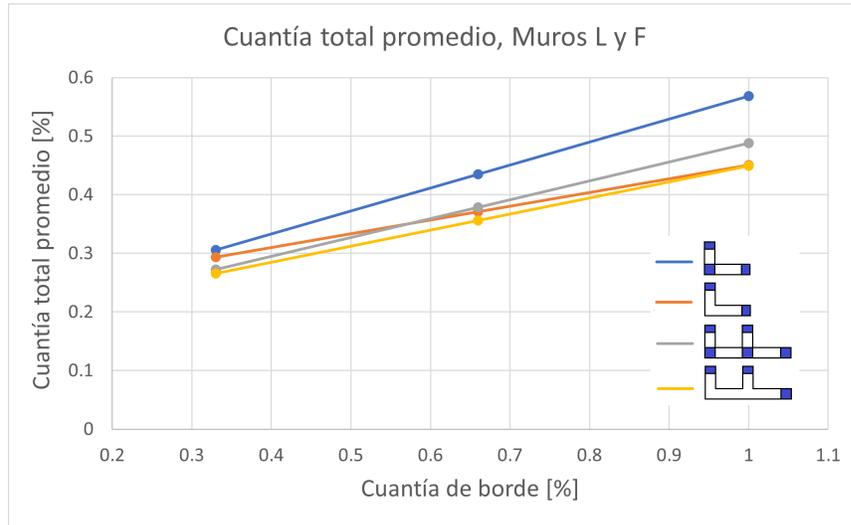


Figura 8.4: Cuantía total promedio para muros L y F.

8.2. Criterio M_n/M_{cr}

De las tablas anteriores, es posible observar que las derivas en las cuales se obtiene la deformación del 3% dependen en gran medida de la cuantía de borde utilizada. Sin embargo, como se mencionó en el capítulo 1, se desea observar si es que es posible relacionar el comportamiento de los muros a la misma vez con el criterio de M_n/M_{cr} . En primer lugar, se quiere que el cociente sea mayor a 1, pero también es deseable encontrar rangos de valores de esta relación para los cuales los muros se comporten mejor, es decir, para los cuales la deriva del 3% sea considerable, de modo que se pueda relacionar de forma concreta con este criterio.

Para esto, a partir de los modelos, se obtuvo los momentos en la base asociados al momento de fisuramiento y al nominal a partir de las deformaciones de la fibra traccionada y comprimida en el muro. El M_{cr} se obtuvo como el momento para el cual la fibra traccionada tiene una deformación unitaria igual a la deformación unitaria de fisuramiento del hormigón debido a tracción. Por otro lado, el M_n se define como el momento para el cual la fibra comprimida tiene una deformación unitaria de compresión igual a 0.003.

De esta forma, en las tablas 8.14, 8.15, 8.16, 8.17, 8.18, 8.19 y 8.20 se muestran los valores de ambos momentos y el cociente obtenido para los muros rectangulares, T-1, T-2, L, C, Z y F respectivamente.

Tabla 8.14: Cociente M_n/M_{cr} para muros rectangulares

Muro	ρ_l [%]	M_{cr} [kN·m]	M_n [kN·m]	M_n/M_{cr}
Rect base	0.33	286.1	649.4	2.27
	0.66	266.5	712.3	2.67
	1.00	269.8	788.4	2.92
Rect s/conf	0.33	291.9	628.3	2.15
	0.66	295.4	693.8	2.35
	1.00	299.0	770.5	2.58
Rect fc50	0.42	435.7	966.0	2.22
	0.84	439.0	1049.9	2.39
	1.26	442.4	1144.3	2.59
Rect esb6	0.33	285.1	612.8	2.15
	0.66	287.7	667.8	2.32
	1.00	290.6	740.2	2.55
Rect ca20	0.33	475.2	984.5	2.07
	0.66	478.6	1059.5	2.21
	1.00	482.2	1131.9	2.35

Tabla 8.15: Cociente M_n/M_{cr} para muro T-1

Muro	ρ_l [%]	M_{cr} [kN·m]	M_n [kN·m]	M_n/M_{cr}
T-1 alaC	0.33	474.0	862.9	1.82
	0.66	484.8	989.9	2.04
	1.00	491.6	1121.3	2.28
T-1 alaT1	0.33	892.4	1589.3	1.78
	0.66	846.8	1964.7	2.32
	1.00	873.9	2298.2	2.63
T-1 alaT2	0.33	836.7	1584.9	1.89
	0.66	842.2	1878.8	2.23
	1.00	850.9	2129.9	2.50

De esta forma, es posible graficar las derivas antes encontradas en función de estos cocientes calculados con el fin de observar el comportamiento en cada muro. En las figuras 8.5, 8.6, 8.7 y 8.8 se muestra la deriva del 3% en función del cociente M_n/M_{cr} para los muros rectangulares, T-1-T-2, C-Z y L-F respectivamente en donde es posible distinguir la cuantía de borde utilizada en cada caso con la forma geométrica de cada punto.

Tabla 8.16: Cociente M_n/M_{cr} para muro T-2

Muro	ρ_l [%]	M_{cr} [kN·m]	M_n [kN·m]	M_n/M_{cr}
T-2 alaC	0.33	8438.3	18760.5	2.22
	0.66	8662.2	29434.0	3.40
	1.00	8925.9	32385.6	3.63
T-2 alaT1	0.33	24225.9	38440.0	1.59
	0.66	25540.0	42532.6	1.67
	1.00	26767.5	46387.6	1.73
T-2 alaT2	0.33	25500.0	37739.1	1.48
	0.66	26351.6	40676.0	1.54
	1.00	26688.5	43284.8	1.62

Tabla 8.17: Cociente M_n/M_{cr} para muro L

Muro	ρ_l [%]	M_{cr} [kN·m]	M_n [kN·m]	M_n/M_{cr}
L alaT1	0.33	943.5	1706.2	1.81
	0.66	953.5	1855.9	1.95
	1.00	962.0	2015.6	2.10
L alaT2	0.33	945.0	1658.4	1.75
	0.66	951.1	1743.4	1.83
	1.00	956.6	1829.9	1.91

Tabla 8.18: Cociente M_n/M_{cr} para muro C

Muro	ρ_l [%]	M_{cr} [kN·m]	M_n [kN·m]	M_n/M_{cr}
C 1	0.33	10572.9	16531.2	1.56
	0.66	10657.0	17276.0	1.62
	1.00	10712.0	19132.9	1.79
C 2	0.33	10987.5	15982.3	1.45
	0.66	11052.1	16668.5	1.51
	1.00	11099.7	18052.7	1.63

Tabla 8.19: Cociente M_n/M_{cr} para muro Z

Muro	ρ_l [%]	M_{cr} [kN·m]	M_n [kN·m]	M_n/M_{cr}
Z 1	0.33	1352.6	2098.4	1.55
	0.66	1314.2	2185.7	1.66
	1.00	1346.3	2459.4	1.83
Z 2	0.33	1305.6	1929.1	1.48
	0.66	1310.4	2006.2	1.53
	1.00	1314.1	2164.7	1.65

Tabla 8.20: Cociente M_n/M_{cr} para muro F

Muro	ρ_l [%]	M_{cr} [kN·m]	M_n [kN·m]	M_n/M_{cr}
F alaT1	0.33	26946.6	46419.3	1.72
	0.66	27614.8	50248.7	1.82
	1.00	25352.8	54444.9	2.15
F alaT2	0.33	27342.3	47292.5	1.73
	0.66	27660.0	49954.9	1.81
	1.00	25422.6	53368.5	2.10

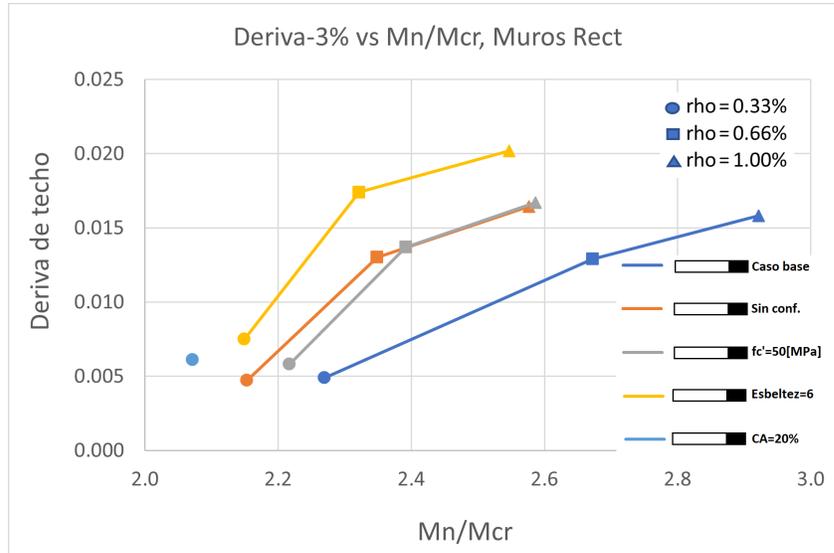


Figura 8.5: Deriva de 3% en función de M_n/M_{cr} para muros rectangulares.

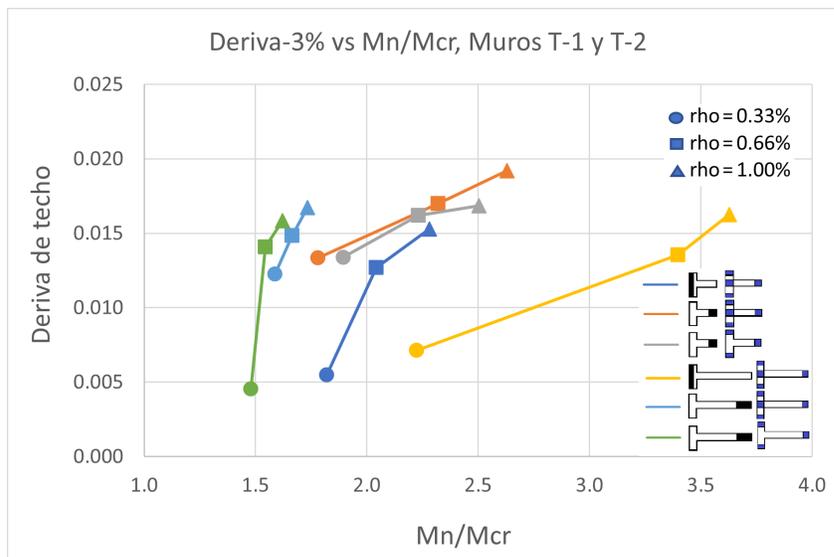


Figura 8.6: Deriva de 3% en función de M_n/M_{cr} para muros T-1 y T-2.

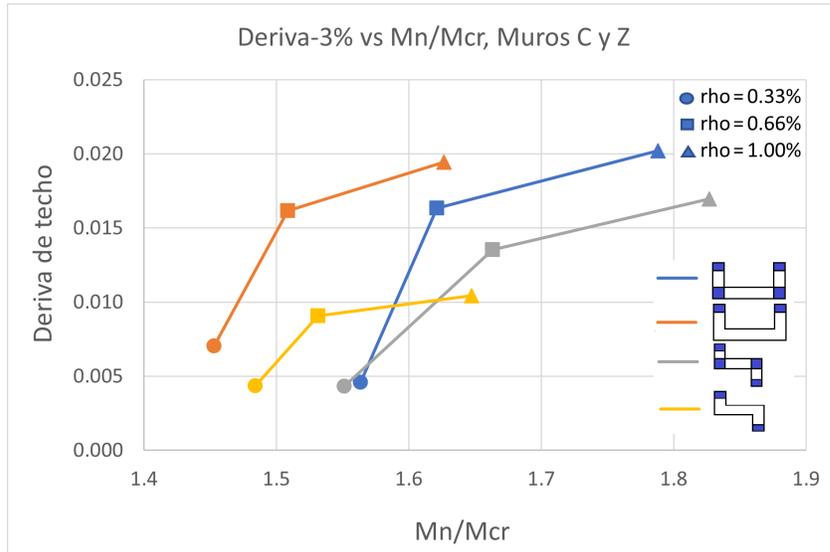


Figura 8.7: Deriva de 3% en función de M_n/M_{cr} para muros C y Z.

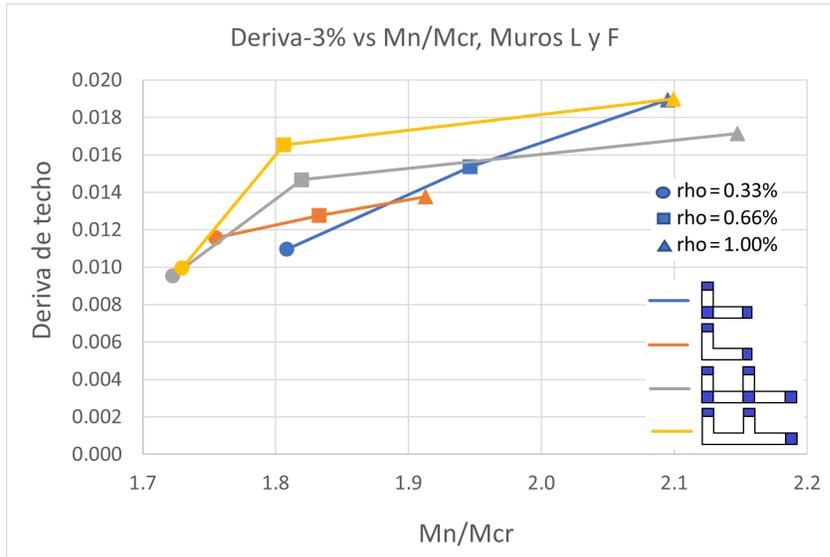


Figura 8.8: Deriva de 3% en función de M_n/M_{cr} para muros L y F.

Como es posible observar, el valor del cociente varió de caso a caso y no es posible afirmar que existe algún valor en específico para el cual las derivas son mayores, puesto que cambia en todos los casos. Así, no es posible relacionar las derivas obtenidas con el criterio de M_n/M_{cr} .

Por otro lado, al graficar las derivas del 3% en función de las cuantías de borde utilizadas, es posible observar que los resultados se ordenan de mejor forma. De este modo, en las figuras 8.9, 8.10, 8.11 y 8.12 se muestra la deriva del 3% en función de la cuantía de borde utilizada para los muros rectangulares, T-1-T-2, C-Z y L-F respectivamente. En estos gráficos mencionados, es posible observar que la deriva del 3% termina siendo mayor al 1% en general al usar un valor de cuantía de borde igual a la mínima o mayor, mientras que al usar un valor menor, esta deriva tienden a ser más chicos, más cercanas al 0.5%. Así, es posible relacionarlo de forma más directa con la cuantía utilizada en vez del criterio de M_n/M_{cr} .

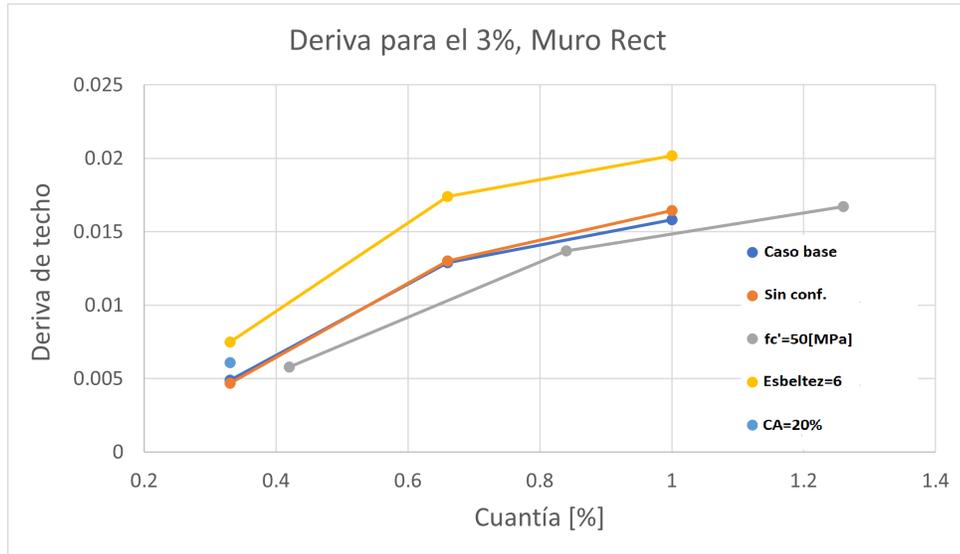


Figura 8.9: Deriva de 3% en función de la cuantía de borde para muros rectangulares.

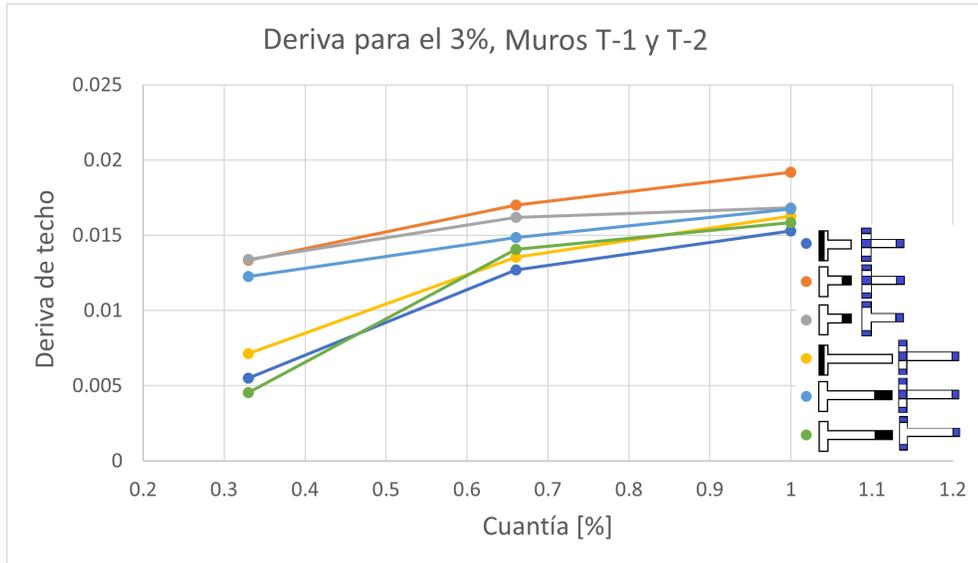


Figura 8.10: Deriva de 3% en función de la cuantía de borde para muros T-1 y T-2.

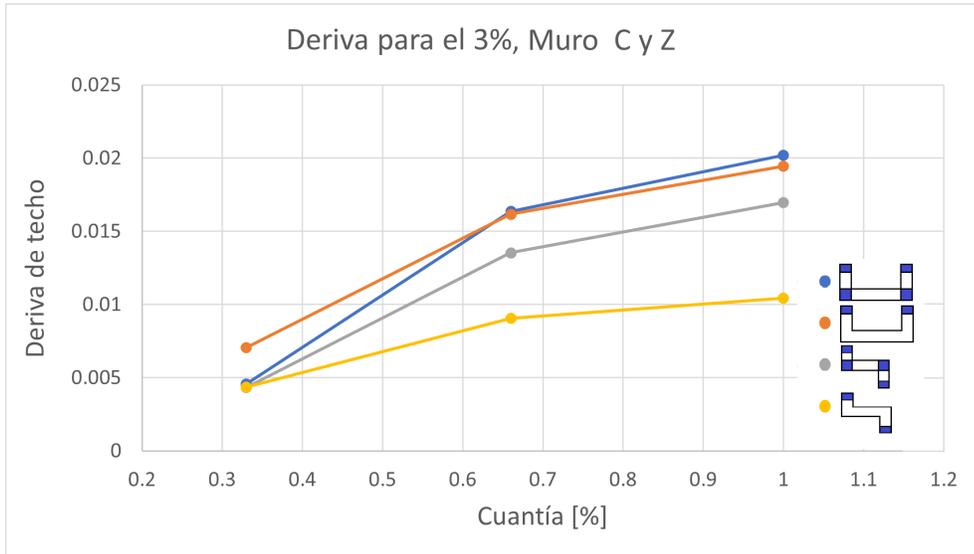


Figura 8.11: Deriva de 3% en función de la cuantía de borde para muros C y Z.

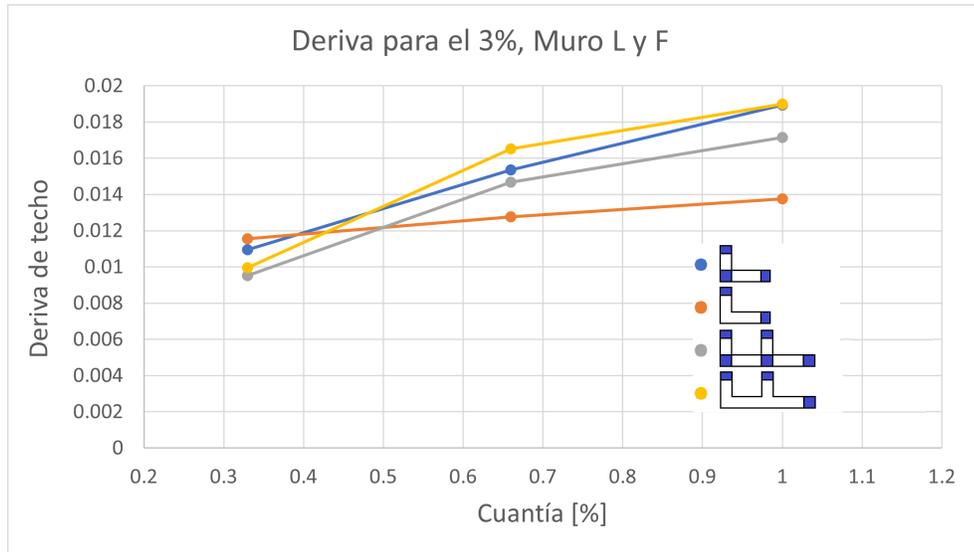


Figura 8.12: Deriva de 3% en función de la cuantía de borde para muros L y F.

Capítulo 9

Caso especial

A modo de caso extra, luego de ver los resultados, se decidió volver a modelar el caso del muro F, pero esta vez sin usar armadura concentrada en la ala intermedia, solo en la que queda más al extremo, como se muestra en la figura 9.1. De esta forma, se toma el caso del muro F con ubicación 1, que es con el cual se comparará, y se le quita esta armadura extra intermedia, puesto que al quedar en una zona intermedia, se espera que no cause mayor impacto al resultado obtenido.

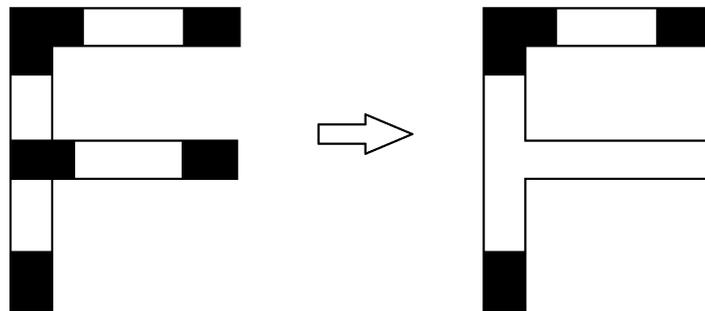


Figura 9.1: Nueva configuración del muro F.

Luego de correr los modelos, se observó que las respuestas globales son muy parecidas como se observa en la figura 9.2, en donde se muestra el gráfico para el muro F con ubicación 1 y esta nueva configuración, denominada con un “FL”.

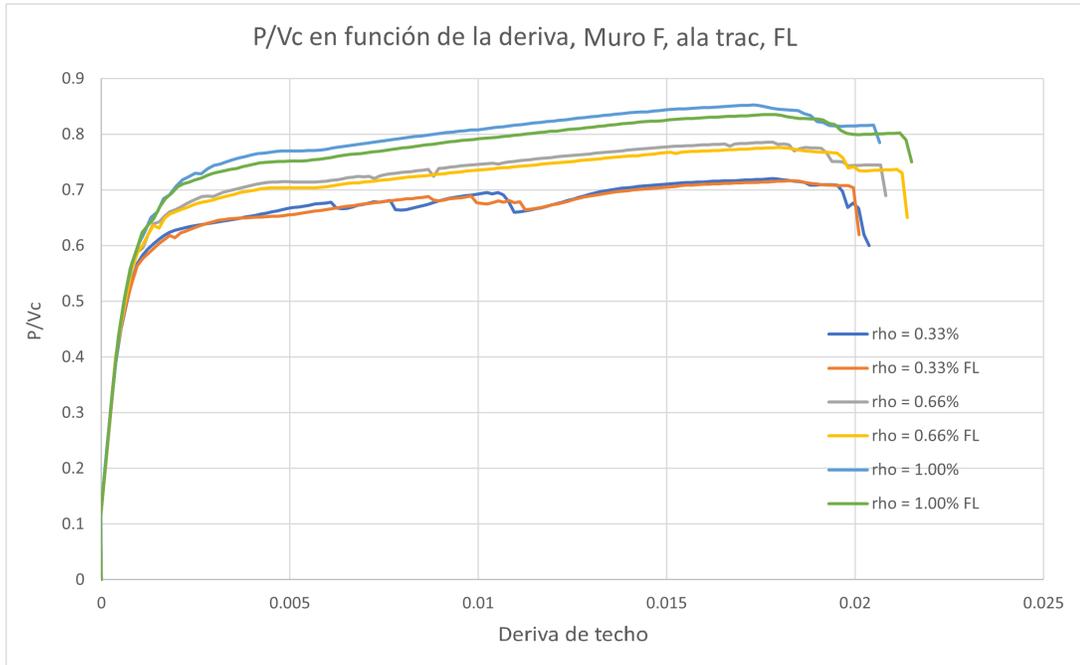


Figura 9.2: Respuesta global para la nueva configuración.

También, es posible comparar las deformaciones de la fibra traccionada de ambos casos, como se muestra en la figura 9.3. Es posible observar que nuevamente los valores no cambiaron considerablemente, siendo muy similares entre sí.

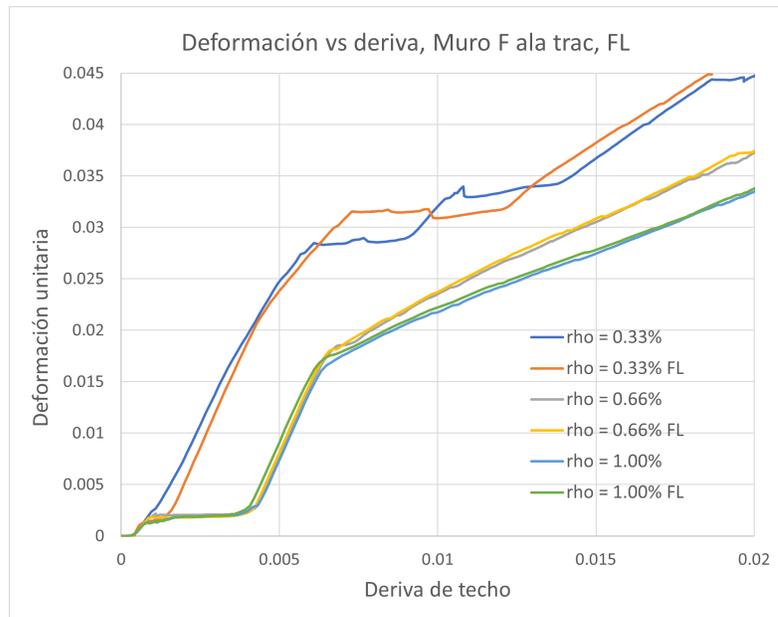


Figura 9.3: Deformación de tracción para la nueva configuración.

Además de esto, al tener esta nueva configuración, es posible hacer la comparación con el caso de un muro L, puesto que en el nuevo muro F, se tiene armadura concentrada únicamente en el alma y en el ala extrema, como en un muro L, mientras que el ala intermedia se desprecia al solo tener una cuantía mínima del 0.25%. De esta manera, en la figura 9.4 se muestra la deformación de tracción de este nuevo caso comparado con la obtenida para el muro L. En

este nuevo gráfico se observan más cambios que en el anterior, sin embargo, la forma y los valores siguen siendo bastante cercanos, con lo que el nuevo caso podría estarse comportando efectivamente como un muro L.

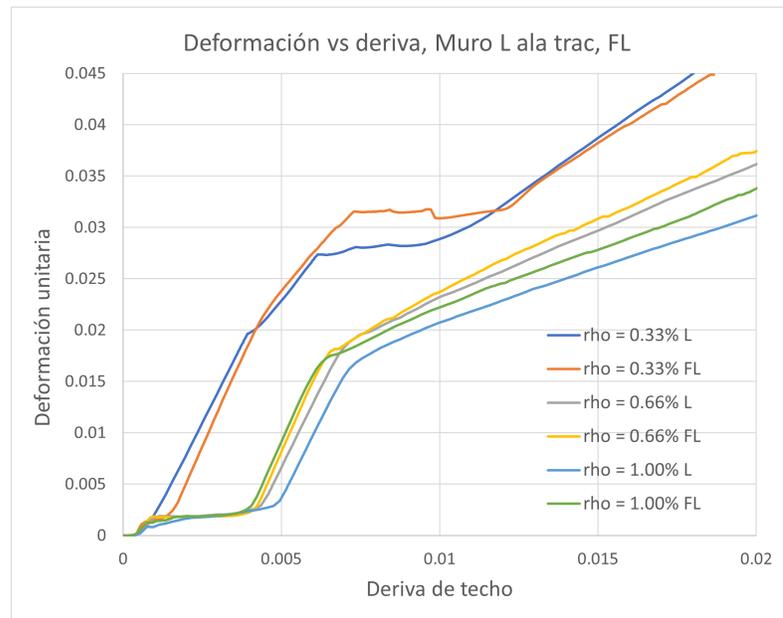


Figura 9.4: Deformación de tracción para la nueva configuración y el muro L.

Capítulo 10

Conclusiones

A pesar de solo ser uno de todos los diversos puntos al diseñar muros, la cuantía mínima es de gran importancia, puesto que debe ser capaz de resistir las distintas sollicitaciones a las que se vea sometida mientras mantiene un buen comportamiento que ayudará a que el muro y, por lo tanto, la estructura total, no ponga en riesgo a las personas que lo utilicen. Es por esto por lo que es de suma importancia asegurarse que las normativas actuales de diseño sean las adecuadas, además de poder realizar distintas observaciones al respecto que podrían ayudar a mejorar las disposiciones actuales en un futuro.

Por esto, el estudio analítico que se llevó a cabo buscaba verificar la actual normativa de la ACI a través de la modelación de distintos casos típicos en el caso chileno en donde se fue variando la cuantía concentrada en torno a valores cercanos al mínimo dispuesto por la normativa mencionada.

Lo primero que se puede destacar es que el framework “SAFE-TB” desarrollado por Rojas[16] basado en elementos finitos es una buena herramienta para llevar a cabo este tipo de estudio, puesto que es capaz de modelar estructuras tridimensionales de gran complejidad. Además, es capaz de tomar en cuenta la no linealidad de los distintos materiales, pudiendo utilizar distintas leyes constitutivas según lo requiera el caso, como se hizo al utilizar las leyes constitutivas de Menegetto y Pinto[14] o la de Mander[12] en el acero.

Esto último pudo ser observado al llevar a cabo la verificación experimental, en donde se modelaron muros ensayados por Henry[11]. Estos muros fueron construidos utilizando las cuantías mínimas entregadas por la normativa neozelandés, las cuales resultaban bajas y que terminaron aumentándose por lo mismo. De esta forma, son un buen conjunto de muros para considerar, puesto que lo que se busca es modelar distintos muros con cuantías cercanas a la mínima y que muestren su respuesta de forma correcta.

Al realizar la validación y luego de las distintas modificaciones que se realizaron, se llegó a una metodología que mostraba resultados coherentes entre sí y con lo observado de los experimentos. Las caídas de resistencia se mostraron acorde a los ensayos llevados a cabo por Henry[11], además de que, al comparar los resultados de los muros comparables entre sí, se encontró que se comportaban bien de acorde a las diferencias que presentaban como ya se mencionó. De esta forma, se concluye que, si bien en general es posible modelar distintos casos, es necesario tomar distintas consideraciones al llevarlo a cabo con el fin de conseguir

resultados que tengan sentido y que se asemejen con la realidad.

Lo siguiente fue llevar a cabo la modelación de los muros en cuestión, tomando en cuenta las distintas consideraciones que se determinaron al realizar la validación experimental, cosa de que los modelos sean capaces de capturar el comportamiento de muros de hormigón armados con bajas cuantías.

De los resultados obtenidos, es posible concluir que las disposiciones entregadas por el código ACI 318-19 son satisfactorias. Esto ya que, en primer lugar, se notó que los casos que utilizaban la cuantía mínima o una incluso mayor no presentaban el problema que sí presentaban los casos con 0.33 %, los cuales tenían un mayor crecimiento para la deformación de la fibra traccionada del muro. Por otro lado, también se observa en las figuras 8.9, 8.10, 8.11 y 8.12 que en los casos que usan cuantía mínima, su capacidad de deformación para llegar a la deformación del 3 % es mayor a las del caso con cuantías menores, lo cual mejora aún más si se utilizan valores mayores al 0.66 %.

De las figuras antes mencionada, es posible observar que las derivas obtenidas para llegar al 3 % de la deformación de tracción son en casi su totalidad mayores al 1 %, con valores que oscilan entre el 1.5 % de hecho. Mientras, los casos con cuantías mayores a la mínima tienen capacidades incluso mayores, siendo la mayoría mayor al 1.5 % de deriva y acercándose más al 2 % de la deriva de techo, valores bastante dúctiles. Esto asegura que los muros necesitarían de grandes deformaciones para poder alcanzar este valor límite para la deformación de tracción, por lo que los problemas antes mencionados del posible pandeo de las barras se vuelven menos relevantes.

Por otro lado, al usar cuantías menores a la recomendada como mínima por la ACI, se observa que la capacidad de deformación se ve bastante reducida. En las figuras 8.9, 8.10, 8.11 y 8.12 ya mencionadas, se observa como varios de los casos se concentran cerca de una deriva del 0.5 %, salvo algunas excepciones que se acercan más al 1 % o que incluso lo superan. Sin embargo, dado que una cantidad considerable está más cerca del primer valor mencionado, estos casos se vuelven más riesgosos para sollicitaciones cíclicas que podrían llevar a una degradación de la resistencia por pandeo. Así, es posible afirmar que lo más aconsejable es seguir la normativa vigente para evitar problemas.

En cuanto a los casos denominados con “ubicación 2”, se puede aseverar que podrían ser una buena alternativa para la distribución de armadura señalada por el ACI. Esta opción descrita anteriormente busca asimilarse al caso rectangular que ya ha sido tan estudiado y que muestra buenas respuestas al usar la cuantía mínima. Cabe destacar que en este nuevo tipo de “ubicación” del refuerzo, si la/s ala/s reducen por completo su largo, dejando solo el alma del muro, lo que queda sería la disposición base del ACI para muros rectangulares, con la cantidad de acero requerida a ambos extremos, la cual se verificó que se comporta de forma correcta.

De las tablas 8.8, 8.9, 8.10, 8.11, 8.12 y 8.13 se observa la capacidad de deformación para estos casos específicos. Es posible apreciar que, en la mayoría de los casos, las capacidades no se han visto reducidas de forma importante, mientras que en el caso del muro F, las derivas de techo aumentaron, posiblemente debido a que, al concentrar la armadura en la intersección y

al tener un alma tan grande, las cuantías usadas en esa intersección aumentaron, ayudando a mejorar las capacidades de deformación en estos muros. Sin embargo, en casos como el muro Z, estos valores se vieron más afectados. Si bien se siguen obteniendo capacidades cercanas al 1 % de deriva de techo para los casos con cuantía mínima o mayor a la mínima, es posible que, al tener un alma más corta, haya pasado el caso contrario al del muro F, de modo que no se necesitó tanta cuantía en las intersecciones. Las comparaciones de los casos de ubicación 1 y 2 se pueden apreciar mejor en las figuras 8.9, 8.10, 8.11 y 8.12 ya mencionadas.

De todas formas, los resultados obtenidos son satisfactorios y muestran que, si se combina esta distribución de armadura tipo “ubicación 2” con las disposiciones de la normativa más actual de la ACI 318, es decir, utilizando la cuantía mínima requerida o mayor, las capacidades de deformación siguen siendo más que aceptables y alejan a los muros de un posible pandeo prematuro. Además, cabe destacar que, como se observa de las tablas finales, estas formas alternativas de ubicación de armadura presentan una reducción en la armadura total y una reducción incluso mayor al tomar solo las armaduras concentradas en los bordes, lo cual significa un ahorro de material. La mayor reducción en la armadura de borde puede ser bastante importante dado que en estas zonas se suele concentrar barras con mayores diámetros, por lo que una reducción de estos tipos de armadura que suelen tener un mayor precio podría reducir en gran forma los costos en la construcción de estos muros.

Por otro lado, fue posible determinar que el criterio de M_n/M_{cr} no es del todo confiable para determinar si un muro tendrá altas o bajas derivas para llegar al 3 %. Se observó que el valor del cociente varió en gran medida y que, si bien siempre fue mayor a 1, de todas formas habían casos con derivas bajas, representando una menor capacidad de deformación. Así, es posible afirmar que lo mejor sería no tomar en cuenta este tipo de criterio y quedarse con lo expuesto por la norma, ya que, como ya se mencionó, al usar una cuantía de borde igual a la mínima o mayor, los resultados tienden a ser mejores que si se usara un valor menor.

También, en cuanto al caso especial del muro F, se observó que al cargar el muro en la dirección del alma, la ala intermedia no aporta mucho en cuanto a la respuesta global ni local, puesto que los resultados obtenidos son casi exactos al caso con cuantías mayores en esa ala. Así, es una configuración muy similar a la de un muro L ya que se ignora el ala en medio, mostrando que es posible ahorrar material en algunos tipos de muros, puesto que no es necesario cubrir con armadura extra todas las intersecciones o bordes existentes, mientras se tenga armadura en los bordes más extremos como se mostró en este ejemplo.

En cuanto al fenómeno encontrado en el caso con cuantías del 0.33 %, cabe destacar el hecho de que el comportamiento coincide con el descrito por Henry[7], en donde una baja cuantía hace que la distribución del daño en la altura sea menos eficiente, pudiendo influir en cosas como el largo de rótula plástica, evitando así que los muros se comporten como se esperaría al momento de diseñar y llegando a fallas que no se tenían consideradas. Si bien el caso con menor cuantía tiene una zona tipo “plateau” en la que el gran crecimiento de la deformación de tracción se estanca debido a que las deformaciones tratan de propagarse hacia arriba, esto no necesariamente indica que el muro podrá aguantar más mientras estas deformaciones no crezcan. Como ya se mencionó, el daño se está esparciendo en altura, pero a partir de unas pocas zonas localizadas, en las cuales podría concentrarse grandes daños, que es lo que se busca evitar a partir de lo encontrado en el caso neozelandés. Además, si se

llegaran a tener grandes desplazamientos en las estructuras de forma súbita y en las distintas direcciones, como es en el caso de algunos terremotos, el refuerzo podría sufrir grandes deformaciones unitarias en tracción y que, luego al comprimirse, podrían tener pérdidas de resistencia importantes. Así, de acuerdo con todo esto, es posible afirmar que lo mejor sería seguir los lineamientos de la ACI 318-19, o de ciertas alternativas como los casos de “ubicación 2”, los cuales fueron pensados con lo explicado por la ACI en mente, ya que ésta ofrece una buena solución para empezar.

Otra forma de ver el fenómeno observado para cuantías de 0.33 % es que el hormigón falla por tracción de manera discreta, es decir, primero en un cierto punto, el cual debe tomar cada vez más deformaciones, puesto que la armadura en ese borde es más baja. Así, la respuesta global cae debido a esta falla en el hormigón y vuelve a subir ya que es el acero el que toma la carga. Caso contrario es con cuantías mayores, en donde al haber mayores cantidades de acero, es posible tomar la tracción de una forma más distribuida, evitando estos saltos antes mencionados.

Estudios como éste o los realizados por Henry pueden ser de utilidad, ya que recalcan la importancia de tener parámetros mínimos que aseguren el buen funcionamiento de los distintos elementos estructurales, a pesar de que se puedan encontrar soluciones que pareciera que funcionan y que requieren valores menos exigentes. Además, encontrar alternativas que efectivamente puedan ahorrar uso de material y que logran un funcionamiento aceptable son de gran utilidad al momento de desarrollar nuevas normativas. Esto, ya que se tiene un mejor uso de los materiales, los cuales son finitos, además de que pueden representar una disminución de costo para las distintas construcciones. De todas formas, si bien el menor uso de materiales posible puede ser de gran ayuda en los distintos sectores, esto nunca debe comprometer la integridad de la estructura general, sobre todo en países como Chile con su alta sismicidad, en donde, al final del día, lo más importante es mantener a las personas a salvo dentro de las distintas estructuras, incluso en caso de terremotos de gran magnitud. De esta manera, si se quiere modificar algún tipo de normativa, es de vital importancia tener siempre la seguridad de las personas como primera prioridad.

Bibliografía

- [1] ACI COMMITTEE 318. 2019. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills, MI, USA, American Concrete Institute. 331p.
- [2] ACI COMMITTEE 318. 2019. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills, MI, USA, American Concrete Institute. 335-337.
- [3] BELARBI, H. y HSU, T. 1994. Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete. *ACI Structural Journal* 91(4): 465-474.
- [4] COLLINS, M. y PORASZ, A. 1989. Shear strength for high strength concrete. In: *Design Aspects of High Strength Concrete*. Bulletin No. 193. Comite Euro-International du Beton (CEB): 75-83.
- [5] LOWES, L., LEHMAN, D. y BAKER, C. 2016. Recommendations for modeling the nonlinear response of slender reinforced concrete walls using PERFORM-3D. *SEAOC 2016 Conv. Proc.*, Maui, HI: 1–18.
- [6] LU, Y., GULTOM, R., MA, Q. y HENRY, R. 2018. Experimental validation of minimum vertical reinforcement requirements for ductile concrete walls. *ACI Structural Journal* 115(4): 1115–1130.
- [7] LU, Y., HENRY, R. GULTOM, R. y MA, Q. 2017. Cyclic testing of reinforced concrete walls with distributed minimum vertical reinforcement. *J. Struct. Eng* 143(5): 04016225.
- [8] LU, Y. y HENRY, R. 2017. Numerical modelling of reinforced concrete walls with minimum vertical reinforcement. *Eng. Struct* 143(7): 330–345.
- [9] LU, Y. y HENRY, R. 2017. Minimum vertical reinforcement in rc walls: theoretical requirements for low and high ductility demands. *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering* 50(4): 471-481.
- [10] LU, Y. y HENRY, R. 2018. Comparison of minimum vertical reinforcement requirements for reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal* 115(3): 673-687.

- [11] LU, Y., HENRY, R. 2021. Data set for cyclic tests of eleven lightly reinforced concrete walls. *J. Struct. Eng.* 147:04720004.
- [12] MANDER, J. B. 1984. Seismic design of bridge piers. Ph.D. thesis, Univ. of Canterbury, New Zealand.
- [13] MASSONE, L. 2006. RC Wall Shear - Flexure interaction: analytical and experimental responses. Phd dissertation. Los Angeles, CA, USA, University of California. 398p.
- [14] MENEGOTTO, M. y E. PINTO. 1973. Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending, *Proceedings, IABSE Symposium*. Lisboa, Portugal.
- [15] PIZARRO PN. y MASSONE L. Structural design of reinforced concrete buildings based on deep neural networks. *Eng Struct* 2021;241:112377.
- [16] ROJAS, F. 2012. Development of a nonlinear quadrilateral layered membrane element with drilling degrees of freedom and a nonlinear quadrilateral thin flat layered shell element for the modeling of reinforced concrete walls. Phd dissertation. Los Angeles, CA, USA, University of Southern California. 218p.
- [17] SAATCIOGLU, M. y RAZVI, S. 1992. Strength and ductility of confined concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering* 118(6): 1590-1607.
- [18] SRITHARAN, S., BEYER, K., HENRY, R., CHAI, Y., KOWALSKY, M. y BULL, D. 2014. Understanding poor seismic performance of concrete walls and design implications. *Earthquake Spectra* 30(1): 307–334.
- [19] THORENFELDT, E., TOMASZEWICZ, A. y JENSEN, J. 1987. Properties of high-strength concrete and application in design. In *Symposium Utilization of High-Strength Concrete*, Stavanger, Noruega.
- [20] WIBOWO A., WILSON J., LAM, N. y Gad, E. 2013. Seismic performance of lightly reinforced structural walls for design purposes. *Magazine of Concrete Research* 65(13): 809–28.

Anexos

Anexo A. Resultados

A.1. Respuesta global

En las figuras de la A.1 a la A.16 se muestran los gráficos de carga horizontal normalizada en función de la deriva de techo para los muros que no fueron agregados anteriormente.

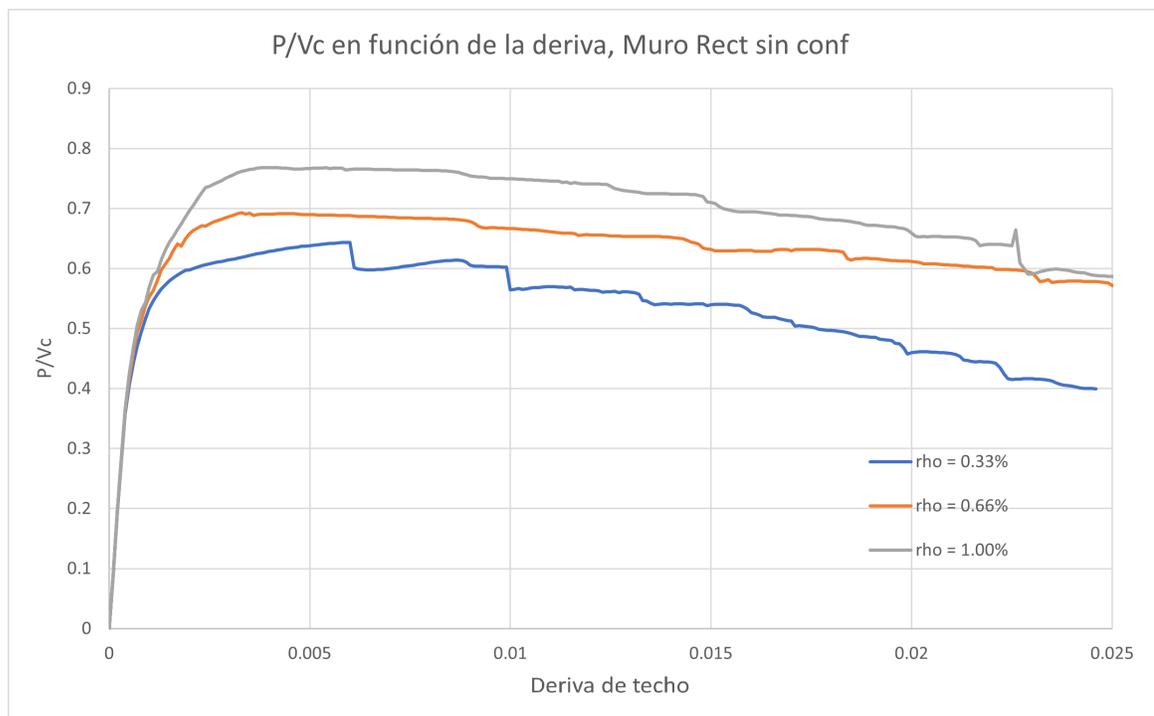


Figura A.1: Respuesta para muro rectangular sin confinamiento.

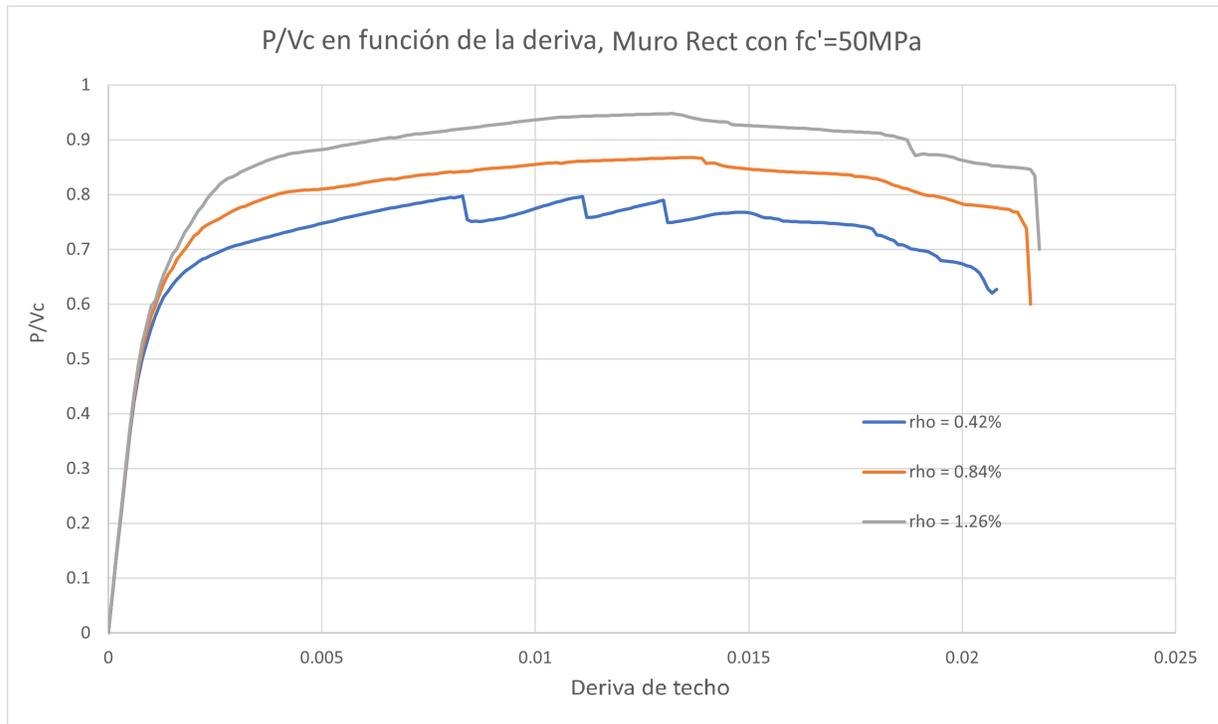


Figura A.2: Respuesta para muro rectangular con $f'_c=50\text{[MPa]}$.

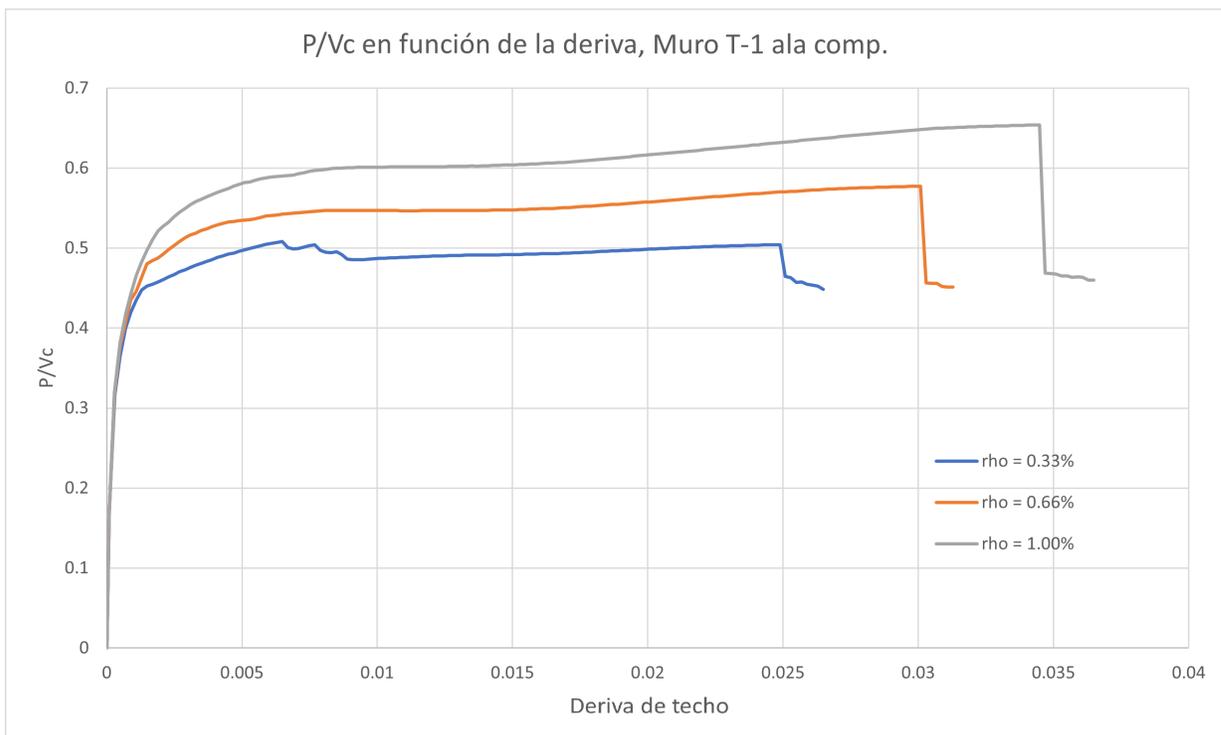


Figura A.3: Respuesta para muro T-1 con ala comprimida y ubicación 1.

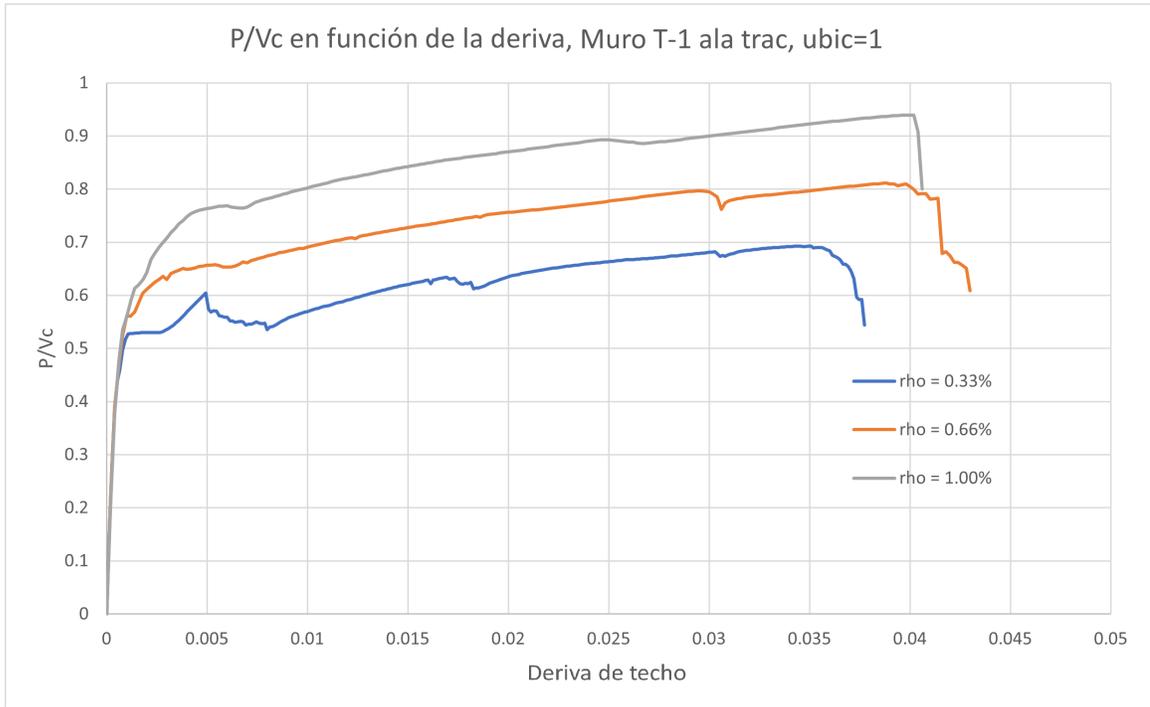


Figura A.4: Respuesta para muro T-1 con ala traccionada y ubicación 1.

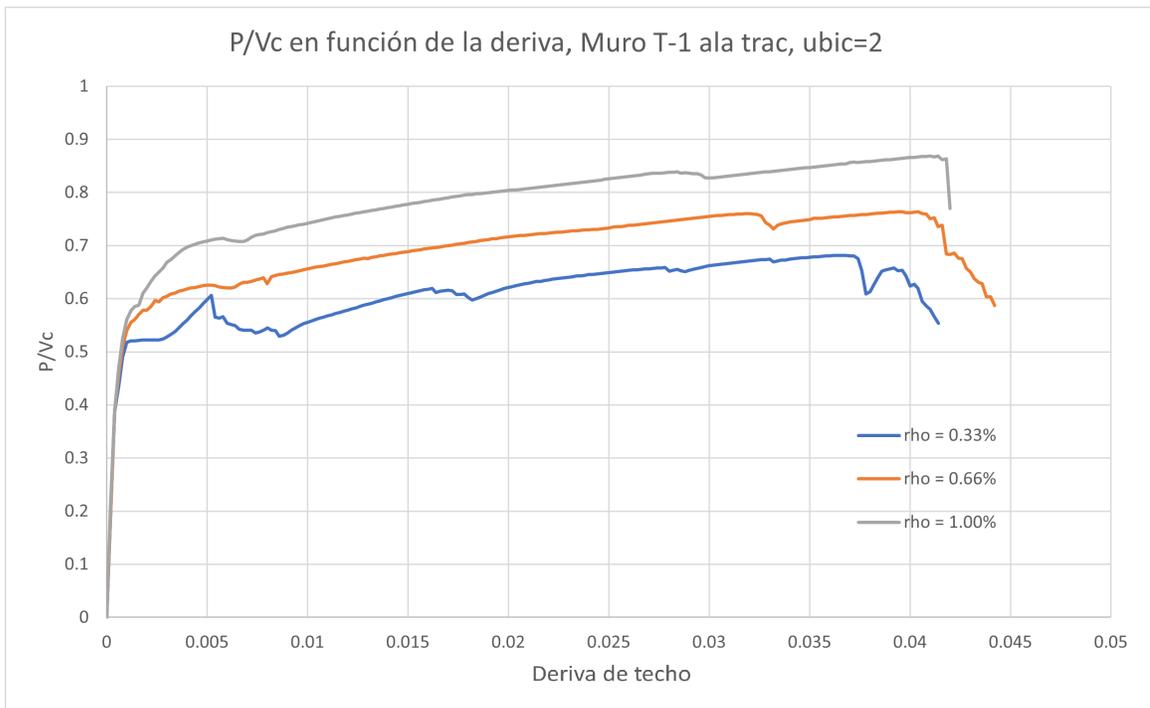


Figura A.5: Respuesta para muro T-1 con ala traccionada y ubicación 2.

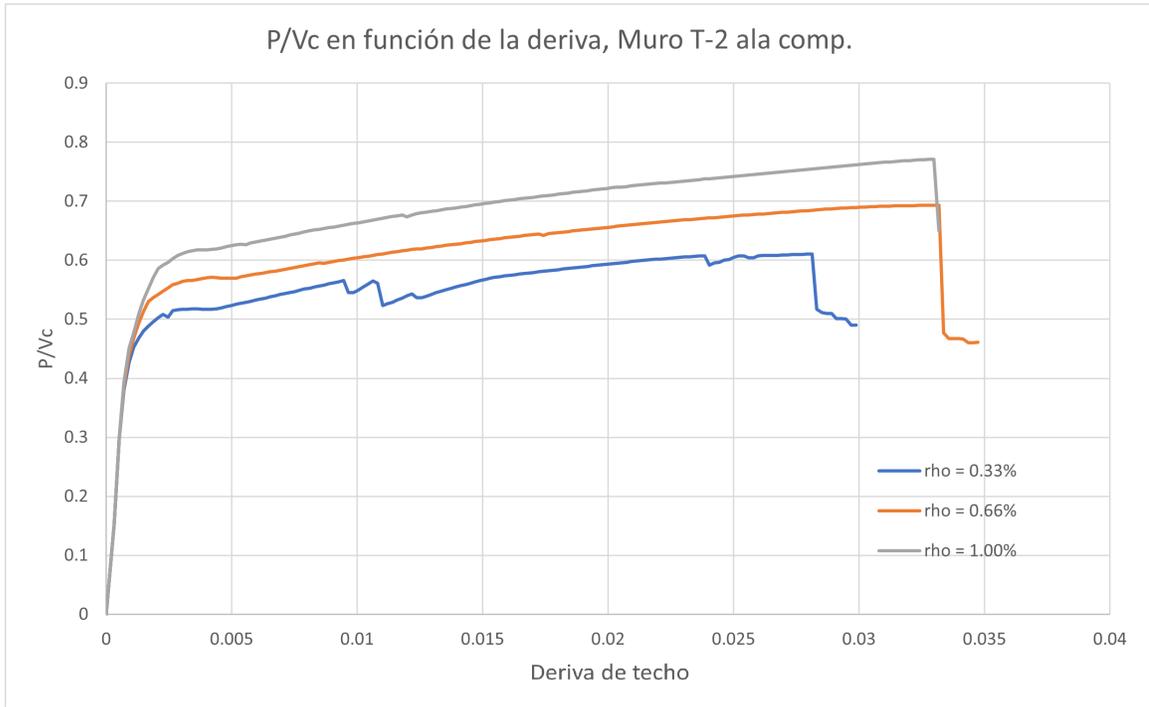


Figura A.6: Respuesta para muro T-2 con ala comprimida y ubicación 1.

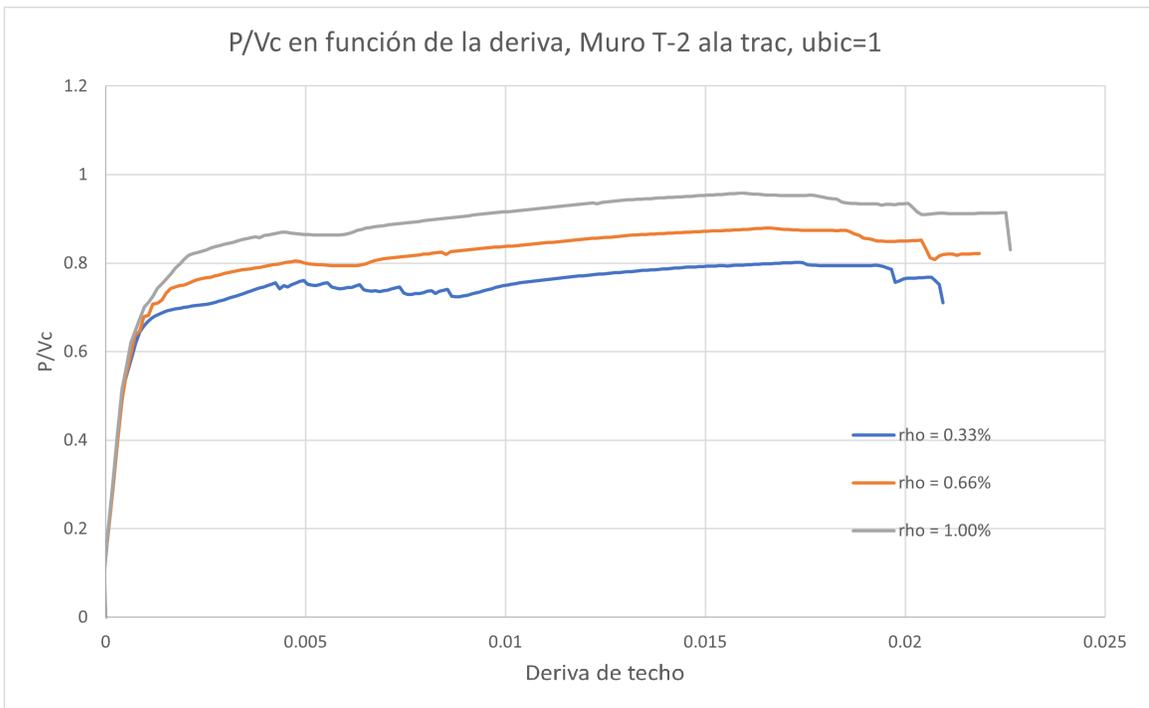


Figura A.7: Respuesta para muro T-2 con ala traccionada y ubicación 1.

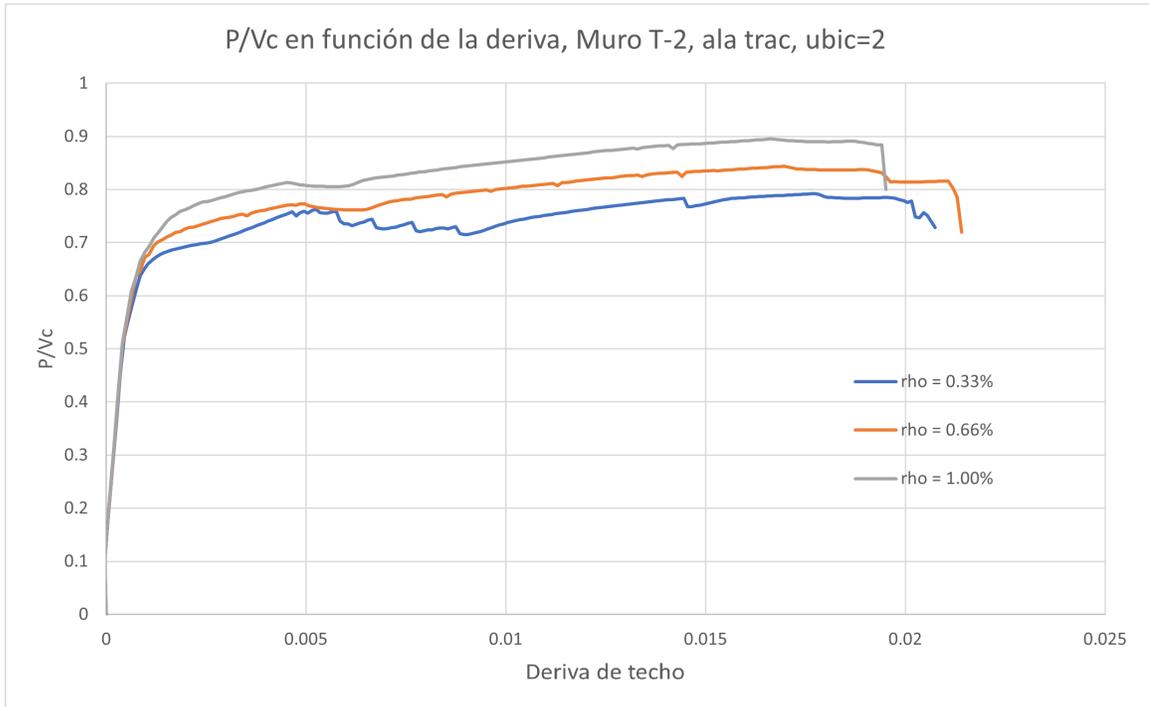


Figura A.8: Respuesta para muro T-2 con ala traccionada y ubicación 2.

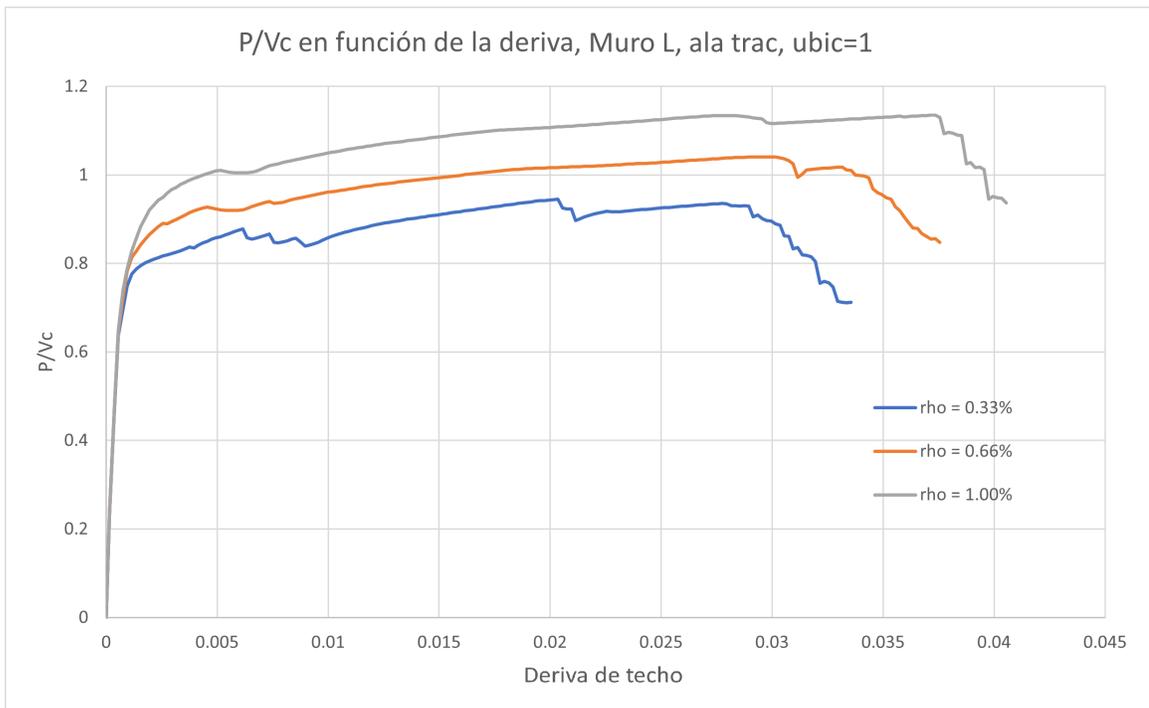


Figura A.9: Respuesta para muro L con ala traccionada y ubicación 1.

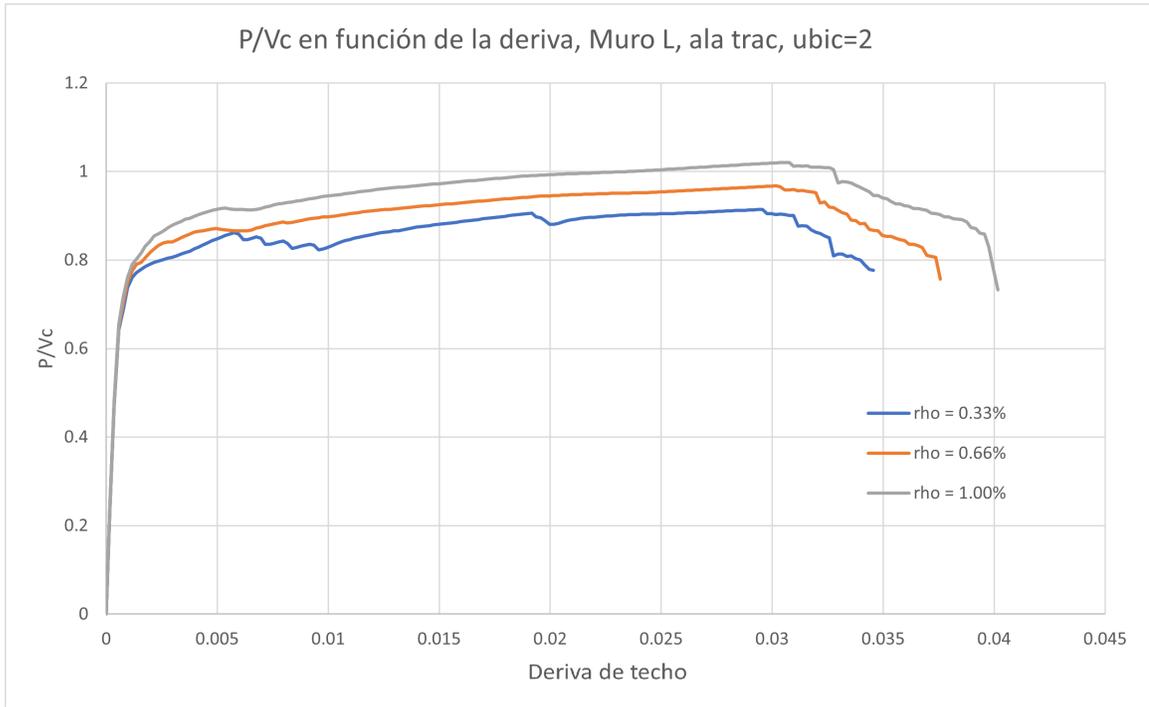


Figura A.10: Respuesta para muro L con ala traccionada y ubicación 2.

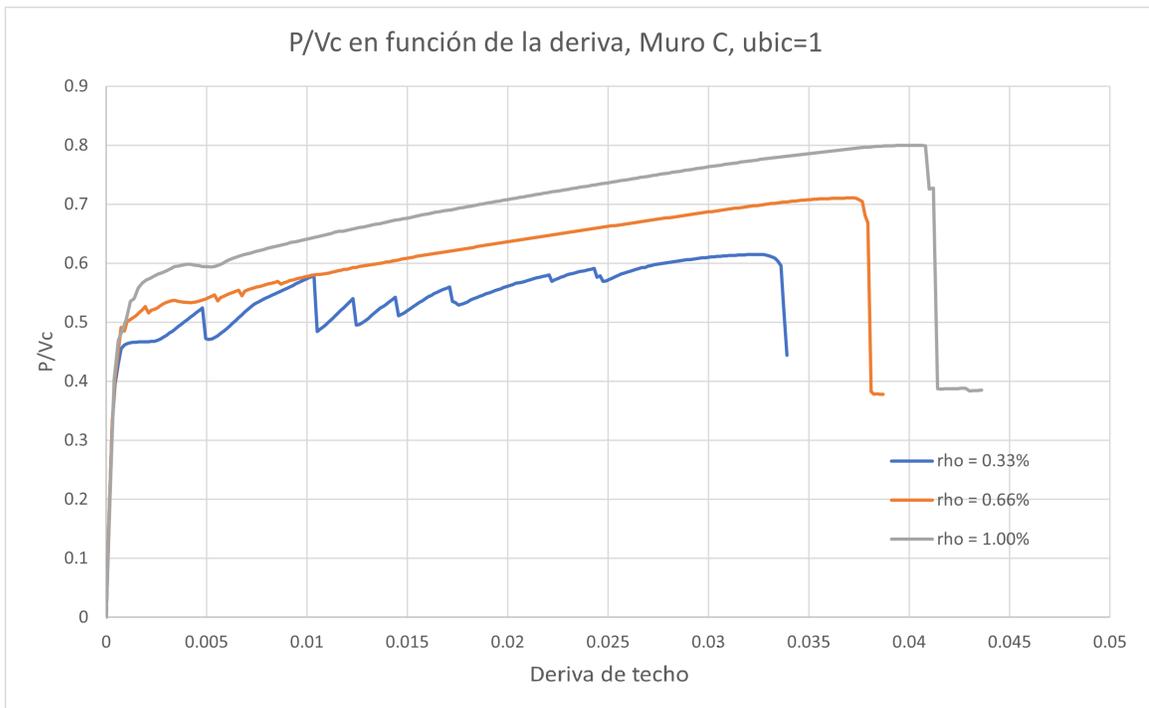


Figura A.11: Respuesta para muro C con ubicación 1.

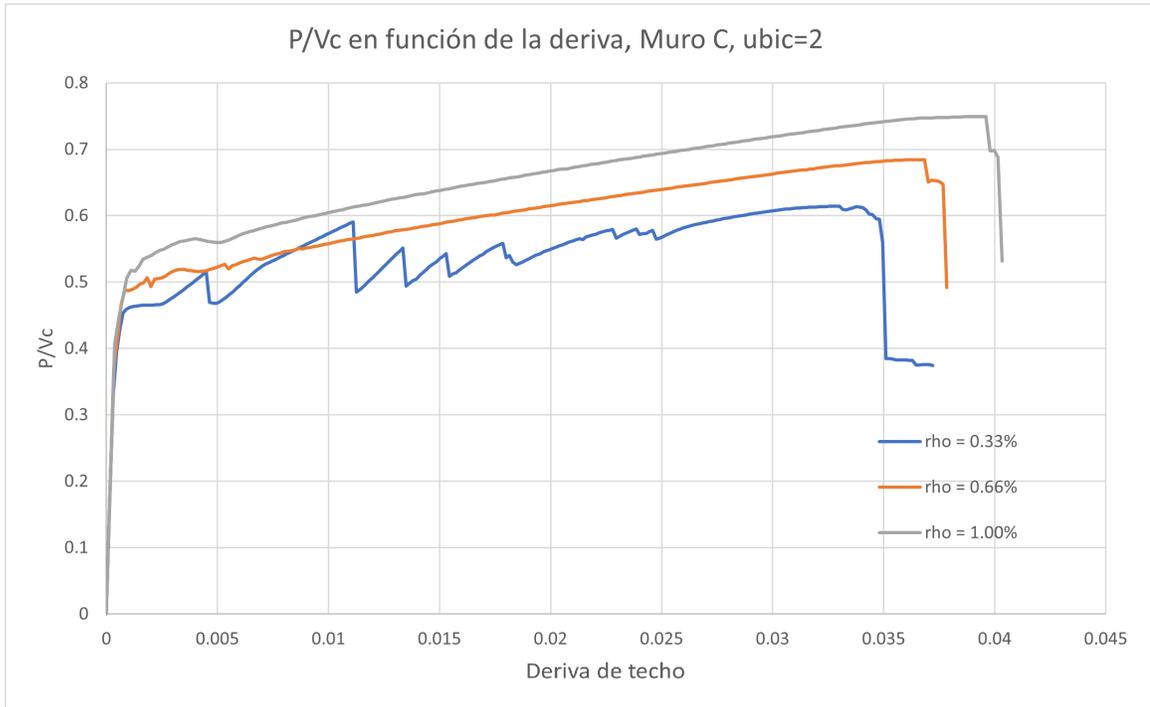


Figura A.12: Respuesta para muro C con ubicación 2.

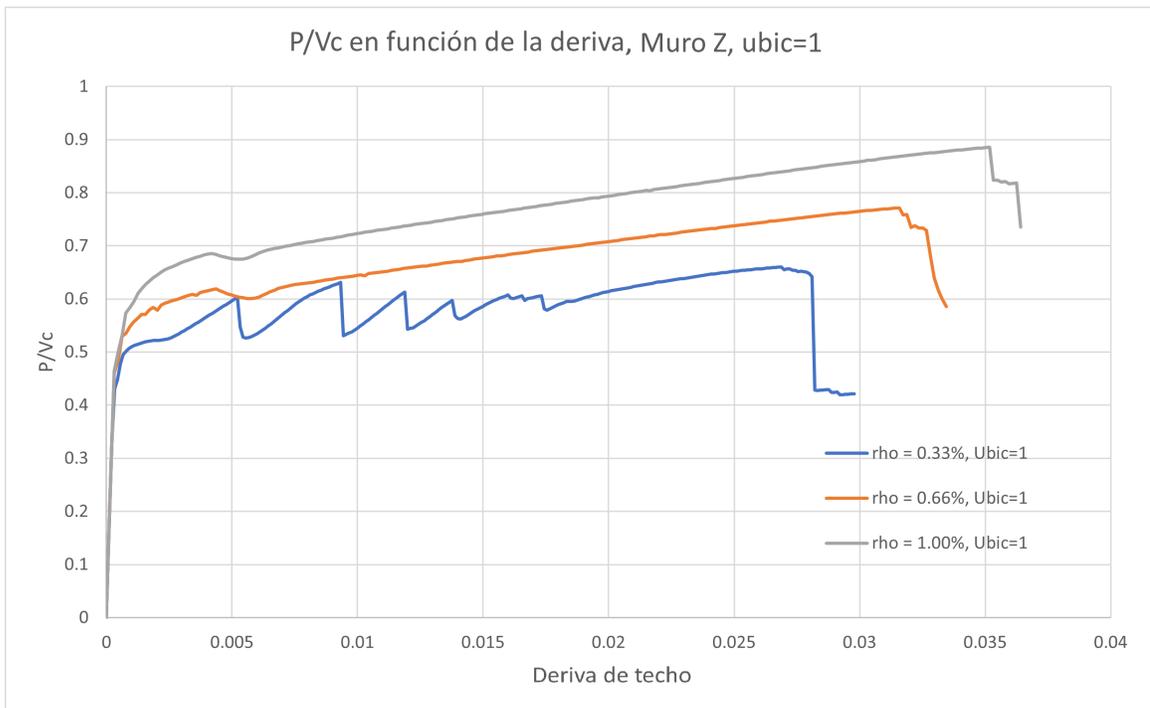


Figura A.13: Respuesta para muro Z con ubicación 1.

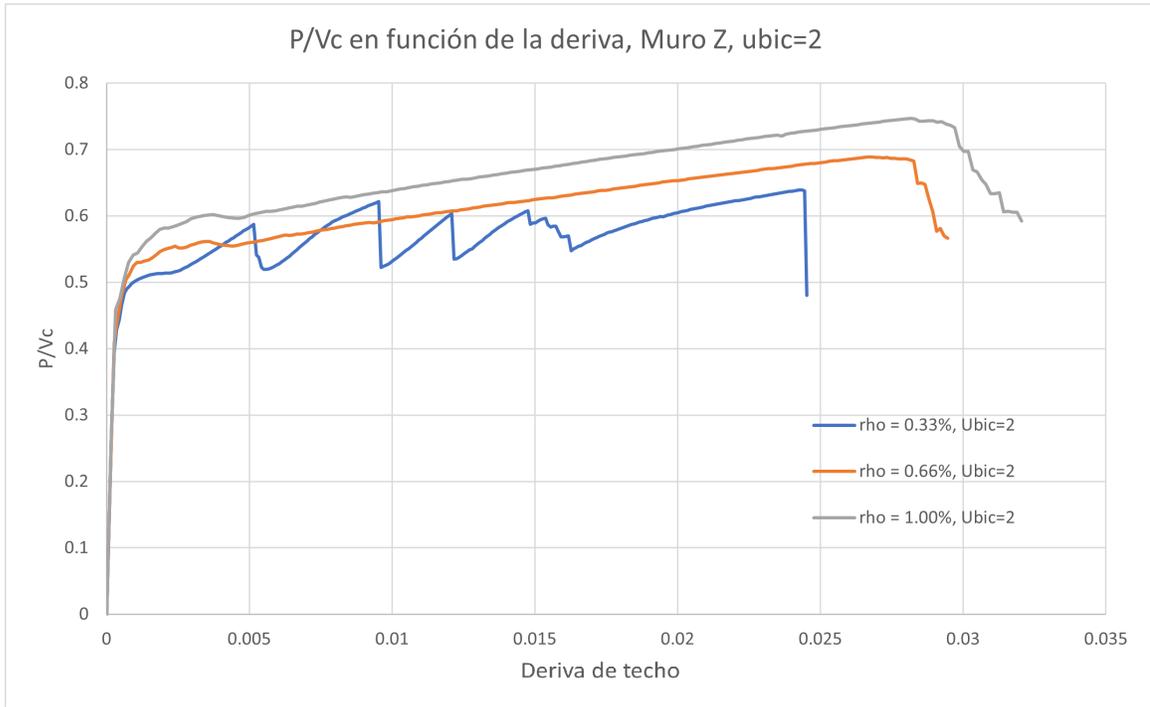


Figura A.14: Respuesta para muro Z con ubicación 2.

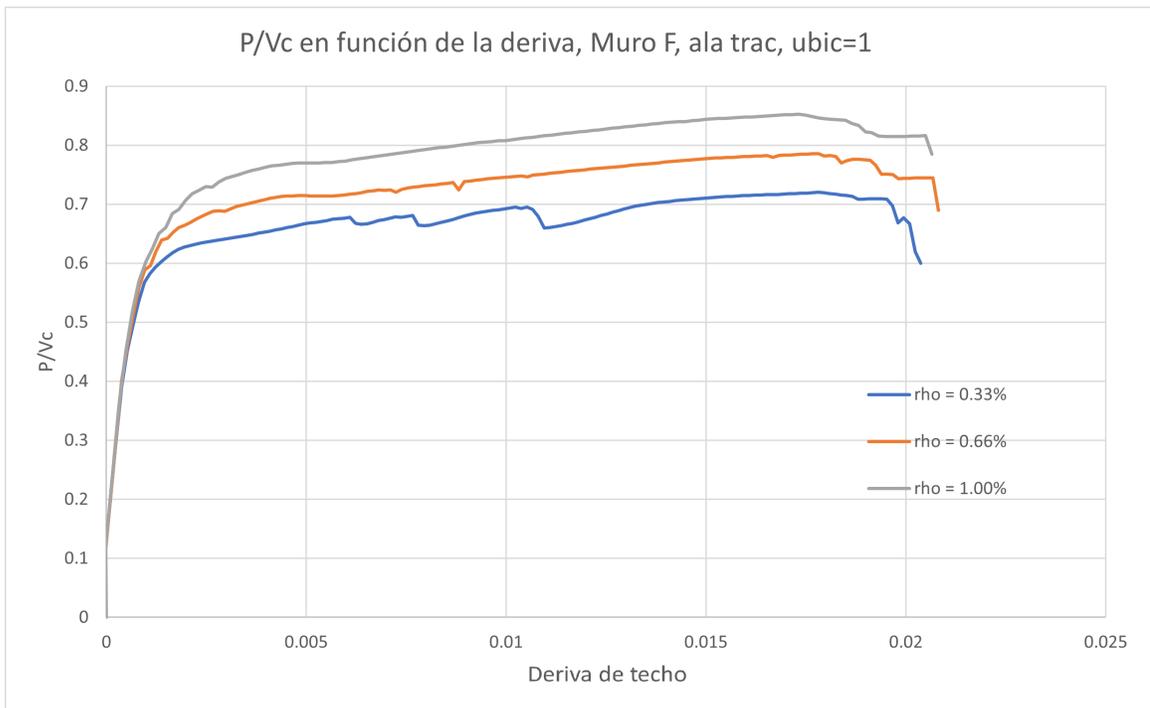


Figura A.15: Respuesta para muro F con ala traccionada y ubicación 1.

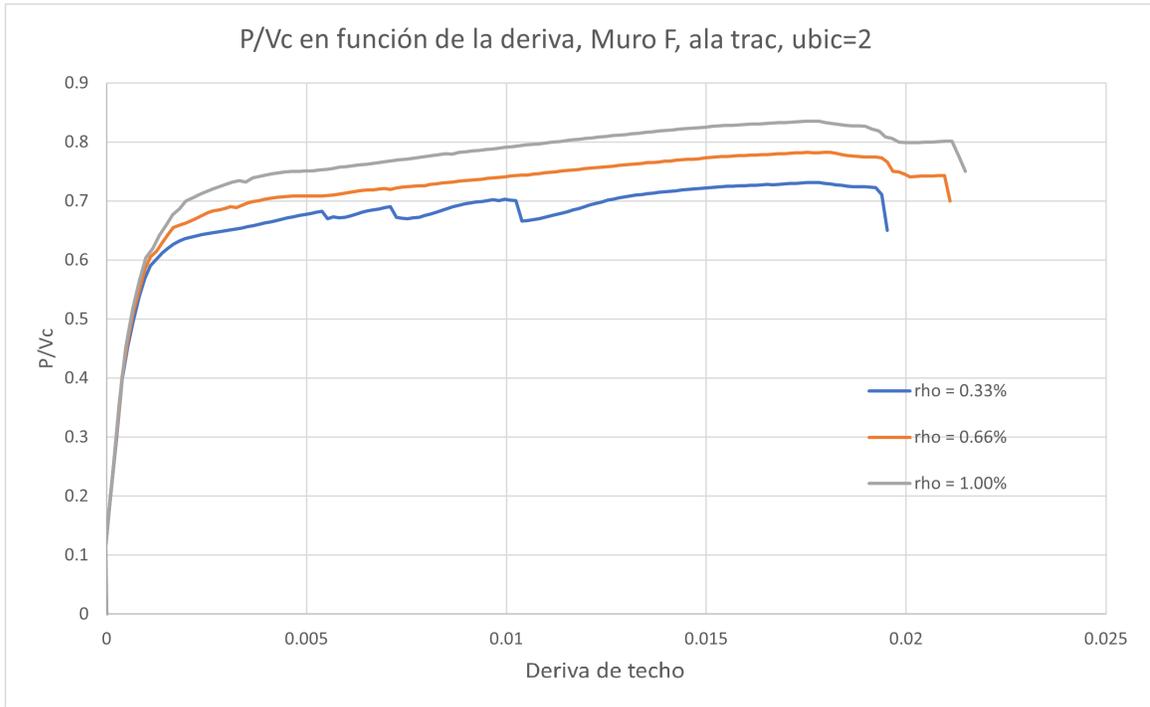


Figura A.16: Respuesta para muro F con ala traccionada y ubicación 2.

A.2. Deformación en función de la deriva

En las figuras de la A.17 a la A.21 se muestran los gráficos de deformación unitaria de tracción en función de la deriva de techo para los muros no agregados anteriormente. Notar que debido a la gran carga axial, el caso con $CA=20\%$ falla antes por compresión, de modo que los gráficos terminan antes.

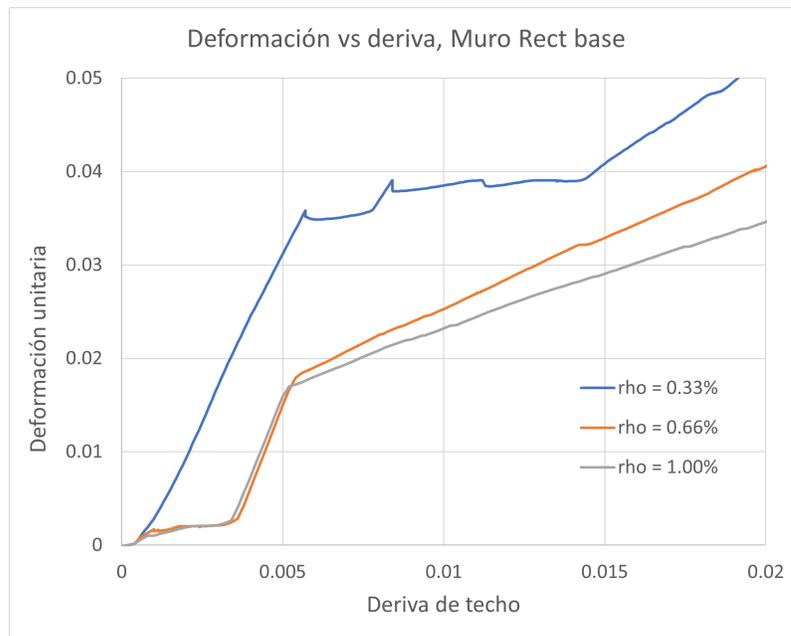


Figura A.17: Deformación de tracción del muro rectangular base.

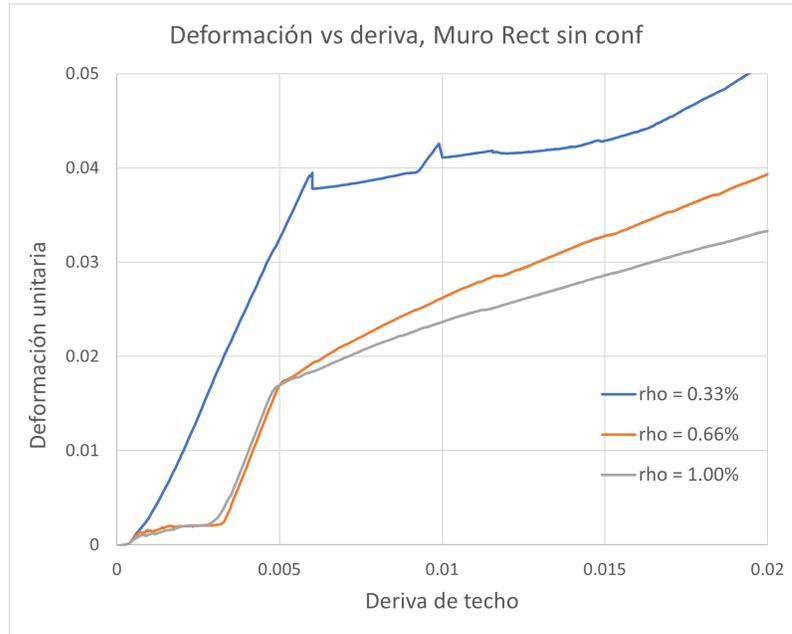


Figura A.18: Deformación de tracción del muro rectangular sin confinamiento.

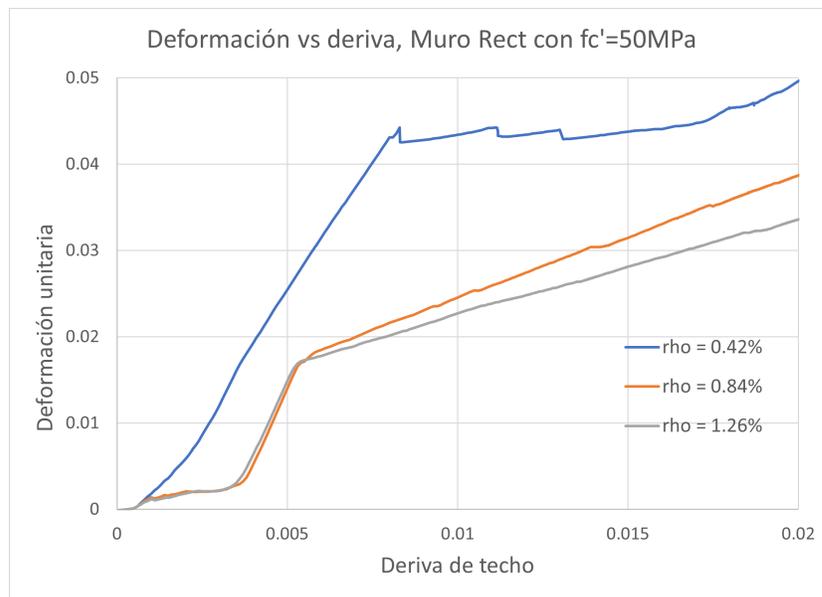


Figura A.19: Deformación de tracción del muro rectangular con $f'_c = 50 \text{ [MPa]}$.

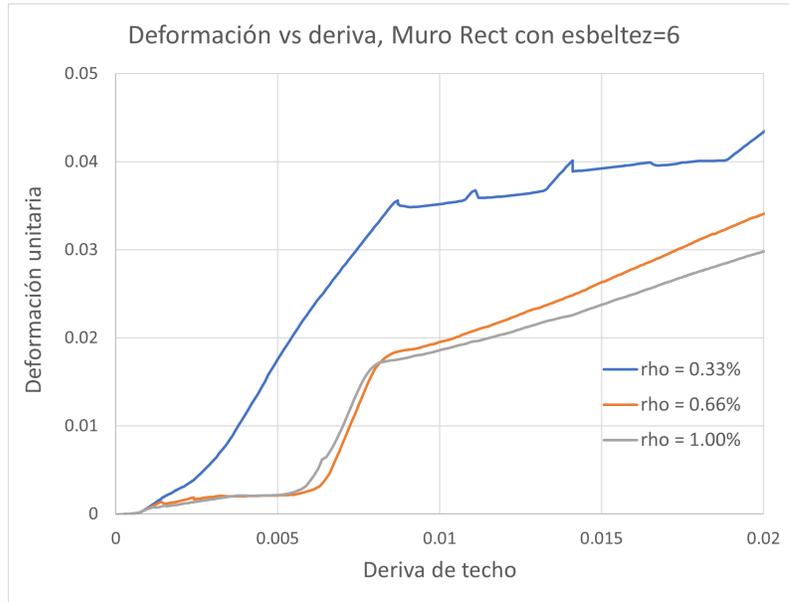


Figura A.20: Deformación de tracción del muro rectangular con esbeltez=6.

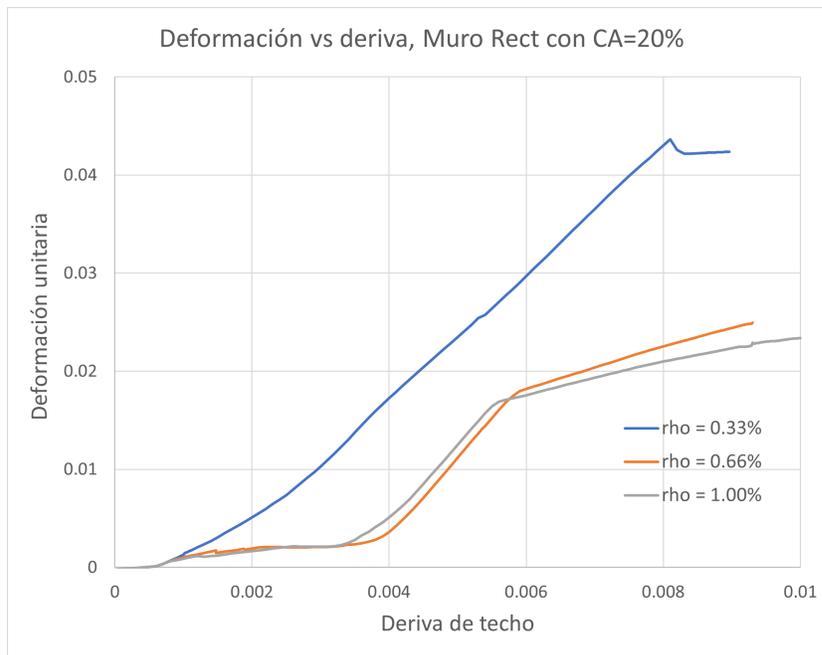


Figura A.21: Deformación de tracción del muro rectangular con CA=20%.

Anexo B. Deformaciones unitarias de tracción

B.1. Muro T-1

En las figuras B.1, B.2, B.3 y B.4 se muestran los gráficos de la deformación de tracción en altura para los muros T-1 de ala traccionada con: ubicación 1 y cuantía de 0.33 %, ubicación 2 y cuantía de 0.33 %, ubicación 1 y cuantía de 0.66 % y ubicación 2 y cuantía de 0.66 % respectivamente. Solo se incluyen los casos con cuantía de 0.33 % y 0.66 % puesto que es posible ver el cambio con ambos casos.

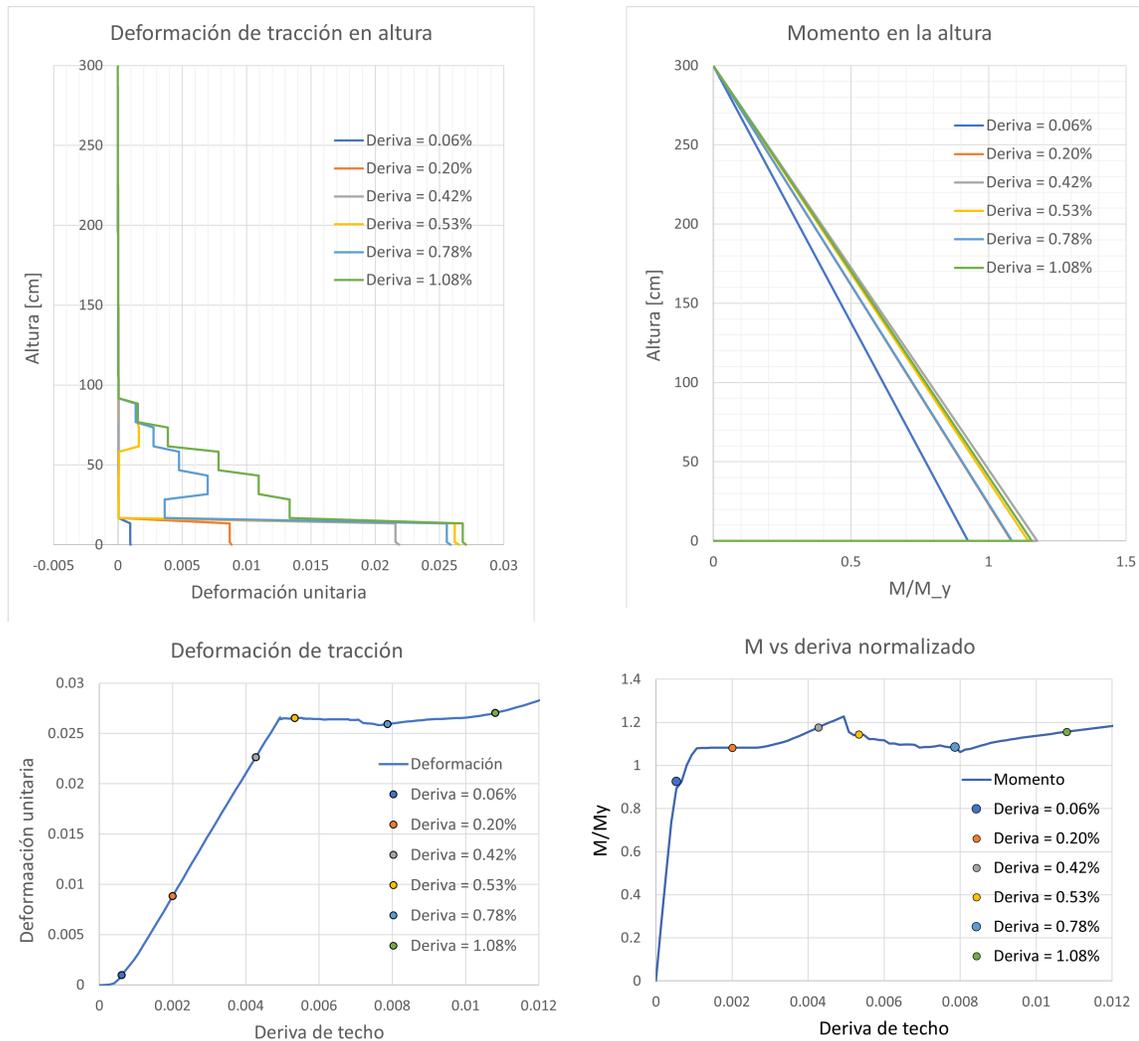


Figura B.1: Deformaciones en altura para muro T-1, ala traccionada, ubicación 1 y cuantía de 0.33 %.

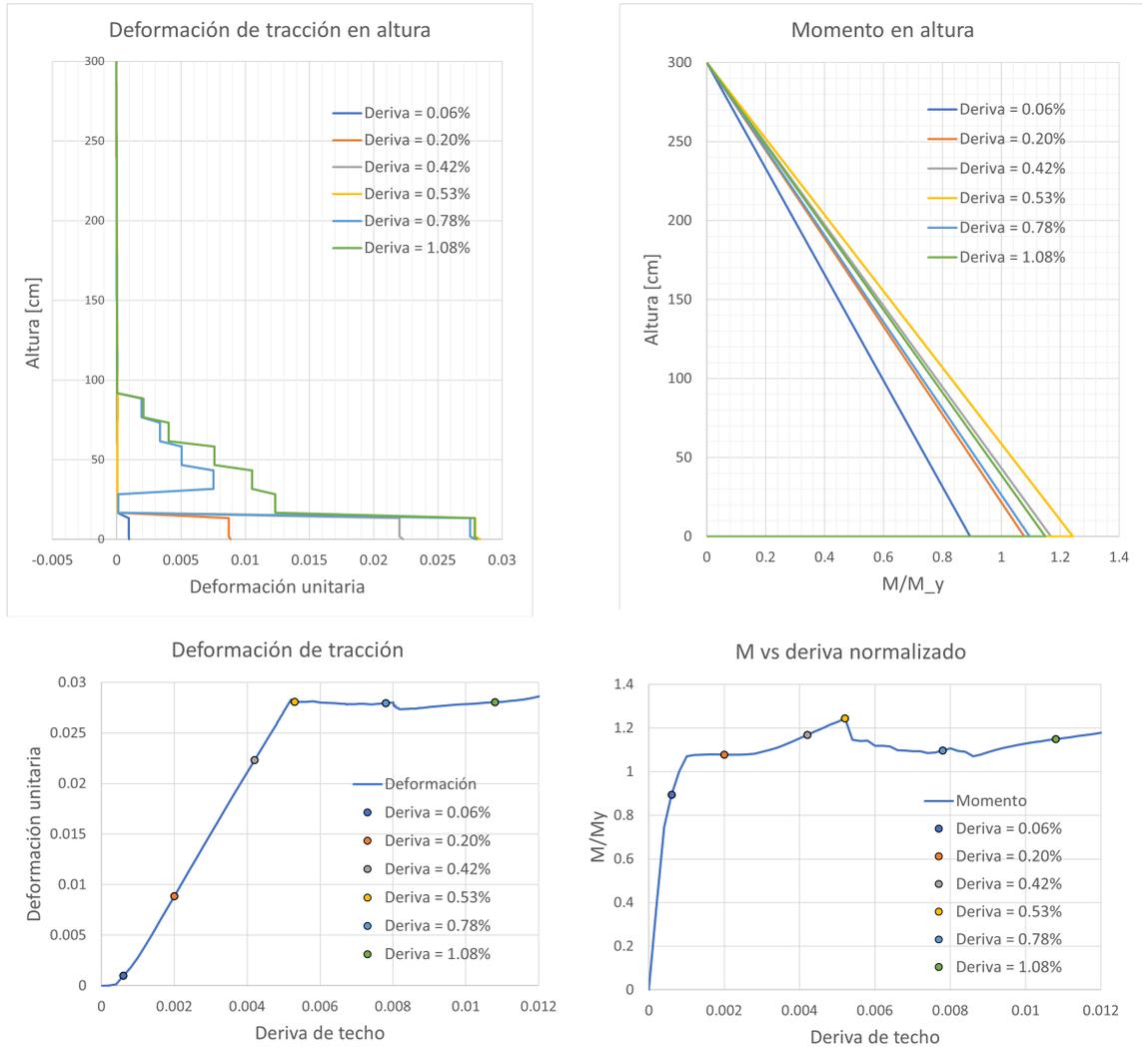


Figura B.2: Deformaciones en altura para muro T-1, ala traccionada, ubicación 2 y cuantía de 0.33 %.

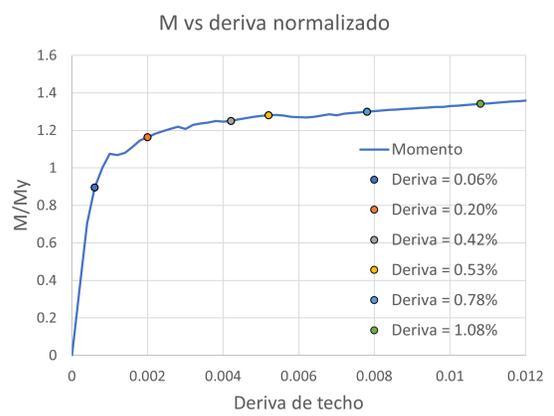
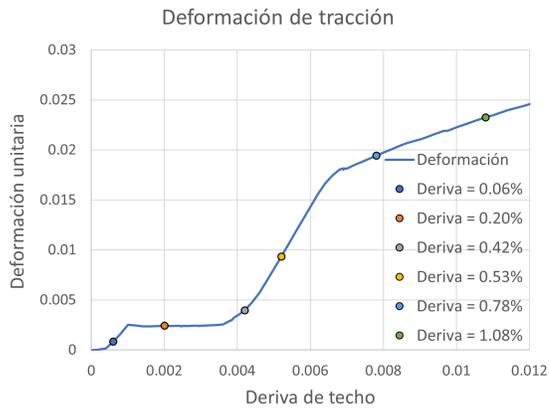
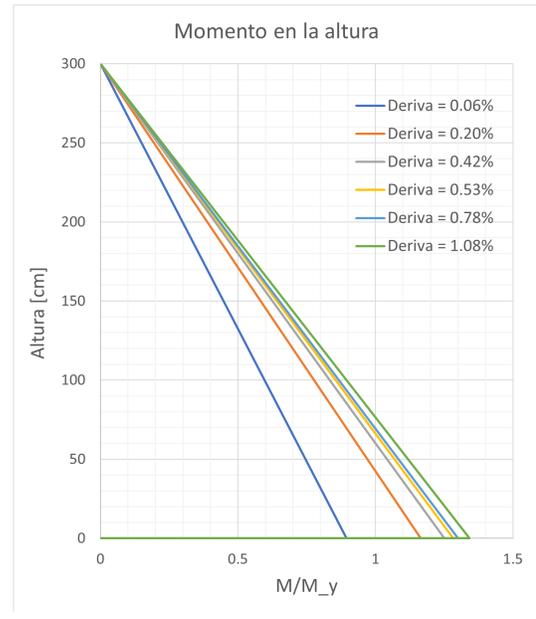
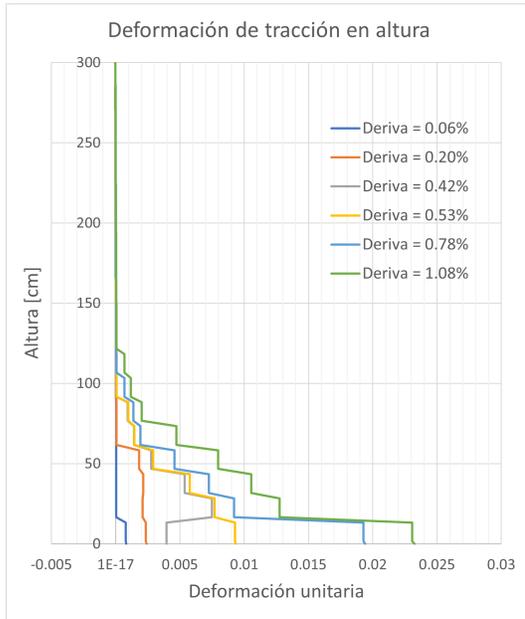


Figura B.3: Deformaciones en altura para muro T-1, ala traccionada, ubicación 1 y cuantía de 0.66 %.

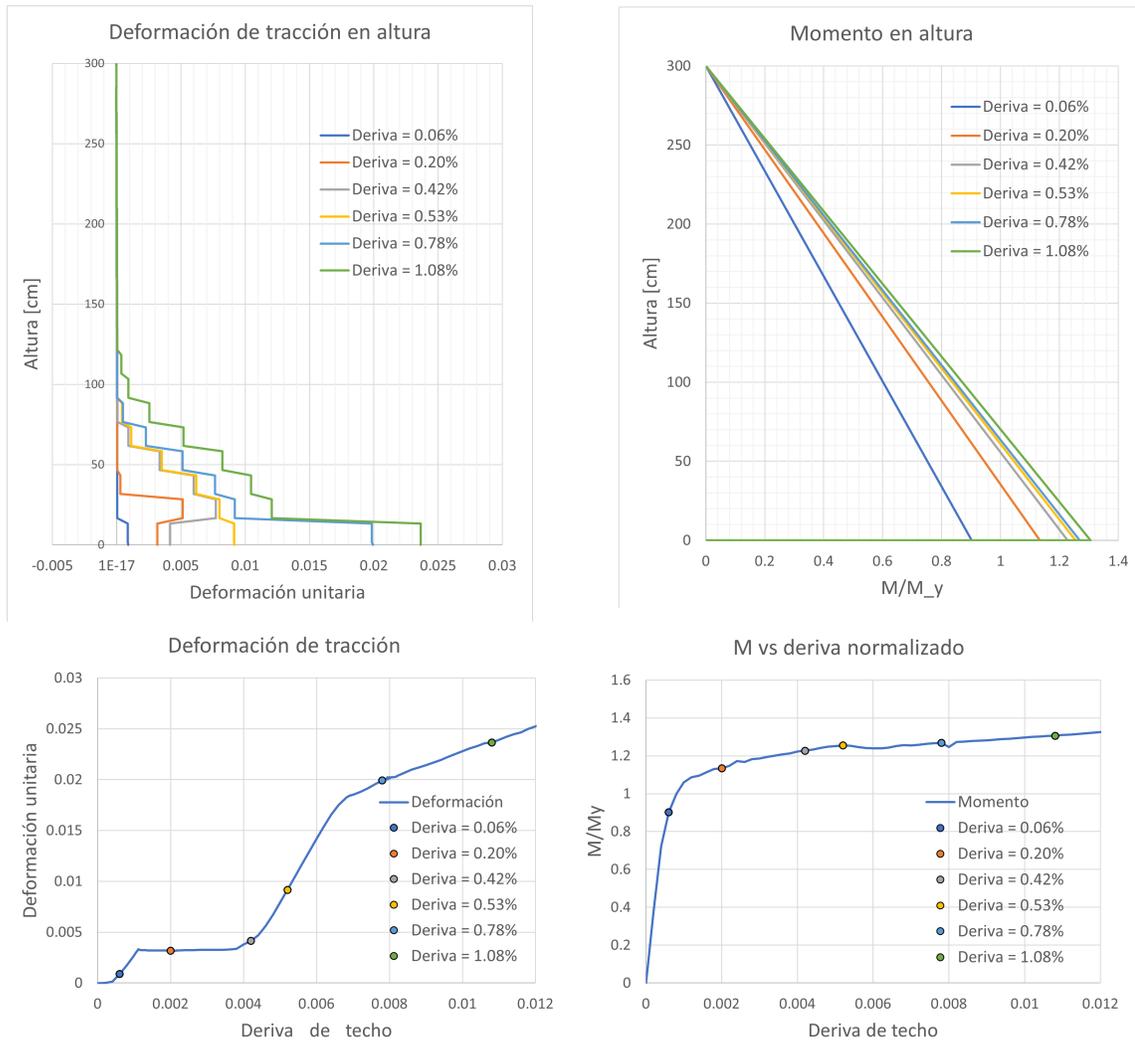


Figura B.4: Deformaciones en altura para muro T-1, ala traccionada, ubicación 2 y cuantía de 0.66 %.

B.2. Muro L

En las figuras B.5, B.6, B.7 y B.8 se muestran los gráficos de la deformación de tracción en altura para los muros L de ala traccionada con: ubicación 1 y cuantía de 0.33 %, ubicación 2 y cuantía de 0,33 %, ubicación 1 y cuantía de 0.66 % y ubicación 2 y cuantía de 0.66 % respectivamente. Solo se incluyen los casos con cuantía de 0.33 % y 0.66 % puesto que es posible ver el cambio con ambos casos.

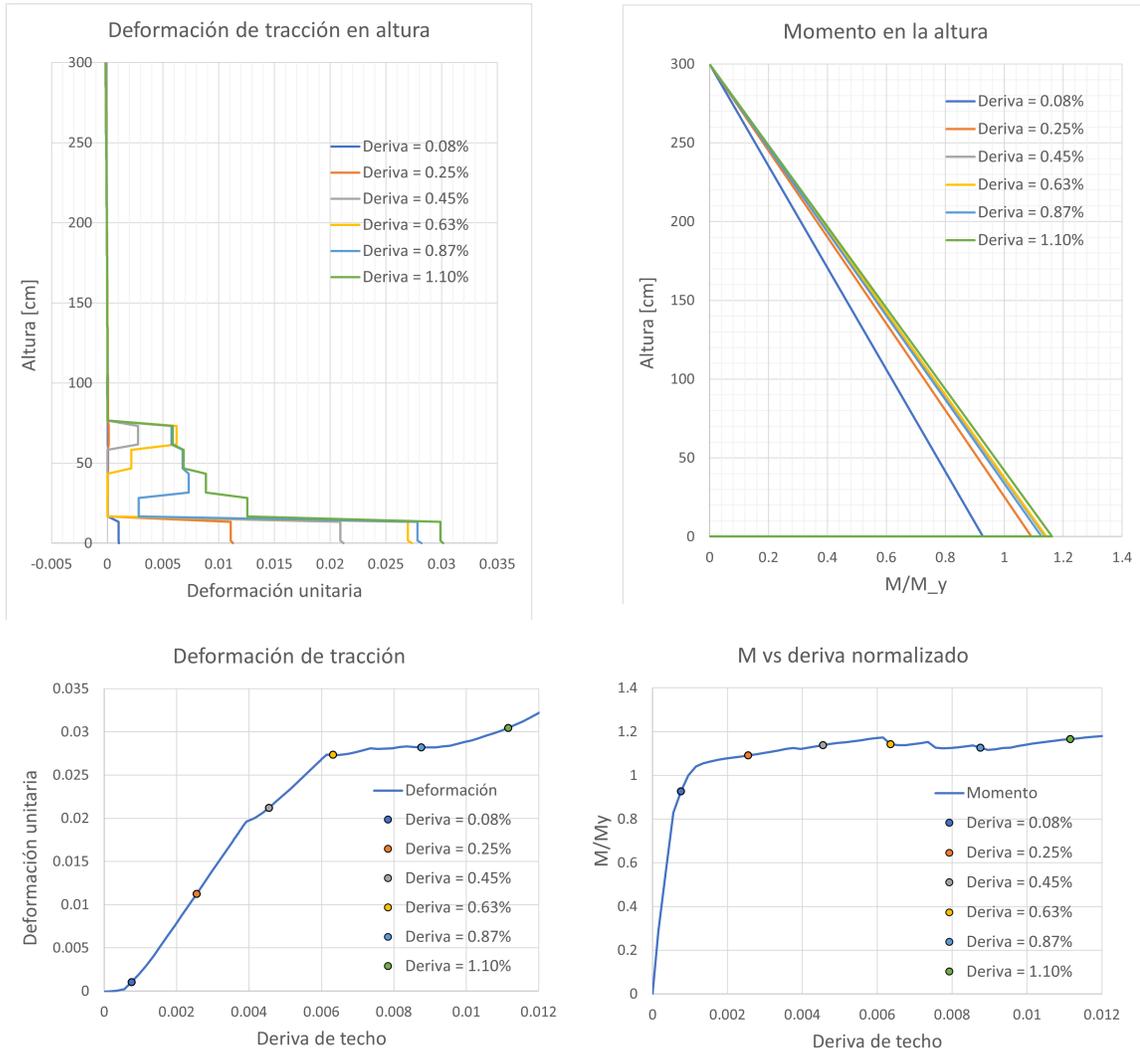


Figura B.5: Deformaciones en altura para muro L, ala traccionada, ubicación 1 y cuantía de 0.33 %.

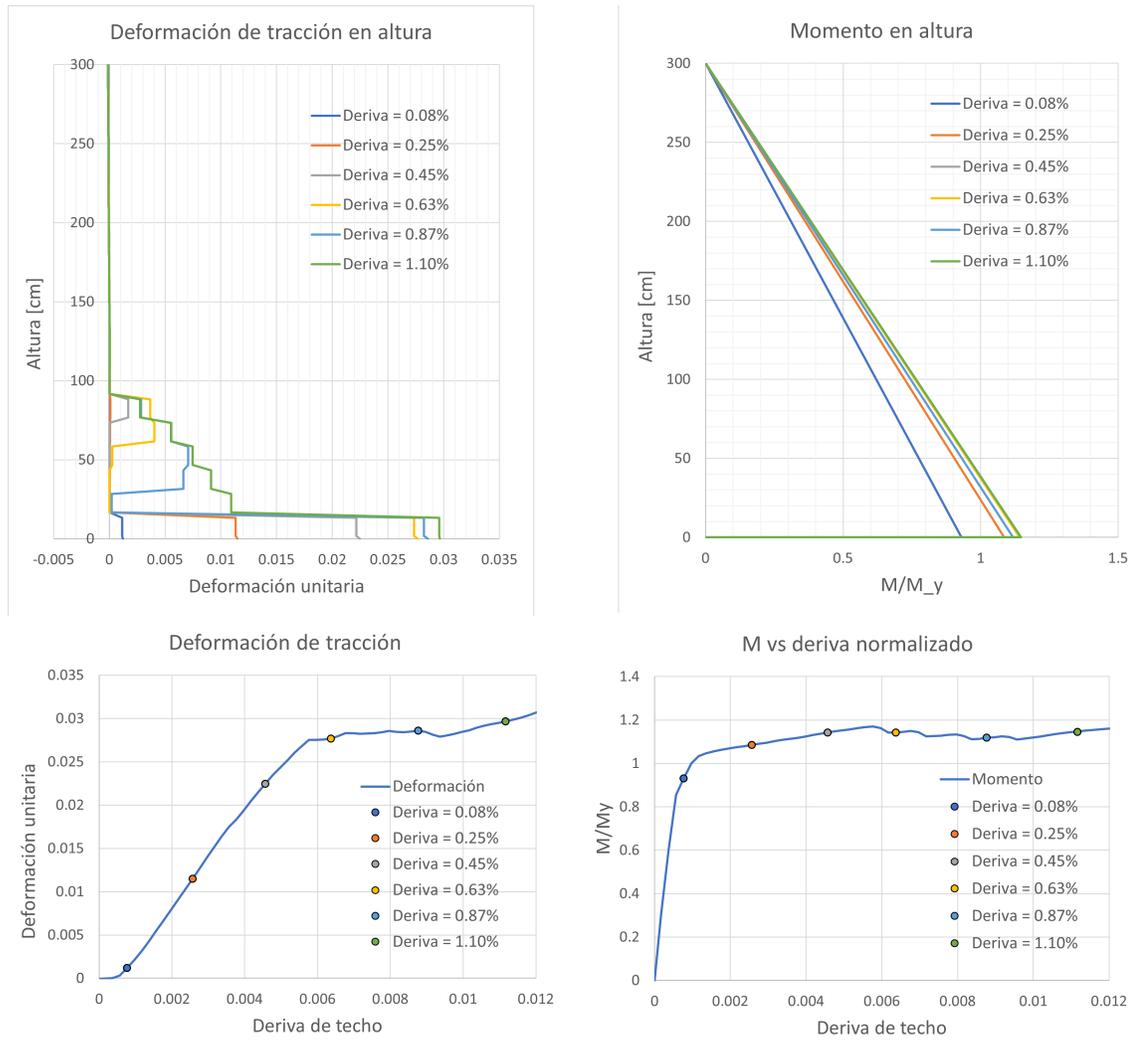


Figura B.6: Deformaciones en altura para muro L, ala traccionada, ubicación 2 y cuantía de 0.33 %.

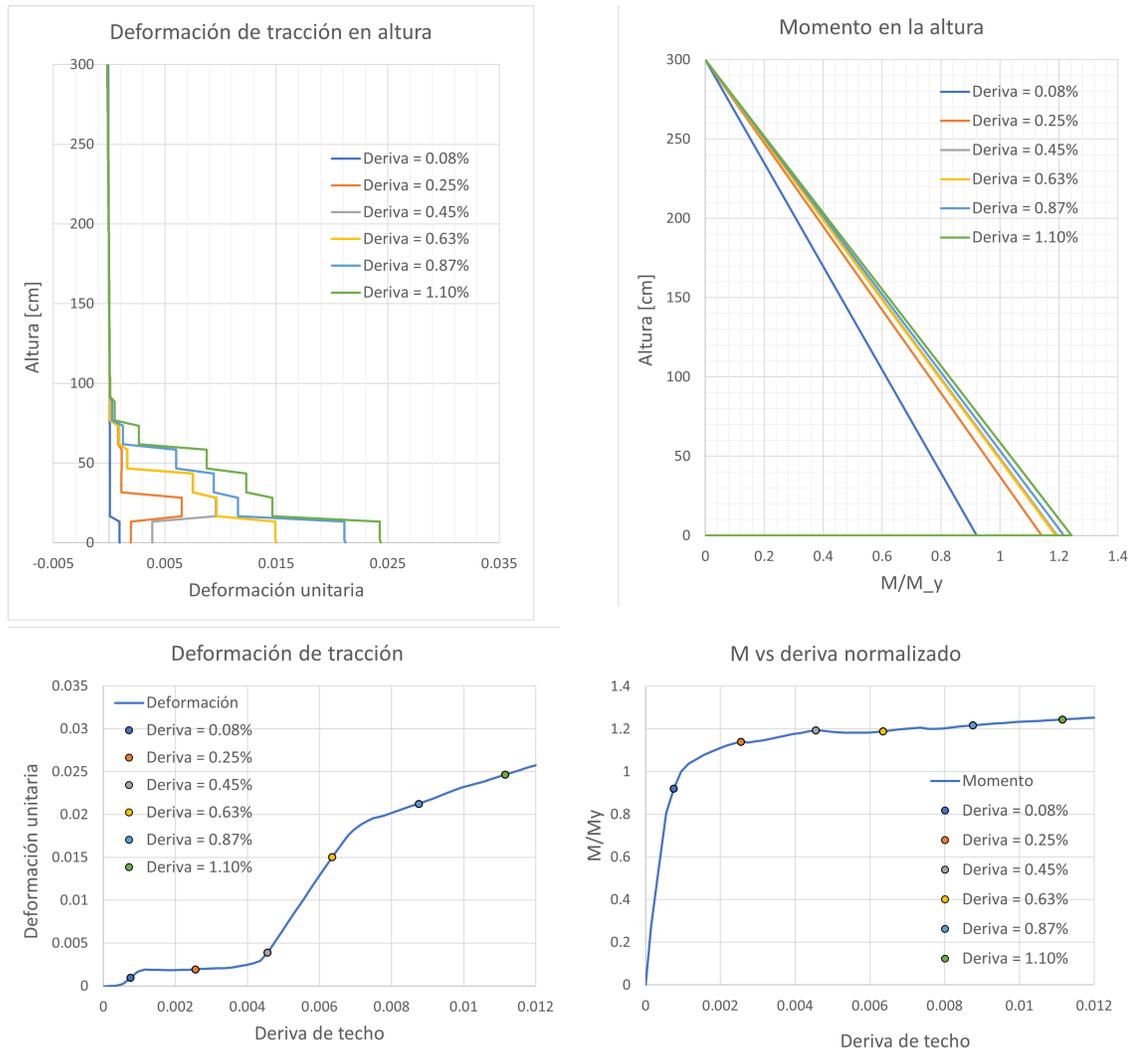


Figura B.7: Deformaciones en altura para muro L, ala traccionada, ubicación 1 y cuantía de 0.66 %.

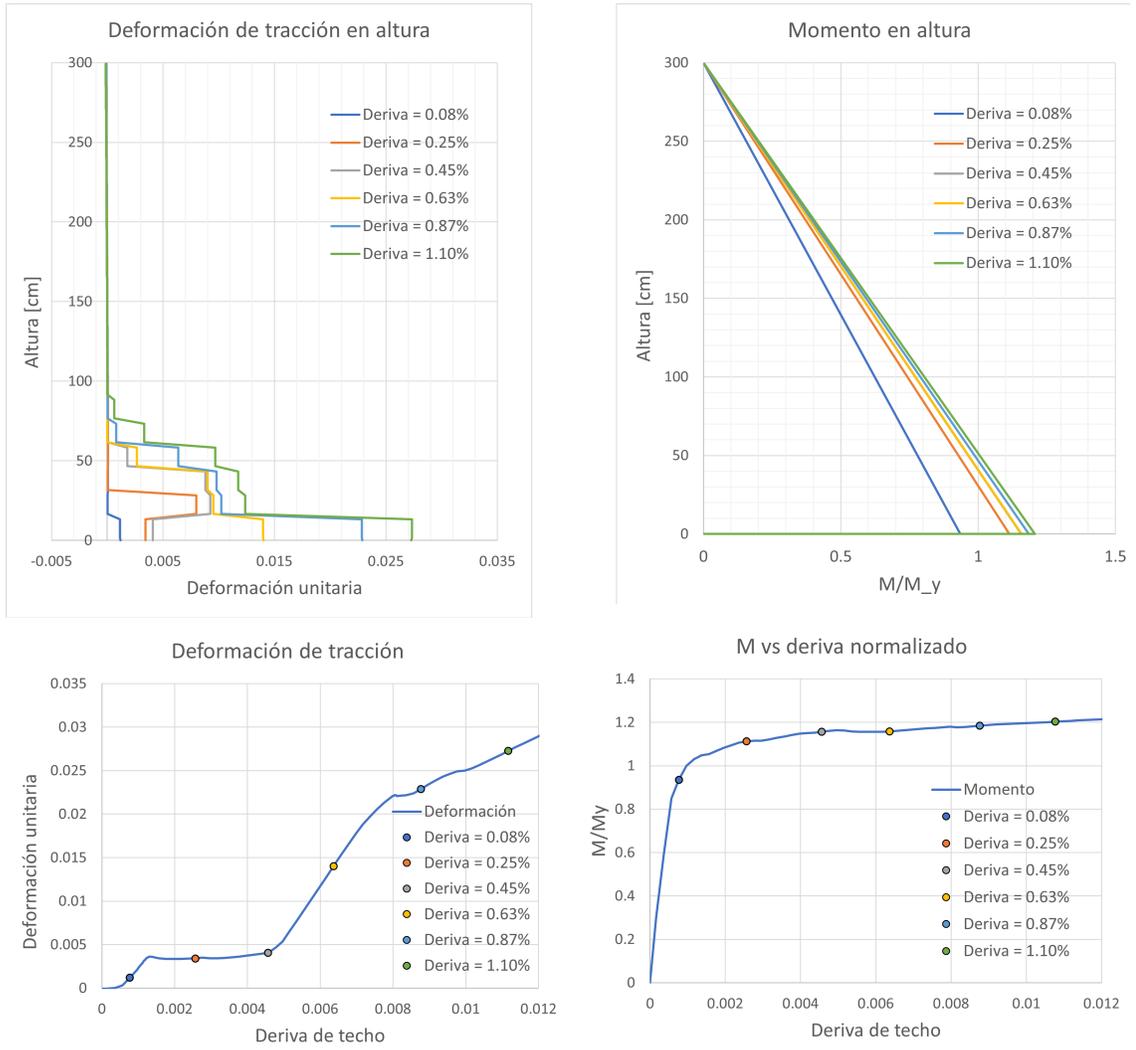


Figura B.8: Deformaciones en altura para muro L, ala traccionada, ubicación 2 y cuantía de 0.66 %.