



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

**ESTUDIO ANALÍTICO DEL EFECTO DEL CONFINAMIENTO Y LA CUANTÍA
DE BORDE EN EL COMPORTAMIENTO DE MUROS T. DISEÑO DE MONTAJE
EXPERIMENTAL PARA EL ENSAYO DE ÉSTOS.**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

MARCOS ANDRÉS SILVA TORRES

PROFESOR GUÍA:

FABIÁN ROJAS BARRALES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

AUGUSTO HOLMBERG FUENZALIDA

SANTIAGO DE CHILE

2016

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.

POR: MARCOS ANDRÉS SILVA TORRES

FECHA: 14/09/2016

PROFESOR GUÍA: FABIÁN ROJAS B.

**ESTUDIO ANALÍTICO DEL EFECTO DEL CONFINAMIENTO Y LA CUANTÍA
DE BORDE EN EL COMPORTAMIENTO DE MUROS T. DISEÑO DE MONTAJE
EXPERIMENTAL PARA EL ENSAYO DE ÉSTOS.**

En la práctica constructiva actual se ha hecho frecuente el uso de muros esbeltos con secciones compuestas o complejas, entre los cuales se encuentran los muros T, que constituyen el objeto de estudio de la presente memoria. Específicamente se estudia en forma analítica el efecto que tiene el confinamiento y la cuantía de borde en el comportamiento de este tipo de muros ante la aplicación de una carga *pushover*, para lo cual se trabaja con el programa SAFE-Toolbox, el cual corresponde a una plataforma de elementos finitos que permite estimar la respuesta de un elemento estructural ante la aplicación de una determinada carga. En primer lugar, se valida el elemento tipo *shell* con capas mediante la comparación con experimentos disponibles en la literatura. Luego, se recopila información sobre las características más frecuentes que se pueden encontrar en los muros de sección transversal T de los edificios chilenos (enfocándose en la Región Metropolitana), de modo de generar una base de datos lo suficientemente robusta para desarrollar un montaje experimental: definiendo dimensiones de las probetas, armadura, cuantías de borde, etc. Finalmente, se desarrollan modelos numéricos de muros T en el programa SAFE-Toolbox para estimar analíticamente los resultados que se pudieran obtener del experimento.

DEDICATORIA

A mis padres, quienes han sido el pilar fundamental de mi vida, entregándome el amor, la educación y los valores que me han forjado en el hombre que soy ¡muchas gracias!

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer, en primer lugar, a mis padres, ya que es por ellos que he tenido la oportunidad de estudiar esta carrera; agradecer toda la ayuda que me ha brindado mi mamá, quien fue sin duda mi mejor profesora, y quien siempre me apoyó, incluso cuando yo no creía en mi; agradecer también a mi papá, quien se mató trabajando para brindarme la mejor educación posible y quien me enseñó a ver la vida de una manera más tranquila y optimista. Les agradezco con el alma todos sus cuidados y el apoyo que me han dado, y porque me han amado aun conociendo lo peor de mi.

Quiero agradecer también al resto de mi familia: al tío Miguel, la tía Sole, la tía Guille, la tía Mirta, la tía Ely y a mis abuelos por todo el cariño que han brindado; y también a la marlencita, quien se portó siempre como mi hermana mayor.

Agradecer, por otra parte, a mis amigos de la universidad, en especial al herny, edo, Alex, Arturo, Renato, Freddy y Carlos, porque nos hemos soportado desde mechones y aun así seguimos riendo juntos, y porque siempre me dieron una palabra de aliento cuando lo necesité. También a la javi, sol, Emilio, Andrés, Ary, pancho Tapia y pancho Varela, a quienes tuve el gusto de conocer durante la especialidad, y en quienes encontré a grandes amigos. Espero de todo corazón seguir compartiendo con ustedes por muchos años más.

Tampoco puedo olvidarme de mis amigos de wing chun: del Moisés, nacho, Octavio, lucho, cuchito, antares y todo el resto. Entrenar con ustedes me ha permitido crecer y cambiar en 180° la forma de ver el mundo. Les agradezco todas las enseñanzas que me han dejado y toda la energía que ponen en cada clase, haciendo que me esfuerce siempre al máximo.

En resumen, agradecer a mi familia, mis amigos, mis profesores y a todos aquellos que han dejado su marca en mi persona, ya que tal vez ni se imaginan cómo un pequeño gesto o un simple saludo en la mañana puede aligerar la carga de esta frenética carrera que llamamos vida.

TABLA DE CONTENIDO

Capítulo 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Introducción / Motivación.....	1
1.2 Objetivos	3
1.2.1 Objetivo general	3
1.2.2 Objetivos específicos	3
1.3 Metodología	4
1.4 Organización	5
Capítulo 2: SAFE-TOOLBOX.....	7
2.1 Descripción general.....	7
2.2 Leyes de los materiales	8
2.2.1 Hormigón.....	8
2.2.2 Acero embebido.....	14
Capítulo 3: VALIDACIÓN DEL ELEMENTO TIPO <i>SHELL</i>	16
3.1 Montaje experimental de Thomsen y Wallace.....	16
3.2 Modelos numéricos de los muros TW1 y TW2	19
3.3 Comparación de resultados	20
3.4 Factor de convergencia de carga.....	23
Capítulo 4: SELECCIÓN DE MUROS REPRESENTATIVOS.....	25
4.1 Criterios de selección	31
4.2 Modelamiento de los muros seleccionados.....	37
4.3 Resultados entregados por los modelos numéricos.....	41
Capítulo 5: DISEÑO DE LOS MUROS DE ENSAYO.....	45
5.1 Prediseño de los muros de ensayo.....	45
5.2 Modelos numéricos de los muros de ensayo.....	49

5.3 Resultados entregados por los modelos numéricos.....	55
5.4 Planos de los muros de ensayo.....	60
Capítulo 6: CONCLUSIONES.....	75
BIBLIOGRAFÍA.....	78
ANEXO A: Modelo de Saatcioglu y Razvi.....	80
Anexo B: Montaje experimental de Thomsen y Wallace.....	82
Anexo C: Verificación del diseño de las losas	83
Anexo D: Verificación del diseño de la viga de transferencia de carga.....	85
Anexo E: Verificación del diseño del pedestal.....	90

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1: Diferencias en la normativa antes y después del terremoto del año 2010.....	2
Tabla 3.1: Propiedades de las barras de refuerzo.	17
Tabla 3.2 Tiempos de análisis del modelo TW1 antes y después de usar phi.....	24
Tabla 4.1: Cálculo del porcentaje de $A_g \cdot f_c'$ que iguala a la carga axial.	29
Tabla 5.1: Cuantías de refuerzo usadas en los modelos de los muros de ensayo.	55

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Figura 2.1: Elemento con sección compuesta por capas.	7
Figura 2.2: Distribución de tensiones en una sección de hormigón armado.	8
Figura 2.3: Modelo constitutivo del hormigón en tracción de Belarbi y Hsu.	9
Figura 2.4: Modelo constitutivo del hormigón en compresión de Thorenfeldt.	10
Figura 2.5: Modelo del comportamiento histerético del hormigón de Massone.	11
Figura 2.6: Variación en la capacidad máxima del hormigón en compresión.	12
Figura 2.7: Modelo constitutivo del acero de Menegotto y Pinto.	14
Figura 3.1: Dimensiones de los especímenes TW1 y TW2.	16
Figura 3.2: Detalle de la armadura del muro TW1 (Hernández [6]).	17
Figura 3.3: Detalle de la armadura del muro TW2 (Hernández [6]).	18
Figura 3.4: Mallado utilizado en los modelos numéricos de los muros TW.	19
Figura 3.5: Resultado analítico vs experimental del muro TW1 (Hernández [6]).	20
Figura 3.6: Resultado analítico vs experimental del muro TW2 (Hernández [6]).	21
Figura. 3.7: Perfil de deformaciones analítico vs experimental del ala (Hernández [6]).	22
Figura 3.8: Perfil de deformaciones analítico vs experimental del alma (Hernández [6])... ..	22
Figura 3.9: Respuesta analítica del muro TW1 antes y después de usar phi.	23
Figura 4.1: Histograma de la relación de largo alma/ala.	26
Figura 4.2: Espesor de los muro en el primer piso.	27
Figura 4.3: Histograma del porcentaje de borde en ambas secciones.	27
Figura 4.4: Histograma de la cuantía logitudinal de borde.	28
Figura 4.5: Histograma del coeficiente de carga axial.	30
Figura 4.6: Plano (con vista en elevación) del muro MT1.	33
Figura 4.7: Cuantías de acero utilizadas en el muro MT1.	34
Figura 4.8: Plano (con vista en elevación) del muro MT2.	35
Figura 4.9: Cuantías de acero utilizadas en el muro MT2.	36
Figura 4.10 Mallado usado en los modelos numéricos de los muros MT.	38
Figura 4.11: Curva esfuerzo-deformación para los materiales del muro MT1.	39
Figura 4.12: Curva esfuerzo-deformación para los materiales del muro MT2.	40
Figura 4.13: Desplazamiento de los nodos en los modelos numéricos de los muros MT.	42
Figura 4.14: Respuesta entregada por el modelo numérico del muro MT1.	43

Figura 4.15: Respuesta entregada por el modelo numérico del muro MT2.	44
Figura 5.1: Detalle del doblaje de los ganchos de las trabas y la doble malla horizontal.	46
Figura 5.2: Dimensiones de los especímenes ET1 y ET2.	47
Figura 5.3: Dimensiones del espécimen ET3.	48
Figura 5.4: Curva esfuerzo-deformación para los materiales de los muros de ensayo.	50
Figura 5.5: Mallado usado en los modelos paramétricos de los muros de ensayo.	51
Figura 5.6: Dimensiones y cuantías de acero en el muro de ensayo ET1.	52
Figura 5.7: Dimensiones y cuantías de acero en el muro de ensayo ET2.	53
Figura 5.8: Dimensiones y cuantías de acero en el muro de ensayo ET3.	54
Figura 5.9: Desplazamiento de los nodos en los modelos numéricos de los muros ET.	56
Figura 5.10: Respuesta entregada por el modelo numérico del muro ET1.	57
Figura 5.11: Respuesta entregada por el modelo numérico del muro ET2.	58
Figura 5.12: Respuesta entregada por el modelo numérico del muro ET3.	59
Figura 5.13: Plano (con vista en elevación) del muro de ensayo ET1.	63
Figura 5.14: Plano (con vista en planta) del muro de ensayo ET1.	64
Figura 5.15: Plano (con vista en elevación) del muro de ensayo ET2.	65
Figura 5.16: Plano (con vista en planta) del muro de ensayo ET2.	66
Figura 5.17: Plano (con vista en elevación) del muro de ensayo ET3.	67
Figura 5.18: Plano (con vista en planta) del muro de ensayo ET2 – Parte 1.	68
Figura 5.19: Plano (con vista en planta) del muro de ensayo ET3 – Parte 2.	69
Figura 5.20: Plano (con vista en planta) de la losa de los muros de ensayo ET.	70
Figura 5.21: Plano de la viga de transferencia de carga.	71
Figura 5.22: Plano (con vista en planta) del pedestal.	72
Figura 5.23: Plano de secciones en el pedestal.	73
Figura 5.24: Plano con distribución de estribos en el pedestal.	74
Figura A.1: Distribución de tensiones en sección rectangular (Saatcioglu y Razvi [13]).	80
Figura B.1: Montaje experimental de Thomsen y Wallace (Hernández [6]).	82

Capítulo 1: **INTRODUCCIÓN**

1.1 Introducción / Motivación.

El principal elemento resistente en el sistema estructural de los edificios chilenos corresponde a los muros de hormigón armado, los cuales soportan las cargas gravitacionales y las cargas laterales inducidas por viento y eventuales sismos. Estas últimas resultan de gran interés dada la alta actividad sísmica que se registra en el país y el impacto que estos eventos tienen sobre sus estructuras e infraestructuras. En este sentido, el terremoto que afectó a la zona centro-sur de Chile, el 27 de febrero del año 2010, ha dejado de manifiesto una falla recurrente en los bordes de muros esbeltos de edificios relativamente altos (entre 15 y 25 pisos) que se caracteriza por el descascaramiento del hormigón de recubrimiento, trituración del hormigón y pandeo de las barras longitudinales, lo cual evidencia la incursión en grandes deformaciones. Todo esto significó la incorporación del DS N°60 en la normativa chilena para el diseño de estructuras de hormigón armado, modificando las disposiciones del estándar ACI318-08. Se limita la carga axial máxima a la que puede estar sometido un muro, a un 35% de la capacidad del hormigón en compresión, como también la deformación máxima de compresión de un muro sometido a flexo-compresión a 0.003 [mm/mm] para elementos de borde no confinados, y a 0.008 [mm/mm] en caso de haber confinamiento. En forma adicional, la tabla 1.1 presenta algunas de las principales modificaciones realizadas en la normativa de diseño durante los últimos años, las que imponen mayores restricciones al diseño de elementos de borde de muros con el fin de evitar las fallas descritas previamente y tener estructuras que continúen operacionales tras eventos sísmicos de alta intensidad.

Por todas las razones antes expuestas es que resulta de gran interés evaluar el efecto del confinamiento y la cuantía de borde en el comportamiento de muros de hormigón armado sometidos a carga lateral. Ahora bien, por lo común que resulta observar muros con secciones transversales compuestas (ya sea por arquitectura o funcionalidad) es que se ha decidido enfocar el presente estudio en muros de sección transversal T, seleccionando muros que resulten representativos de la realidad constructiva chilena, para luego diseñar

un set de 3 especímenes de ensayo que permitan contrastar los resultados analíticos (obtenidos con la plataforma SAFE-Toolbox) y experimentales.

Tabla 1.1: Diferencias en la normativa antes y después del terremoto del año 2010.

ACI318-08	DS N°60	ACI318-14
No establece nada con respecto a este punto.	Se limita la carga axial mayorada (P_u) a $0.35f'_c A_g$	No establece nada con respecto a este punto.
Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde cuando: $c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$	Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde cuando: $c \geq \frac{l_w}{600(\delta'_u/h'_w)}$	Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde cuando: $c \geq \frac{l_w}{600(1.5 \delta_u/h_w)}$
El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos (A_{sh}) de confinamiento debe ser mayor a $0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$	El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos (A_{sh}) de confinamiento debe ser mayor a $0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$	El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos (A_{sh}) de confinamiento debe ser mayor a $0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$, y también a $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$
La separación horizontal (h_x) entre barras verticales lateralmente soportadas por estribos o trabas dentro del núcleo confinado no debe exceder los 350 mm.	La separación horizontal (h_x) entre barras verticales lateralmente soportadas por estribos o trabas dentro del núcleo confinado debe ser menor a 200 mm o a la mitad del espesor del elemento de borde.	La separación horizontal (h_x) entre barras verticales lateralmente soportadas por estribos o trabas dentro del núcleo confinado no debe exceder los 350 mm, ni a 2/3 del ancho del elemento de borde.
No establece nada con respecto a este punto.	El espesor del elemento de borde (e_w) deber ser mayor a 300 mm, mientras que el largo confinado (L_c) debe ser mayor o igual a e_w .	El ancho de la zona de compresión por flexión debe ser mayor o igual a 300 mm.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

- Estudiar el efecto del confinamiento y la cuantía de borde en el comportamiento de muros de hormigón armado de sección transversal T.

1.2.2 Objetivos específicos

- Definir los parámetros más representativos de muros reales de hormigón armado y sección transversal T utilizados en la práctica constructiva chilena actual.
- Estimar el efecto del confinamiento y la cuantía de borde en el comportamiento de muros T a partir de un análisis numérico para la realidad constructiva chilena actual (centrándose principalmente en la Región Metropolitana).
- Diseñar un set de 3 muros de hormigón armado de sección transversal T para ser ensayados en el laboratorio de estructuras del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile.

1.3 Metodología

1. Revisión bibliográfica del estado del arte y estudios experimentales afines al comportamiento de muros de hormigón armado sometidos a cargas cíclica y de *pushover*, utilizando como principal referencia las experiencias realizadas por Thomsen y Wallace [14].
2. Estudio de la capacidad y características de la plataforma de trabajo SAFE-Toolbox, definiendo las leyes de los materiales que rigen el comportamiento del acero y el hormigón, y también el tipo de elementos finitos y el número de grados de libertad que se consideran para el análisis.
3. Validación del elemento tipo *shell* con capas programado en SAFE-Toolbox mediante la comparación de los experimentos disponibles en la literatura consultada con los modelos analíticos utilizados previamente por Hernández [6] y modificados a partir de la incorporación del “factor de convergencia de carga” desarrollado por Peña [11].
4. Elección de muros de sección T que sean representativos de la realidad constructiva chilena actual (centrándose principalmente en la Región Metropolitana) a partir de la revisión de los planos de distintos edificios. Se definen dimensiones de muro, armadura de refuerzo longitudinal, armadura transversal de confinamiento, etc.
5. Desarrollo de modelos numéricos para los 2 muros T seleccionados previamente, usando el programa computacional SAFE-Toolbox. Evaluación de los resultados obtenidos a partir de análisis bajo control de desplazamientos.
6. Diseño de 3 especímenes para ensayar (dimensiones de la probeta, cuantías horizontales y verticales de borde, dimensiones del montaje, etc.) en función de las propiedades que se desean medir y de las condiciones del laboratorio de estructuras del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile.

1.4 Organización

- **Capítulo 1: Introducción**

Se hace una breve descripción sobre el tema de la memoria, señalando los principales motivos que justifican su estudio, los objetivos fijados y la metodología empleada para lograr estos últimos.

- **Capítulo 2: SAFE-Toolbox**

Se realiza una descripción de las principales características del *framework* de elementos finitos SAFE-Toolbox y de las leyes de los materiales implementadas en el programa para modelar el comportamiento del acero y el hormigón.

- **Capítulo 3: Validación del elemento tipo *shell***

Se evalúa la capacidad del programa (utilizando el elemento tipo *shell*) para representar el comportamiento de los muros de sección T ensayados en la experiencia de Thomsen y Wallace [14]. De forma análoga, se evalúa el impacto que tiene sobre el programa la incorporación del “factor de convergencia de carga” desarrollado por Peña [11] en relación a la respuesta obtenida y los tiempos de ejecución.

- **Capítulo 4: Selección de muros representativos**

Se presentan los 2 muros de sección T escogidos para confeccionar los especímenes a ser ensayados, indicando las principales razones de su elección: dimensiones del muro, cuantía longitudinal de borde, cuantía horizontal y vertical del alma, confinamiento, etc. En forma adicional, se muestran los resultados que arrojan sus respectivos modelos numéricos desarrollados en SAFE-Toolbox: gráfico de carga lateral versus desplazamiento de techo, desplazamiento de nodos en el plano XZ y el perfil de deformaciones verticales para el ala y alma.

- Capítulo 5: Diseño de los muros de ensayo

Se entregan los planos definitivos de los 3 muros de ensayo, señalando los principales criterios y consideraciones que deben tenerse en cuenta al momento de definir sus dimensiones, niveles de cuantía de refuerzo, tipo de confinamiento, etc. Por otra parte, se desarrollan modelos numéricos en SAFE-Toolbox de los 3 especímenes, simulando el comportamiento de éstos durante el ensayo por medio de gráficos de carga lateral versus desplazamiento de techo, desplazamiento de nodos en el plano XZ y perfil de deformaciones verticales para el ala y alma.

- Capítulo 6: Conclusiones

Se presentan las principales conclusiones de este trabajo, analizando el efecto del confinamiento, la cuantía longitudinal de borde y la presencia de singularidades en el comportamiento de muros de sección T.

2.1 Descripción general

Los muros de hormigón armado de sección transversal T se modelan a través de la herramienta computacional SAFE-Toolbox, la cual consiste en un *framework* de elementos finitos, desarrollado por Rojas [12] y programado en Matlab, que permite modelar y simular el comportamiento de estructuras con diversas geometrías y materiales: entre los que se incluyen aquellos con comportamiento no-lineal, tales como el acero y el hormigón.

En la presente memoria se trabaja con modelos analíticos que utilizan elementos tipo *shell*, los que corresponden a elementos cuadriláteros planos que presentan una sección compuesta por capas: empleada para modelar la interacción entre el hormigón y el acero. Por otra parte, cada uno de estos elementos posee 9 puntos de cuadratura y 24 grados de libertad (donde se consideran 3 desplazamientos y 3 giros por nodo).

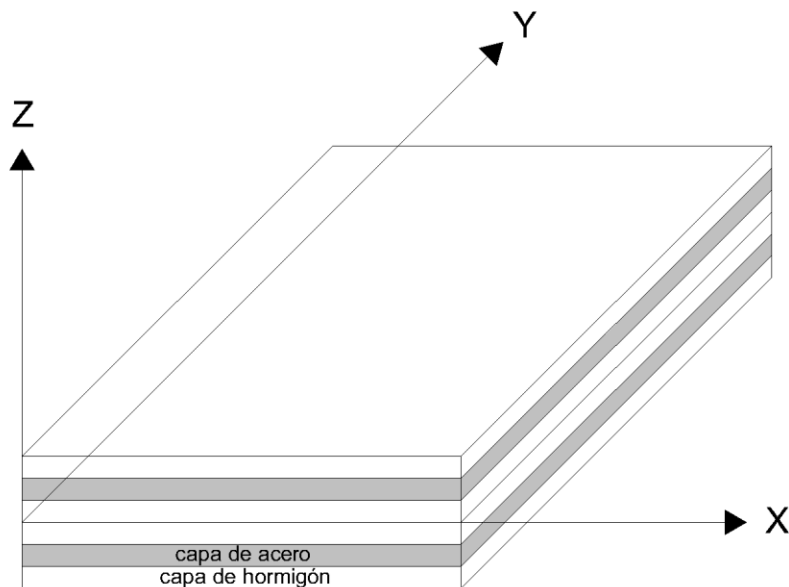


Figura 2.1: Elemento con sección compuesta por capas.

Además, el hormigón y el acero implementados en el programa permiten representar la interacción que se produce entre ellos durante el agrietamiento, momento en el cual el acero pasa a tomar la totalidad de la tracción. Dicho fenómeno se presenta en la figura 2.2, donde se muestra también que en las zonas comprendidas entre grietas, el hormigón que aun se encuentra unido al refuerzo sí contribuye a la resistencia del elemento, lo que conlleva una reducción en la tensión del acero.

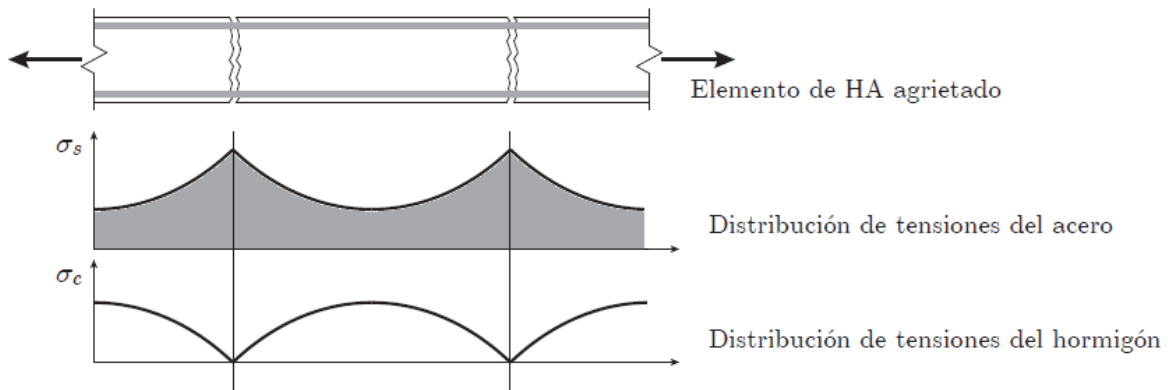


Figura 2.2: Distribución de tensiones en una sección de hormigón armado.

2.2 Leyes de los materiales

2.2.1 Hormigón

El comportamiento del hormigón se obtiene a partir del modelo uniaxial implementado por Massone [7] en OpenSees como *Concrete06* [8]. Las principales características de este material se describen a continuación:

Para el hormigón en tracción se utiliza la relación tensión-deformación promedio desarrollada por Belarbi y Hsu [2].

$$\sigma_c = \begin{cases} \left(\frac{f_{cr}}{\varepsilon_{cr}}\right) \cdot \varepsilon_c & , \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cr} \\ f_{cr} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_r}\right)^b & , \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{cr} \end{cases} \quad (2.1)$$

donde σ_c y ε_c corresponden a la tensión y deformación unitaria promedio del hormigón, respectivamente; f_{cr} es la máxima capacidad del hormigón en tracción y ε_{cr} es la deformación unitaria que se alcanza para dicha tensión, obteniendo experimentalmente los siguientes valores:

$$f_{cr} = 0.31 \sqrt{f'_c (MPa)} \quad (2.2)$$

$$\varepsilon_{cr} = 0.00008 \quad (2.3)$$

mientras que b corresponde al coeficiente de decaimiento, cuyo valor depende de la condición de confinamiento:

$b = 0.4$, para hormigón confinado según Belarbi y Hsu [2]

$b = 0.6$, para hormigón no confinado según Rojas [12]

Todo lo anterior puede resumirse en la figura 2.3, que da cuenta del comportamiento del hormigón en tracción según las ecuaciones 2.1 a 2.3:

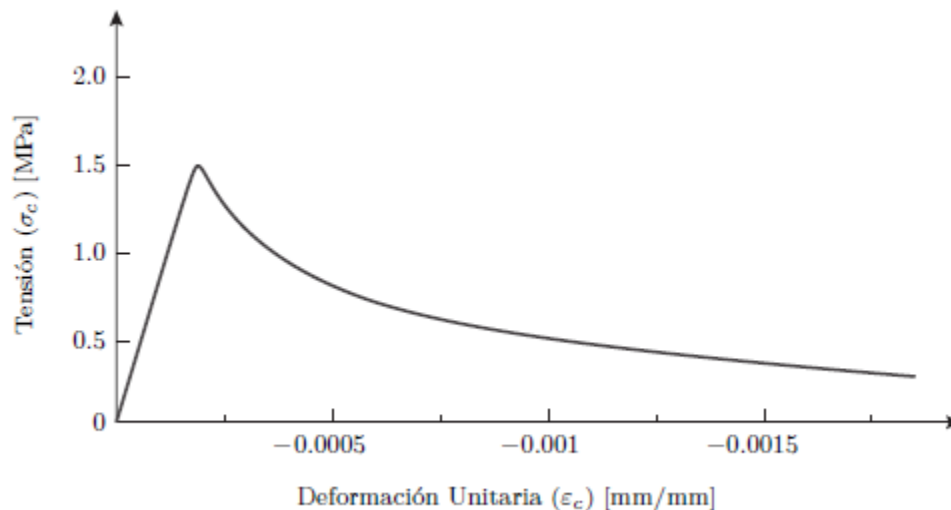


Figura 2.3: Modelo constitutivo del hormigón en tracción de Belarbi y Hsu.

El comportamiento del hormigón en compresión se obtiene a partir de la curva de Thorenfeldt [15], que deriva de la siguiente expresión:

$$\sigma_c = f'_c \frac{n \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c_0}}\right)}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c_0}}\right)^{n \cdot k}} \quad (2.4)$$

donde f'_c corresponde a la máxima capacidad del hormigón en compresión y ε_{c_0} es la deformación unitaria que se alcanza en dicho punto; n y k son parámetros de ajuste de la curva calibrados experimentales según Collins y Porasz [4]:

$$n = 0.8 + \frac{f'_c (MPa)}{17} \quad (2.5)$$

$$k = \begin{cases} 1, & \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c_0} \\ 0.67 + \frac{f'_c (MPa)}{62}, & \varepsilon_c > \varepsilon_{c_0} \end{cases} \quad (2.6)$$

Las ecuaciones 2.4 a 2.5 entregan la envolvente de compresión presentada a continuación:

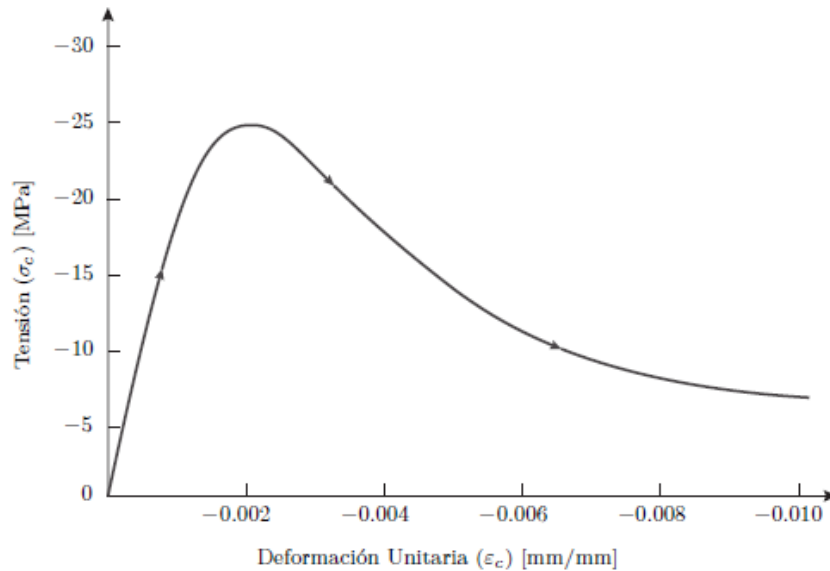


Figura 2.4: Modelo constitutivo del hormigón en compresión de Thorenfeldt.

El comportamiento histerético del hormigón al interior de la envolvente está definido por zonas de carga y descarga lineales, conectadas entre sí a partir del módulo de elasticidad inicial del hormigón (E_{c_0}) y de la pendiente para la zona de descarga, con un valor de $0.071 E_{c_0}$. El rango definido para esta zona depende de la deformación plástica remanente a compresión (ε_p^c) y tracción (ε_p^t), dadas por las ecuaciones 2.7 y 2.8 respectivamente:

$$\varepsilon_p^c = \varepsilon_m^c \left(1 - e^{-\left(\frac{\varepsilon_m^c}{\varepsilon_{c_0}}\right)\alpha_c} \right) \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_p^t = \varepsilon_m^t \left(1 - e^{-\left(\frac{\varepsilon_m^t}{\varepsilon_{c_0}}\right)\alpha_t} \right) \quad (2.8)$$

donde ε_m^c y ε_m^t son las deformaciones máximas que se alcanzan por ciclo en compresión y tracción, respectivamente. Los coeficientes α_c y α_t están ligados a la cantidad de deformación plástica en el hormigón, tomando los valores $\alpha_c = 0.32$ y $\alpha_t = 0.08$ según Rojas [12].

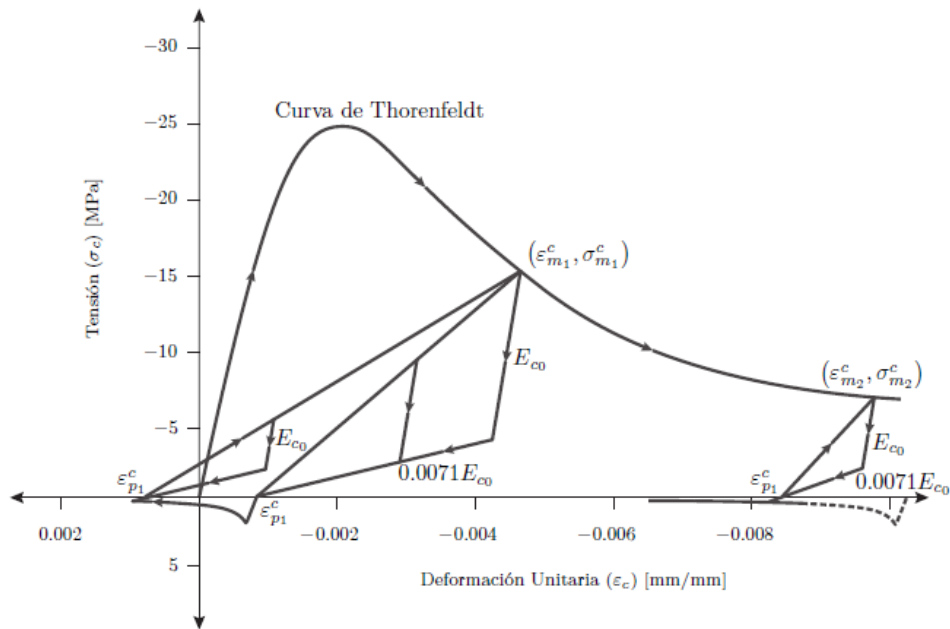


Figura 2.5: Modelo del comportamiento histerético del hormigón de Massone.

Además de las leyes constitutivas uniaxiales para deformaciones promedio en las direcciones principales, se toman en consideración otros 3 efectos adicionales que modifican la máxima capacidad del hormigón en compresión a través de un coeficiente β , tal como se muestra a continuación:

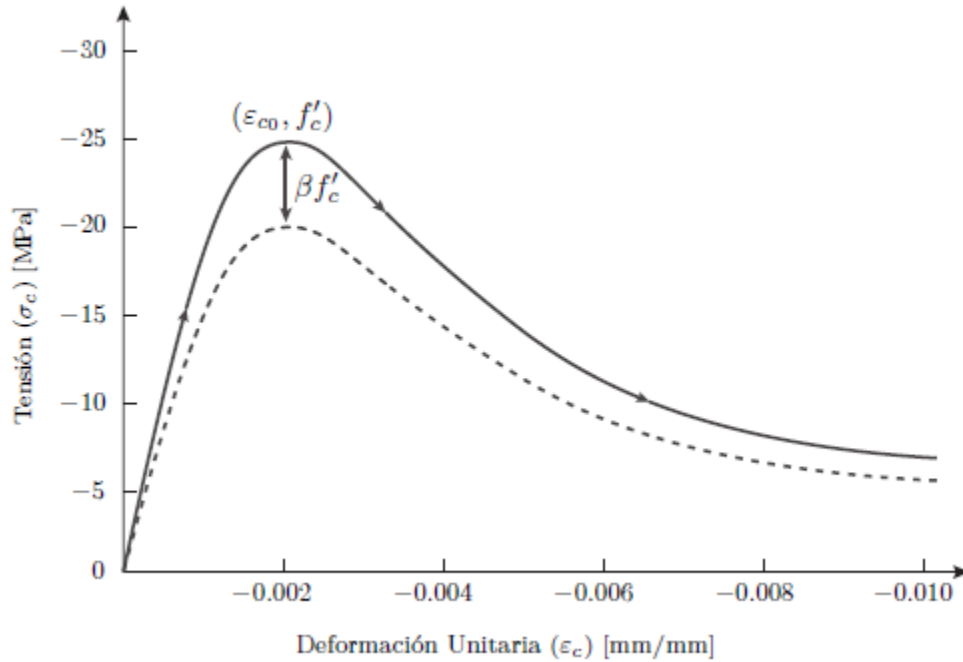


Figura 2.6: Variación en la capacidad máxima del hormigón en compresión.

Reducción de la capacidad del hormigón por tracción transversal

La capacidad máxima del hormigón en compresión en una dirección se ve reducida por las tensiones de tracción que se producen en las direcciones perpendiculares. Este efecto puede cuantificarse a partir de la expresión propuesta por Belarbi y Hsu [3]:

$$\beta_s = \frac{k}{\sqrt{1 + k_\theta \cdot \varepsilon_{tracción}}} \quad (2.9)$$

donde $\varepsilon_{tracción}$ corresponde a la deformación principal de tracción, mientras que el coeficiente k_θ es igual a 250 para carga secuencial y 400 para carga proporcional. Belarbi y Hsu [3] definen $k = 0.9$, pero Rojas [12] le asigna el valor 1, ya que este último valor arroja soluciones más estables, sin mayor pérdida de precisión.

Daño por carga cíclica

El deterioro del hormigón durante el ciclo de carga y descarga conlleva una disminución en su capacidad a la compresión (f'_c). Este efecto es estudiado por Palermo y Vecchio [10], quienes proponen las siguientes expresiones:

$$\beta_d = \frac{1}{1 + \alpha_1 \left(\frac{\varepsilon_{rec}}{\varepsilon_{c_0}} \right)^{\alpha_2}} \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_{rec} = \varepsilon_{máx} - \varepsilon_{mín} \quad (2.11)$$

donde $\varepsilon_{máx}$ y $\varepsilon_{mín}$ corresponden al máximo y mínimo valor de la deformación en el ciclo de carga, mientras que $\alpha_1 = 0.10$ y $\alpha_2 = 0.5$ antes del agrietamiento en compresión, y $\alpha_1 = 0.175$ y $\alpha_2 = 0.6$ después de éste.

Efecto del confinamiento

El confinamiento por estribos aumenta la capacidad de deformación y la resistencia a compresión del hormigón, ya que contrarresta la tendencia natural del material a expandirse lateralmente. Por esta razón, el incremento en la resistencia máxima a la compresión está relacionado principalmente con la tensión lateral efectiva de confinamiento¹ (f_{le}), tal como indica el modelo desarrollado por Saatcioglu y Razvi [13]:

$$\beta_c = 1 + \frac{k_1 \cdot f_{le}}{f'_c} \quad (2.12)$$

$$k_1 = 6.7 (f_{le})^{-0.17} \quad (2.13)$$

¹ Para mayor detalle véase anexo A.

2.2.2 Acero embebido

El comportamiento histerético del acero es descrito a partir del modelo propuesto por Menegotto y Pinto [9], modificado en el año 1983 por Filippou et al. [5]

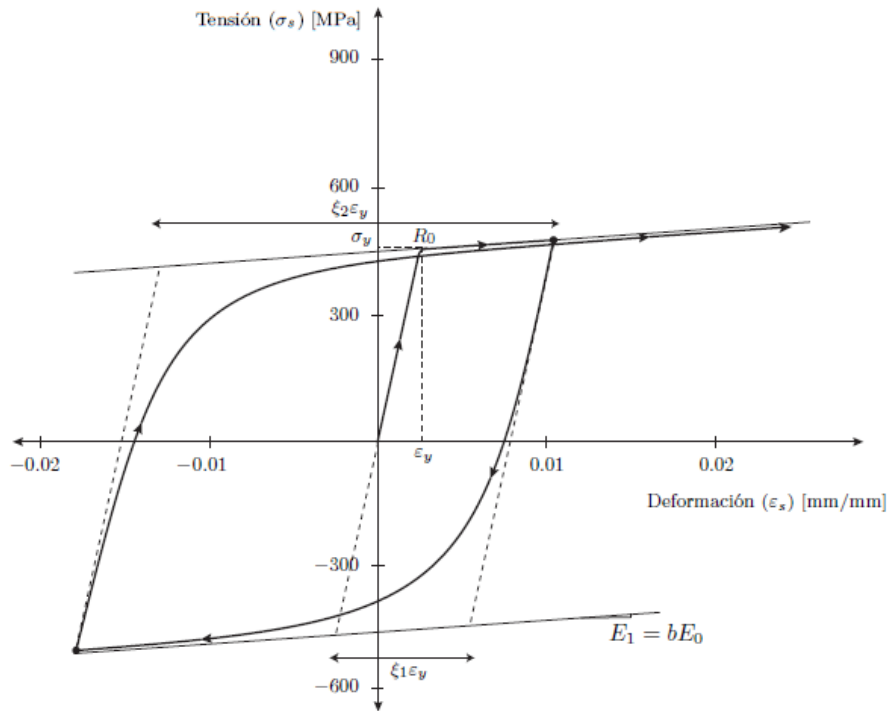


Figura 2.7: Modelo constitutivo del acero de Menegotto y Pinto.

Se tiene así que el comportamiento del acero puede modelarse a partir de las ecuaciones 2.14 a 2.18:

$$\sigma^* = b \cdot \varepsilon^* + \frac{(1-b) \varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^{*R})^{\frac{1}{R}}} \quad (2.14)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma_s - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (2.15)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (2.16)$$

donde el par $(\sigma_r, \varepsilon_r)$ corresponde a la tensión y deformación unitaria en las zonas inversas de la curva, mientras que el par $(\sigma_0, \varepsilon_0)$ está dado por la intersección de las asíntotas. El parámetro b está asociado al endurecimiento y define la pendiente post-fluencia. El exponente R representa el efecto de Bauschinger, determinando la forma de la curva de transición, y sale de la siguiente ecuación:

$$R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi}{a_2 + \xi} \quad (2.17)$$

donde $R = R_0$ para el primer ciclo de carga, y los parámetros a_1 y a_2 están asociados a la degradación entre ciclos. Todos estos coeficientes son calibrados experimentalmente por Filippou [5] ($R_0 = 20$, $a_1 = 16.2$ y $a_2 = 15$). La variable ξ corresponde a la variación absoluta de la deformación unitaria y se calcula como:

$$\xi = \left| \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_0}{\varepsilon_y} \right| \quad (2.18)$$

donde ε_m es el último valor límite de la deformación unitaria antes del cambio de dirección en el ciclo de carga o descarga, y ε_y es la deformación de fluencia de la barra libre.

En forma adicional, se considera el efecto de la fluencia aparente estudiado por Belarbi y Hsu [2]. Esto significa una reducción de la tensión de fluencia y el coeficiente de endurecimiento para las barras de acero embebidas en el hormigón, tal como se indica en las siguientes expresiones:

$$f_n = (0.93 - 2B) f_y \quad (2.19)$$

$$b_n = 0.02 + 0.25 \cdot B \quad (2.20)$$

$$B = \frac{1}{\rho_l} \left(\frac{f_{cr}}{f_y} \right)^{1.5} \quad (2.21)$$

donde f_n y b_n corresponden a la fluencia y endurecimiento promedio del acero embebido en el hormigón, f_y es la fluencia del acero libre y ρ_l es la cuantía longitudinal del acero.

Capítulo 3: VALIDACIÓN DEL ELEMENTO TIPO *SHELL*

Para validar el elemento tipo *shell* se utilizan los resultados experimentales obtenidos por Thomsen y Wallace [14] sobre dos muros de ensayo, de hormigón armado y sección transversal T, sometidos a una carga lateral cíclica. Dichos resultados se comparan con la respuesta analítica que arrojan los modelos numéricos desarrollados en SAFE-Toolbox para los muros ensayados. En forma adicional, se revisa la respuesta de dichos modelos tras incorporar el “factor de convergencia de carga” desarrollado por Peña [11], el cual reduce los errores de convergencia a tener durante el análisis de carga, con la posibilidad de aumentar el tamaño del paso empleado durante el análisis y por consiguiente, reducir en forma significativa los tiempos de ejecución del programa.

3.1 Montaje experimental de Thomsen y Wallace

Los especímenes ensayados (designados como TW1 y TW2) corresponden a dos muros de sección transversal T de idénticas dimensiones: ambos tienen una altura total de 3.66 m, con un ala y alma de 1.22 m de largo y 102 mm de espesor. Además cuentan con una losa para cada nivel de piso, y con un pedestal armado que se encuentra anclado al piso del laboratorio y que actúa como fundación rígida.

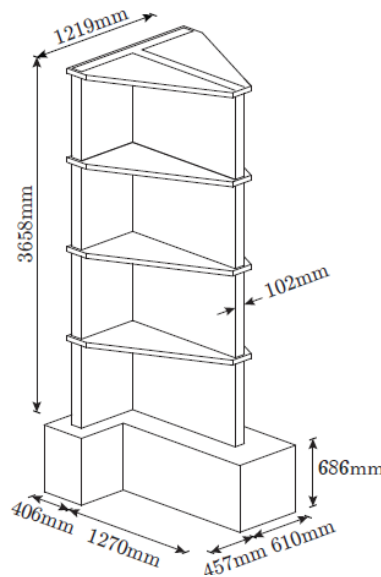


Figura 3.1: Dimensiones de los especímenes TW1 y TW2.

Ambos especímenes se diseñaron conservadoramente para una deriva del 1.5%, utilizando barras #3 para el refuerzo longitudinal, barras #2 para la doble malla y barras 3/16" para las trabas y los estribos.

Tabla 3.1: Propiedades de las barras de refuerzo.

Barra de acero	Diámetro [mm]	Fluencia [Mpa]
#3	9.50	434
#2	6.40	448
3/16"	4.75	434

La diferencia entre los muros TW1 y TW2 radica fundamentalmente en el detallamiento de la zona inferior del alma y en el espaciamiento de la doble malla usada en dicha sección, tal como se aprecia en las figuras 3.2 y 3.3:

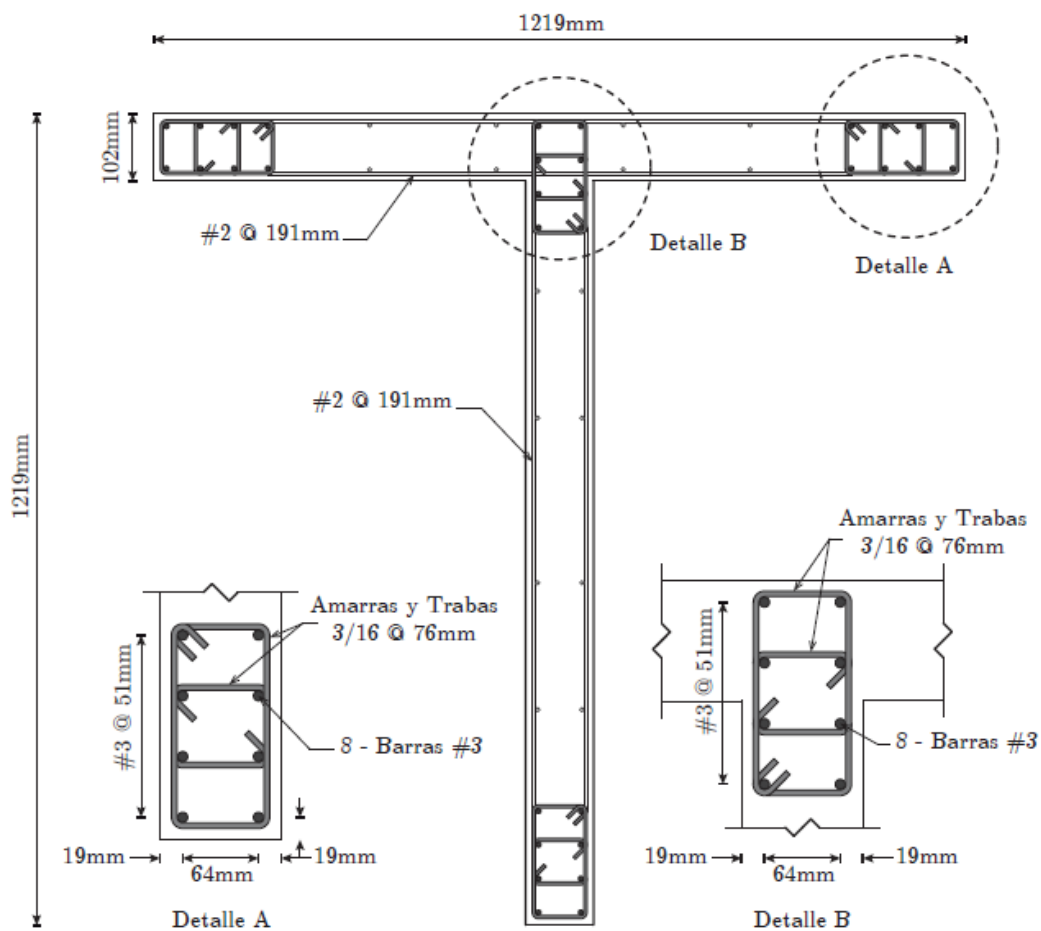


Figura 3.2: Detalle de la armadura del muro TW1 (Hernández [6]).

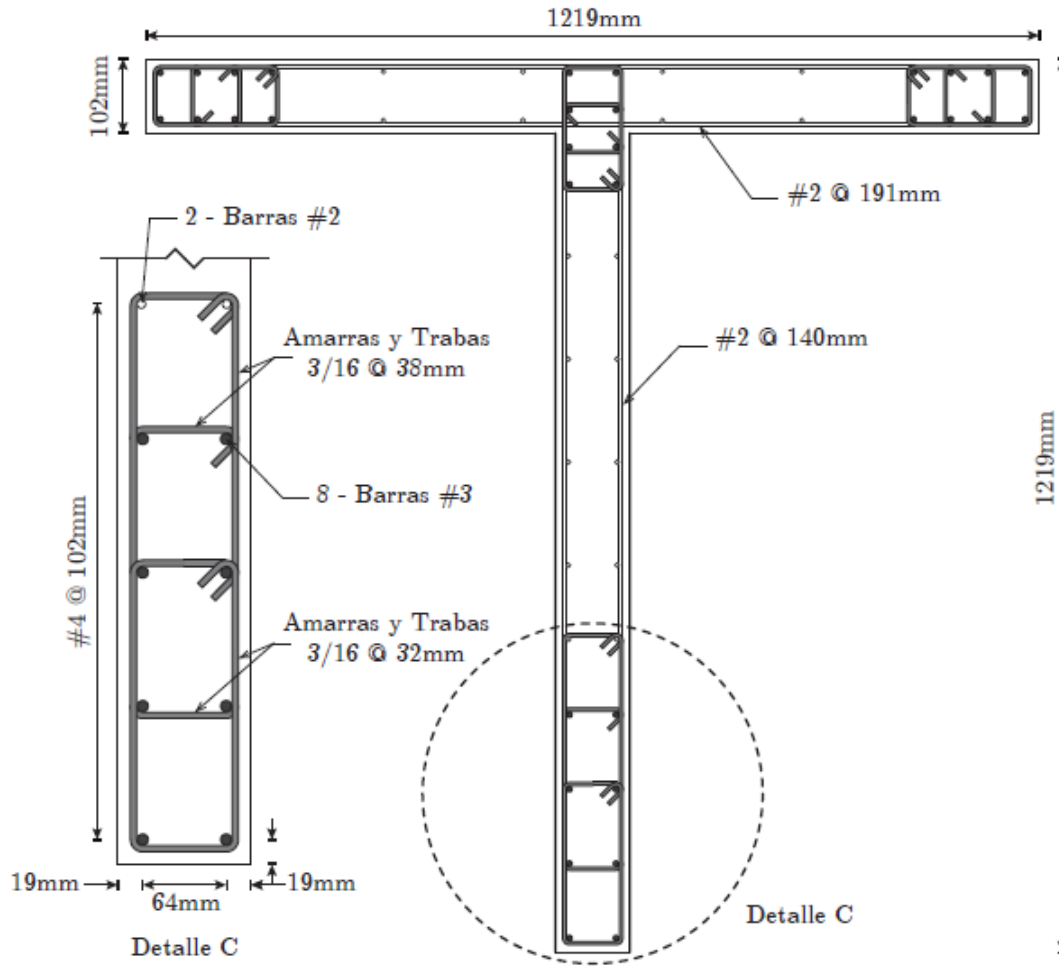


Figura 3.3: Detalle de la armadura del muro TW2 (Hernández [6]).

Los muros son sometidos a carga axial y lateral, ejercidas por un set de gatos hidráulicos y transferidas a los especímenes por medio de una viga metálica que se encuentra unida a la parte superior de los muros mediante ángulos². La carga axial es constante durante el ensayo, y tiene un valor aproximado de $0.075 A_g f'_c$. La carga lateral es cíclica, y es aplicada mediante control de desplazamientos. En ambos especímenes se utilizan potenciómetros y LVDT's para medir la respuesta de desplazamiento, celdas de carga para registrar la magnitud de las cargas aplicadas sobre los muros, y *strain gages* para determinar las deformaciones en el hormigón y en la armadura de refuerzo.

² Para mayor detalle veáse Anexo B

3.2 Modelos numéricos de los muros TW1 y TW2

Tal como se menciona al inicio de este capítulo, la validación del elemento tipo *shell* se realiza a partir de los modelos numéricos desarrollados previamente por Rojas [12]. El mallado de los muros (figura 3.4) consiste en elementos de 220 mm de ancho, mientras que la altura de la primera corrida de elementos situados inmediatamente sobre la base del muro es de 229 mm, coincidiendo así con la dimensión de los LVDT's instalados verticalmente en dicha zona. En el caso de la losa y el pedestal, éstos se modelan como un material elástico. Por otra parte, la armadura ubicada en la intersección del ala y el alma de los muros TW se incorpora, por simplicidad, solo en la zona superior del alma de los modelos. Para finalizar, se tiene que el análisis se hace bajo control de desplazamientos: utilizando una deriva del 2%.

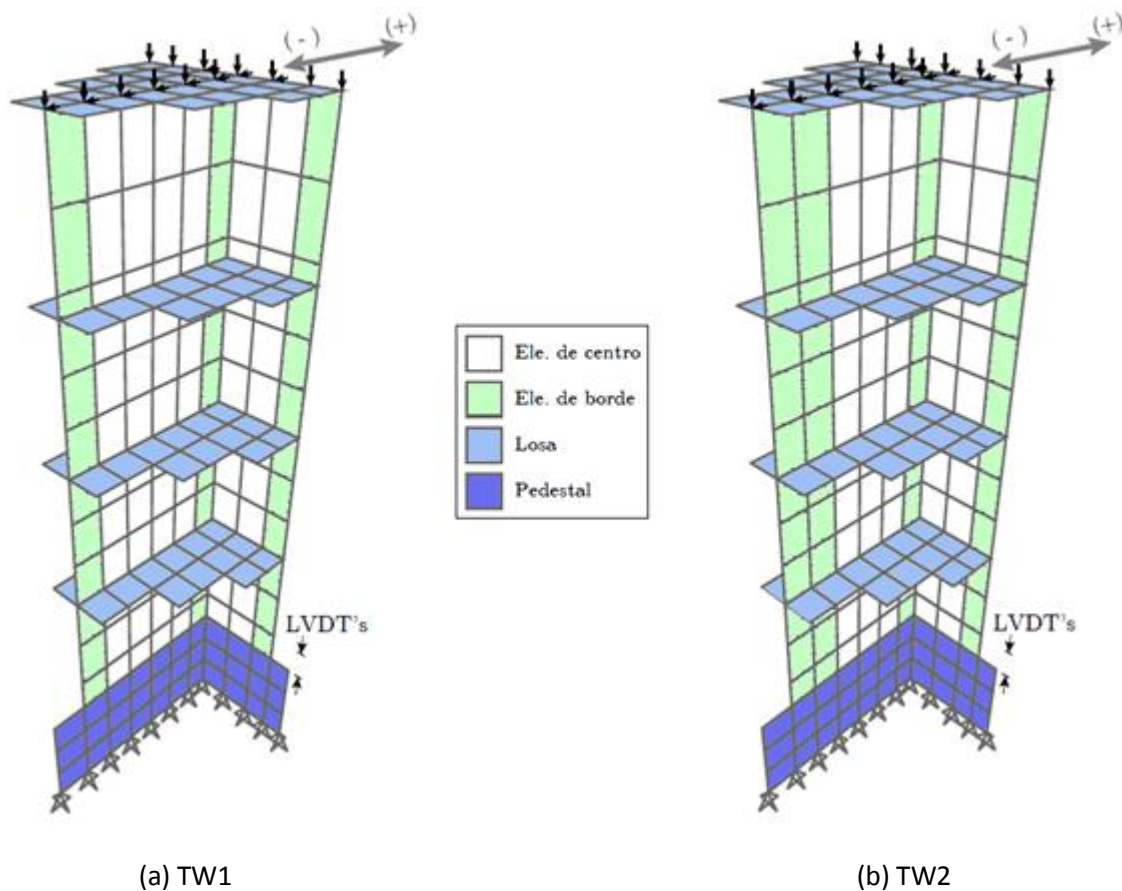


Figura 3.4: Mallado utilizado en los modelos numéricos de los muros TW.

3.3 Comparación de resultados

Las figuras 3.5 y 3.6, correspondientes a gráficos de carga lateral versus desplazamiento de techo, permiten comparar los resultados experimentales obtenidos por Thomsen y Wallace [12] con la respuesta analítica entregada por los modelos desarrollados en SAFE-Toolbox para los muros TW1 y TW2, respectivamente. Como puede apreciarse en ambas imágenes, la respuesta que arrojan los modelos numéricos resulta mucho más precisa para el caso en que el ala se encuentra sometida a compresión, entregando de forma bastante certera el desplazamiento máximo de techo que se alcanza para dicha condición. Por otra parte, en la figura 3.5 puede observarse que el modelo del muro TW1 es capaz de captar la falla que se produce cuando éste alcanza una deriva del 1.25%, evidenciando que la respuesta entregada por el modelo numérico también resulta ser confiable para el caso de ala traccionada.

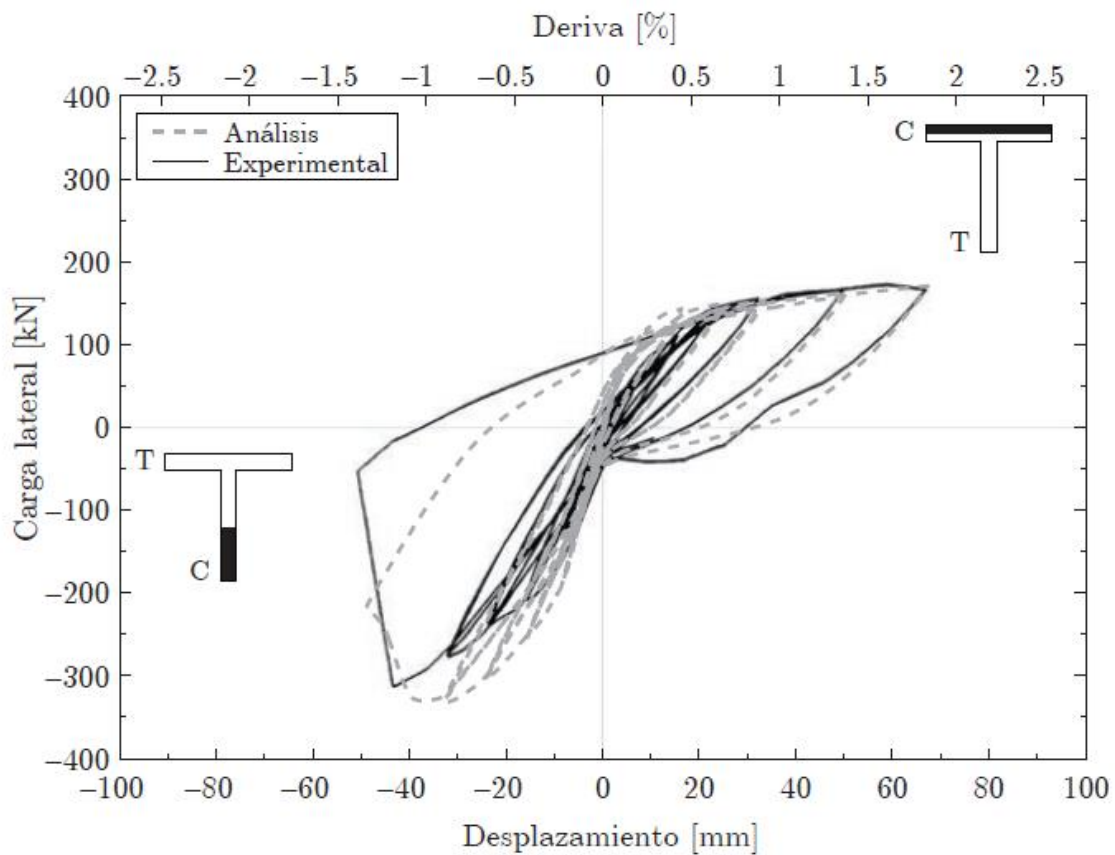


Figura 3.5: Resultado analítico vs experimental del muro TW1 (Hernández [6]).

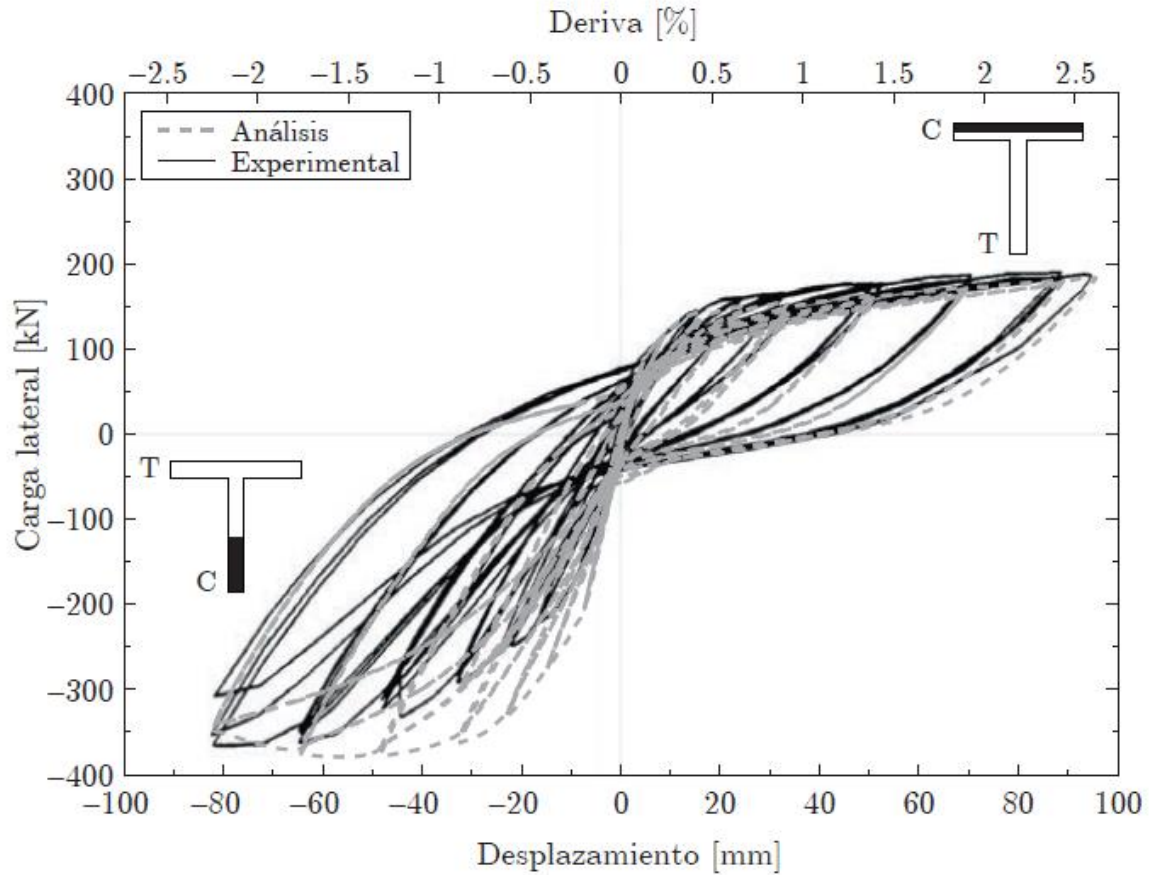
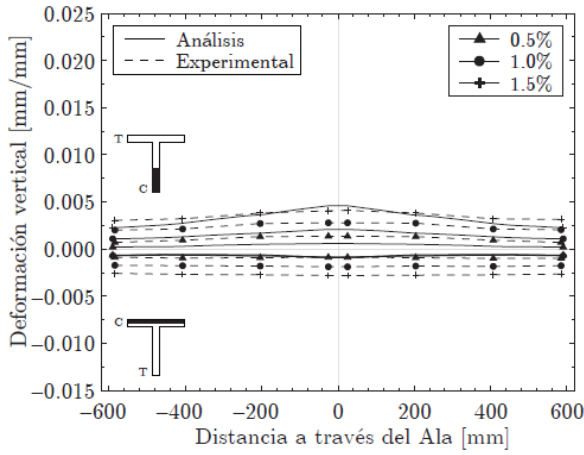


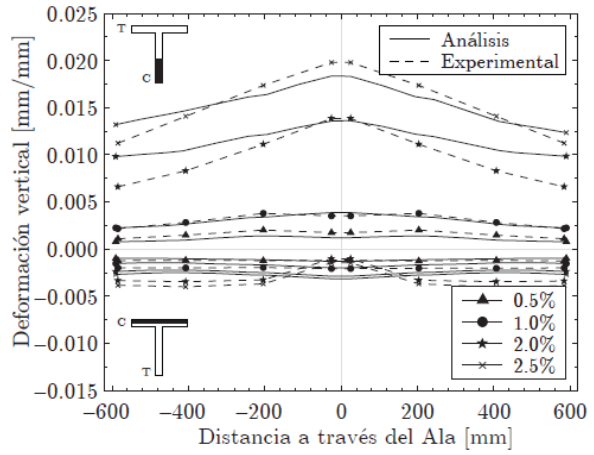
Figura 3.6: Resultado analítico vs experimental del muro TW2 (Hernández [6]).

De igual forma, las figuras 3.7 y 3.8 muestran el perfil de deformaciones verticales a lo largo del ala y el alma de los muros TW1 y TW2, donde puede apreciarse una alta similitud entre la respuesta analítica y experimental, observándose que la diferencia entre éstas se acentúa exclusivamente en el caso de derivas relativamente altas.

A partir de todas las observaciones realizadas anteriormente, puede concluirse que los modelos numéricos desarrollados con la plataforma de trabajo SAFE-Toolbox son capaces de simular en buen grado el comportamiento de un muro de sección transversal T sometido a carga lateral cíclica, validando también el uso del elemento tipo *shell* para representar elementos de hormigón armado.

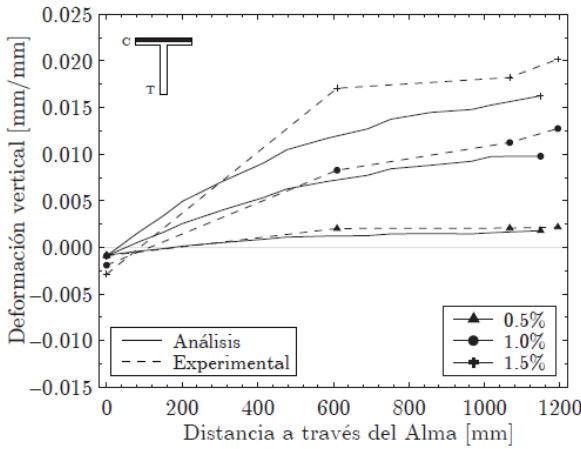


(a) Muro TW1

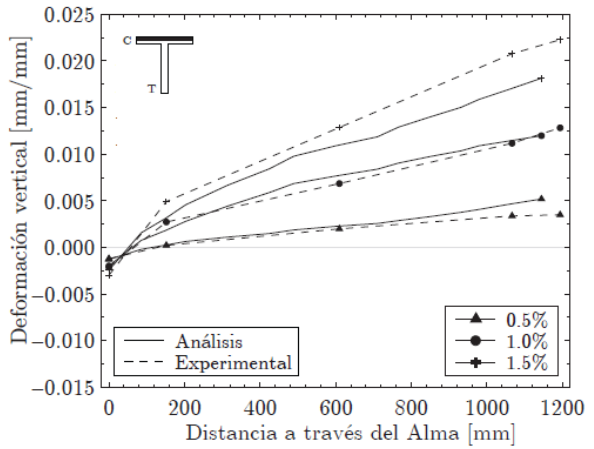


(b) Muro TW2

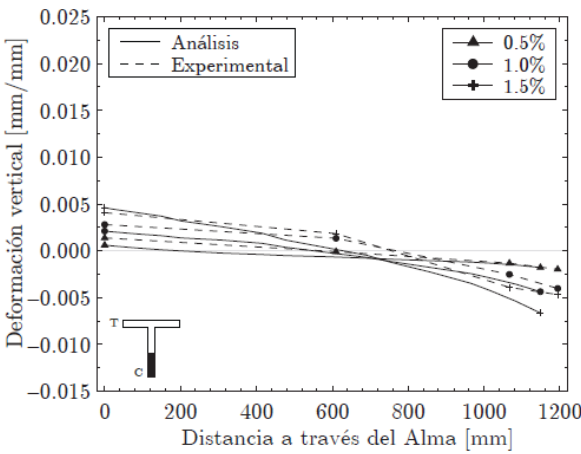
Figura. 3.7: Perfil de deformaciones analítico vs experimental del ala (Hernández [6]).



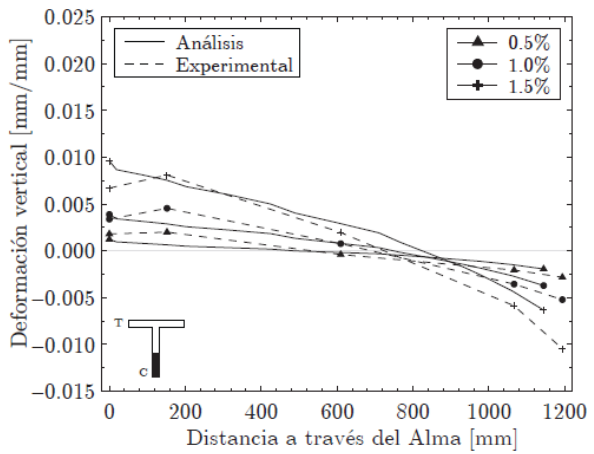
(a1) Muro TW1: ala comprimida



(b1) Muro TW2: ala comprimida



(a2) Muro TW1: ala traccionada



(b2) Muro TW2: ala traccionada

Figura 3.8: Perfil de deformaciones analítico vs experimental del alma (Hernández [6]).

3.4 Factor de convergencia de carga

En todo problema no-lineal se hace necesario iterar para alcanzar la convergencia en los resultados, lo que se logra cuando existe equilibrio entre las fuerzas resistentes y las cargas externas bajo cierta tolerancia. Ahora bien, no siempre es posible lograr dicha convergencia, y esto hace necesario corregir el análisis en dicho punto y re-procesarlo. En este sentido, el “factor de convergencia de carga”, desarrollado por Peña [11], debe entenderse como un nuevo enfoque de análisis no-lineal que controla el nivel de carga externa, y que va sumando una fracción de ésta en forma gradual mientras se itera en busca de convergencia. De este modo, el “factor de convergencia de carga” busca reducir la ocurrencia de problemas de convergencia durante el análisis de carga.

Por lo expuesto anteriormente, el incorporar esta herramienta en modelos que ya han alcanzado convergencia no debería modificar su respuesta, tal como puede apreciarse en la figura 3.9, donde se compara la respuesta que arroja el modelo numérico del muro TW1 antes y después de implementar el “factor de convergencia de carga”.

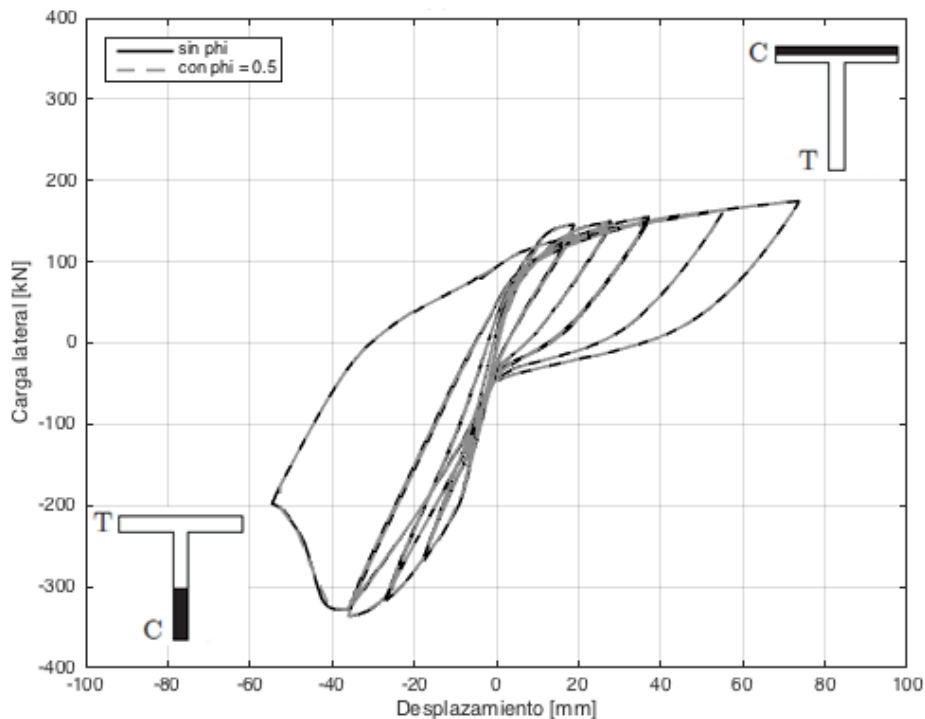


Figura 3.9: Respuesta analítica del muro TW1 antes y después de usar phi.

Sin embargo, el “factor de convergencia de carga” cobra una nueva utilidad en estos casos, ya que permite aumentar el tamaño del paso empleado para el análisis de carga sin que surjan problemas de convergencia adicionales, lo que repercute directamente en los tiempos de ejecución del programa. Para el modelo numérico del muro TW1 en que se ha implementado el “factor de convergencia de carga” se decide duplicar el tamaño del paso usado en el análisis de carga horizontal, pasando de 0.925 a 1.85 [mm]; se emplea además un factor phi igual a 0.5, con 40 iteraciones mínimas y una tolerancia del 30%. Se registran entonces los siguiente tiempos para un cierto ciclo de carga:

Tabla 3.2 Tiempos de análisis del modelo TW1 antes y después de usar phi.

Desplazamiento [mm]	Tiempo [seg]		Diferencia [%]
	Antes de usar phi = 0.5	Después de usar phi = 0.5	
1.85	148.7	104.8	29.5
3.70	215.8	98.8	54.2
1.85	147.2	102.0	30.7
0	198.4	100.2	49.5
-1.85	126.8	99.9	21.2
-3.70	362.9	99.1	72.7

Se tiene así que el “factor de convergencia de carga” es una herramienta realmente útil, donde su correcta implementación da solución a una importante gama de casos en que no se alcanza convergencia, como también permite eventualmente reducir los tiempos de ejecución del *framework* SAFE-Toolbox: cuestión no menor si se considera que el modelo numérico del muro TW1 antes de la incorporación de esta herramienta requiere de un tiempo total cercano a las 36.7 horas de trabajo, mientras que el mismo modelo solo tarda 17 horas luego de incorporar el “factor de convergencia de carga” y de duplicar el tamaño del paso contemplado en el análisis de carga horizontal, obteniendo así una reducción del orden del 55% en el tiempo de ejecución del programa.

Capítulo 4: SELECCIÓN DE MUROS REPRESENTATIVOS

Como consecuencia de la alta sismicidad que afecta a las estructuras emplazadas en nuestro territorio, es que resulta de suma importancia estudiar el efecto del confinamiento y la cuantía de borde en el comportamiento de muros de hormigó armado. Ahora bien, para que los resultados que deriven del presente estudio resulten aplicables a la realidad constructiva chilena actual, es necesario ensayar muros que presenten características representativas de ésta. Con este propósito es que se revisan los planos de 17 edificios habitacionales diseñados entre los años 2010 y 2014, evaluando las principales características (dimensiones, cuantías de refuerzo, relación de aspecto, etc.) de muros de hormigón armado y sección transversal T, para escoger aquellos que resulten representativos de la realidad constructiva nacional.

En los planos consultados se aprecia que gran parte de los muros de hormigón armado presentan una geometría intrincada, con singularidades, con cambios en las dimensiones de sus respectivas secciones, etc. De este modo, el número de muros de sección transversal T que resultan apropiados para el presente estudio es bastante reducido, y se limita a 20 especímenes. Entre éstos es posible apreciar 3 subgrupos:

- El primer subgrupo corresponde al caso más simple, donde el alma dimidia al ala y la longitud de ambas secciones se mantiene constante en toda la altura del muro.
- El segundo subgrupo es similar al anterior, pero en este caso el alma no dimidia al ala, de modo que dicha sección queda separada en 2 porciones de distintos largos.
- El tercer subgrupo (con 9 especímenes) presenta una singularidad de gran interés, que consiste en una reducción del largo del alma hacia la base del muro, semejando dicha sección a un muro tipo bandera. Este recogimiento va de un 17 a un 25% del largo del alma, con un valor promedio del 20.7%, y afecta exclusivamente a los subterráneos y el primer piso.

Como el trabajo está acotado a 3 muros de ensayo, y como también resulta de interés estudiar el efecto del confinamiento, es que se decide escoger un muro del primer subgrupo (a partir del cual se diseñarán un espécimen confinado y uno no confinado) y otro muro del tercer subgrupo.

A partir de los 20 especímenes disponibles se puede determinar, en términos generales, los valores más representativos para distintos parámetros de muros de hormigón armado y sección transversal T. Se tiene así una altura total promedio cercana a los 5400 cm, lo que corresponde (típicamente) a un edificio de 19 pisos de altura y 2 subterráneos. Por otra parte, en todos los muros observados se tiene que la sección más larga corresponde al alma, con valores que oscilan entre los 500 y 800 cm; en tanto que el largo del ala varía entre los 350 y 650 cm.

La figura 4.1 muestra la relación de largo alma/ala para la veintena de muros estudiados, en donde se logra apreciar que un cuarto de estos muros poseen una relación de largo entre 1.3 y 1.4 [cm/cm], obteniendo un valor promedio (que considera la totalidad de la muestra) igual a 1.37 [cm/cm].

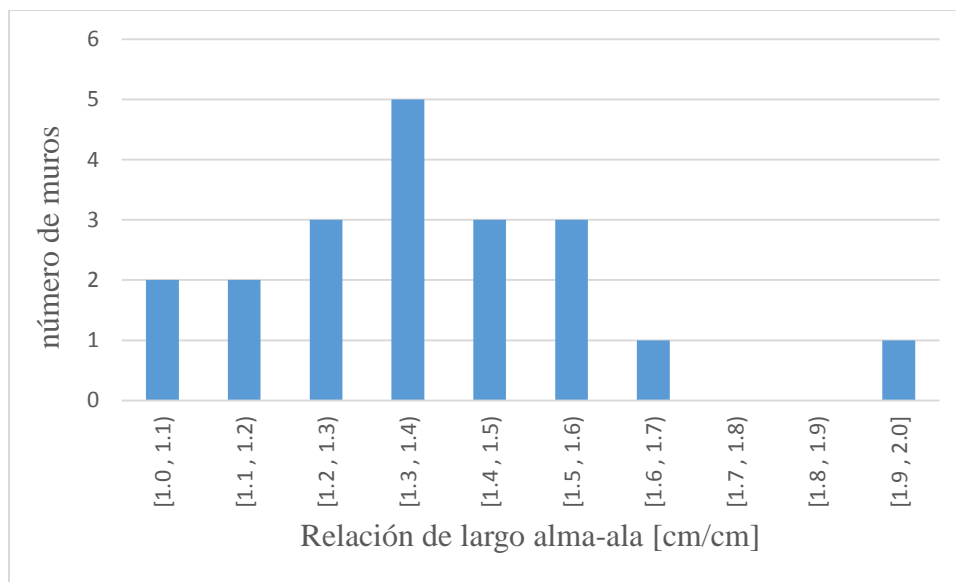


Figura 4.1: Histograma de la relación de largo alma/ala.

Por otra parte, la figura 4.2 muestra el espesor de los muros en el primer piso. Se puede apreciar que el espesor predominante corresponde a los 20 cm, lo que se explica fácilmente ya que los otros valores (25 y 30 cm) se reservan generalmente para los casos donde hay confinamiento o singularidades. Ahora bien, el reducido porcentaje de muros que presentan un espesor de 30 cm se relaciona directamente con una escasa cantidad de muros confinados: que se reducen a solo 3 especímenes de sección transversal T.

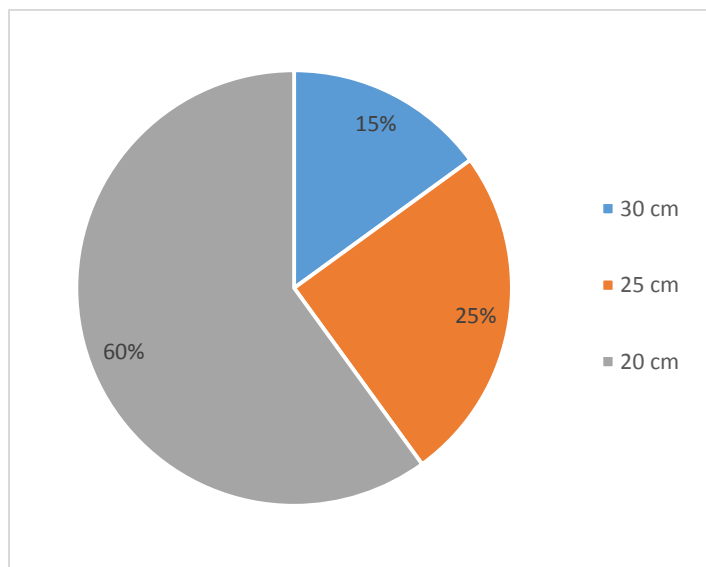


Figura 4.2: Espesor de los muro en el primer piso.

En tanto, la figura 4.3 muestra el porcentaje que ocupa la zona de borde en cada sección del muro. Se observa que, tanto en el alma como en el ala, la zona de borde ocupa (mayoritariamente) entre un 4 y 14% de la sección. Este valor aumenta solo en el caso de los muros que presentan singularidad en el alma, es decir, una reducción de su largo hacia la base, en donde se requiere una mayor cantidad de refuerzo por lo que la zona de borde puede extenderse hasta un 20% del alma.

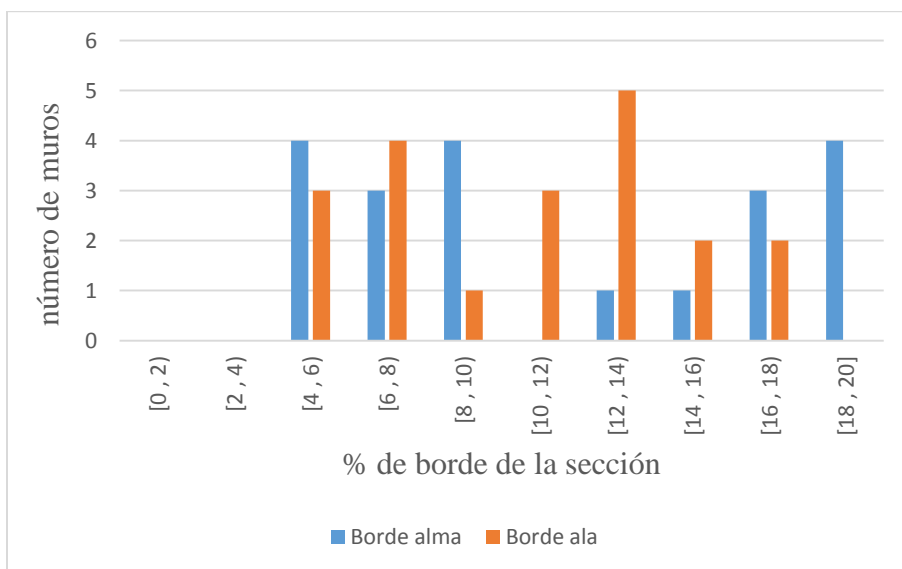


Figura 4.3: Histograma del porcentaje de borde en ambas secciones.

En la figura 4.4 se muestran los niveles de cuantía longitudinal que se utilizan en los bordes del alma para los 20 especímenes estudiados. Como puede observarse, en la base de los muros (a nivel del primer subterráneo específicamente) se tiene que la cuantía ronda el 2%, y se tiene que este valor aumenta por sobre el 3.5% para el caso en que se presenta la singularidad descrita en el párrafo anterior, justamente donde se hace necesario emplear un mayor refuerzo de acero. Ya hacia la cima de los muros (a nivel del piso 17) se tiene que los niveles de cuantía son relativamente bajos y cercanos a un 1.5%.

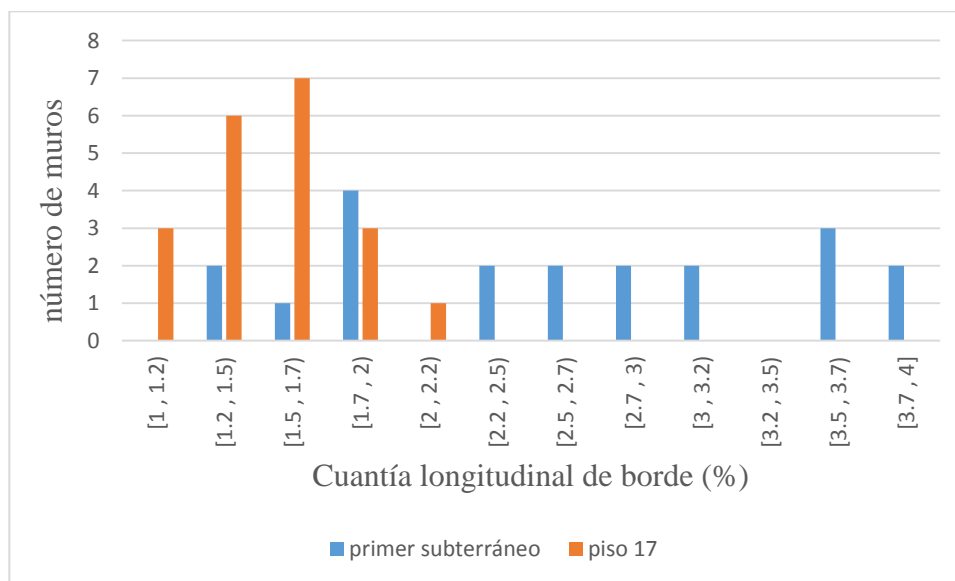


Figura 4.4: Histograma de la cuantía longitudinal de borde.

Adicionalmente, tras ampliar la muestra de muros confinados (incorporando algunos de sección rectangular) se observan dos formas de confinar los bordes de muro:

1. Usar una doble malla horizontal con fierros de 10 o 12 mm de diámetros, espaciada cada 18 o 20 cm; asegurando las barras longitudinales con estribos dispuestos entre la malla horizontal, y reforzando además con trabas junto a la malla.
2. Reducir el espaciamiento de la doble malla horizontal a 10 cm y asegurar las barras longitudinales solo mediante el uso de trabas dispuestas junto a la malla. Este aumento de la malla también permite mejorar la resistencia a corte del muro.

Finalmente, se estima el valor de la carga axial aplicada sobre cada muro de sección transversal T. Se determina primero el área de la sección transversal y el área tributaria que toma cada uno de éstos. Luego se calcula el peso por piso, considerando una losa de 15 cm de espesor, un muro de 2.5 m de altura y una densidad del hormigón armado igual a $2.5 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right]$. De esta forma, la carga axial total se obtiene multiplicando este valor por el número de pisos del respectivo edificio, adicionando también una carga muerta de $100 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \right]$ y un 25% de la sobrecarga contemplada para áreas de uso común en edificios habitaciones (*igual a* $200 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \right]$). Por último, se calcula el porcentaje de $A_g \cdot f'_c$ que iguala a la carga axial obtenida, a fin de contar con un parámetro generalizado.

Tabla 4.1: Cálculo del porcentaje de $A_g \cdot f'_c$ que iguala a la carga axial.

área transversal [m ²]	área tributaria [m ²]	peso por piso [ton]	carga axial [ton]	porc. de $A_g f'_c$ (%)
1.96	32.07	23.5	567.1	11.6
2.27	41.71	29.0	704.2	12.4
2.27	41.71	29.0	704.2	12.4
1.86	29.74	22.1	530.4	11.4
2.10	35.82	25.8	623.3	11.9
1.89	30.32	22.5	540.0	11.5
1.89	30.32	22.5	540.0	11.5
1.89	30.32	22.5	540.0	11.5
2.35	44.68	30.5	744.8	12.7
2.35	44.68	30.5	744.8	12.7
2.28	42.14	29.2	709.9	12.5
2.28	42.14	29.2	709.9	12.5
2.39	46.53	31.5	769.6	12.9
1.90	29.05	22.0	527.8	11.1
2.49	48.54	32.8	801.8	12.9
2.49	48.54	32.8	801.8	12.9
3.23	79.37	48.7	1212.4	15.0
3.23	79.37	48.7	1212.4	15.0
1.65	22.45	18.1	429.3	10.4
2.57	52.55	34.8	853.5	13.3

La figura 4.5 muestra que el coeficiente previamente calculado toma valores que oscilan (mayoritariamente) entre el 11 y 13%. Además, se obtiene un valor promedio del 12.4%, el cual se puede descomponer en un 5% que atañe exclusivamente al peso propio de los muros y a un 7.4% que involucra el resto de las cargas axiales. Se valida entonces la expresión proporcionada por la literatura consultada, en donde se aplica una carga axial (adicional al peso propio) de $0.075 \cdot A_g \cdot f'_c$.

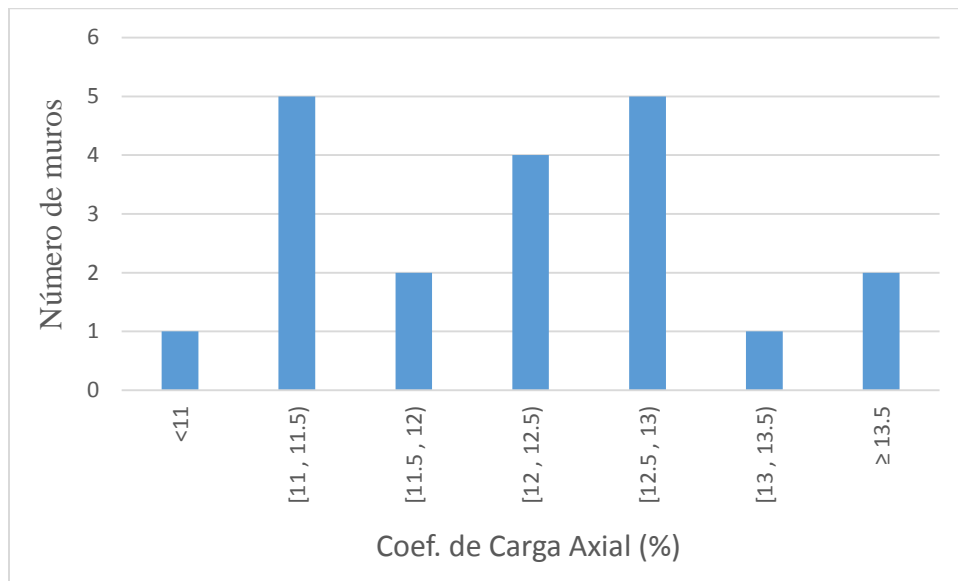


Figura 4.5: Histograma del coeficiente de carga axial.

4.1 Criterios de selección

Como primer criterio de selección, se buscan muros que presenten confinamiento en sus bordes y que además pertenezcan a edificios de por lo menos 15 pisos de altura. Se escogen así dos muros de hormigón armado y sección transversal T que pertenecen a un edificio habitacional que cuenta con 18 pisos de altura y 2 subterráneos. La altura de cada uno de los subterráneos es de 275 cm, mientras que la altura de los pisos es de 250 cm, de modo que ambos muros alcanzan una altura total (que no contempla la fundación) de 5050 cm. Por otra parte, se tiene que el espesor de los muros varía con la altura: pasando de 30 a 25 cm en la zona inferior del edificio, y de 25 a 20 cm en la zona superior de éste. En cambio, el espesor de la losa entrepiso es constante e igual a 15 cm.

El largo del ala del primer muro seleccionado (MT1) es de 400 cm, mientras que el alma tiene un largo de 600 cm. De esta forma, la relación de largo alma/ala para este muro es igual a 1.5. Cabe mencionar que este parámetro resulta ser mayor a 1 en prácticamente todos los casos observados, lo cual se explica principalmente por razones arquitectónicas: el alma de los muros T es utilizada para separar departamentos contiguos, mientras que el largo del ala (ubicada en los bordes del pasillo) está acotado por la distancia entre las puertas de dichos departamentos.

El alma del segundo muro elegido (MT2) presenta una reducción de su sección transversal hacia la zona inferior del edificio, de modo que el largo del alma en los subterráneos y el primer piso es de 540 cm, mientras que este valor aumenta a 650 cm en el resto de los pisos. Se tiene así un alma que presenta las características de un muro tipo bandera, cuestión que se repite en buena parte de los muros observados y que responde también a razones arquitectónicas, en tanto esta geometría permite ampliar espacios destinados a recepción, estacionamientos, etc. Por otra parte, el ala tiene un largo constante de 500 cm, con lo que se tiene una relación de largo alma/ala igual a 1.3 para la mayor parte del muro.

En relación al refuerzo utilizado en los distintos muros analizados, se logra apreciar que la cuantía longitudinal de los bordes del ala es, en general, la misma que se utiliza para el borde inferior del alma; mientras que para la zona de contacto entre estas 2 secciones se emplea siempre una cuantía inferior. Para las zonas confinadas (donde se exige un espesor de muro igual o superior a 30 cm) se observan cuantías longitudinales que oscilan entre el 2 y 3.5%, junto con la presencia de trabas que aseguran la totalidad de las barras longitudinales en los bordes. En forma adicional se observa que, en las zonas donde existe confinamiento, la doble malla horizontal está compuesta generalmente por barras $\phi 10$ espaciadas cada 10 cm: lo que significa tener una cuantía del 0.52%. Ya hacia los últimos pisos del edificio se tiene una reducción importante de la cuantía longitudinal (llegando a un 1.4% en varios casos) y de la cuantía de la doble malla, en donde la cuantía baja hasta un 0.20%, con el uso de barras $\phi 8$ espaciadas cada 20 cm.

Finalmente, las figuras 4.6 a 4.9 entregan los datos más significativos del par de muros seleccionados, considerando principalmente aquéllos que son necesarios para generar los respectivos modelos numéricos en SAFE-Toolbox: dimensiones, cuantía longitudinal de borde (ρ_l), cuantía total del refuerzo transversal en bordes de muro (ρ_t), y también cuantía vertical y horizontal de la doble malla (ρ_v y ρ_v).

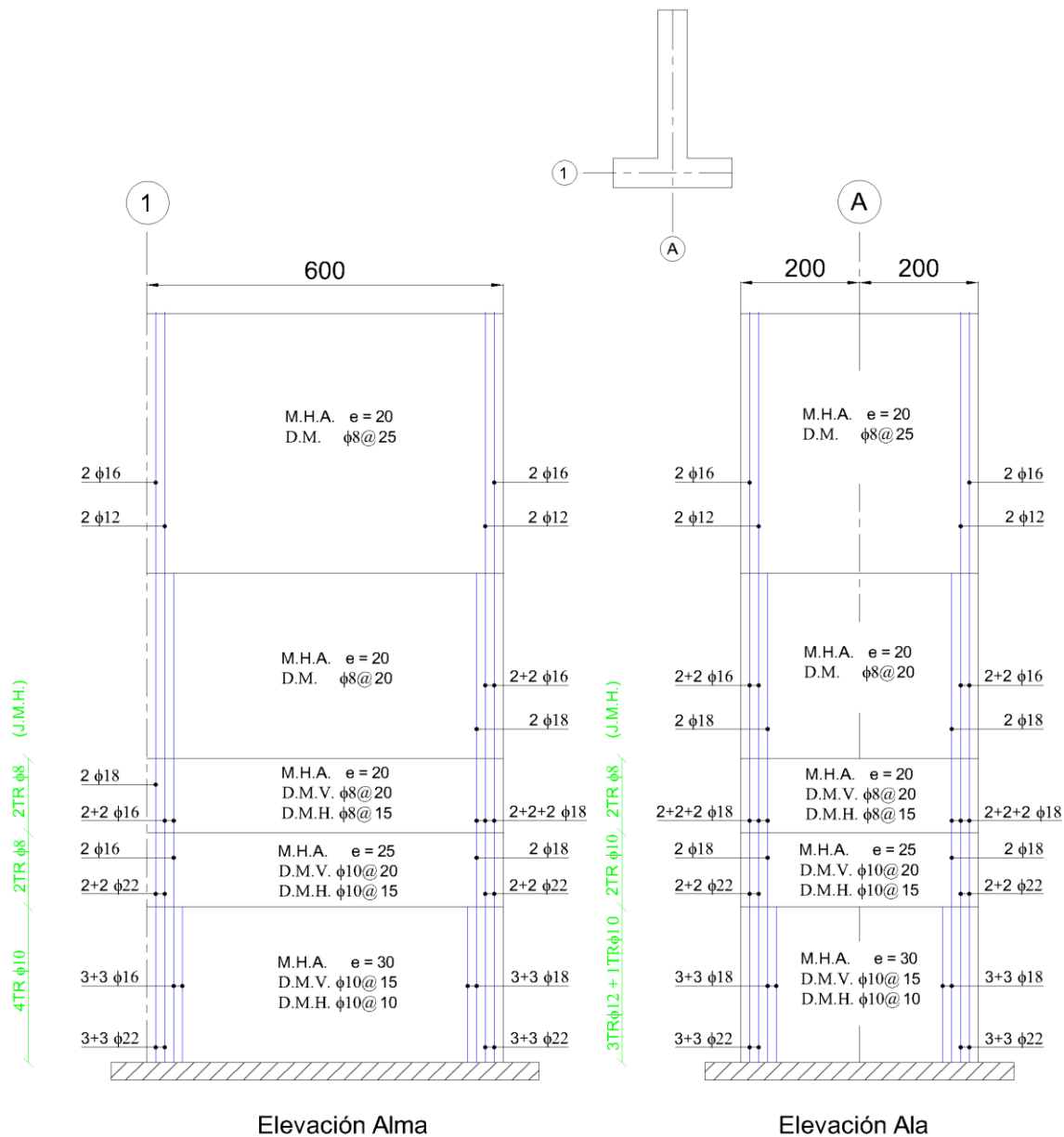


Figura 4.6: Plano (con vista en elevación) del muro MT1.

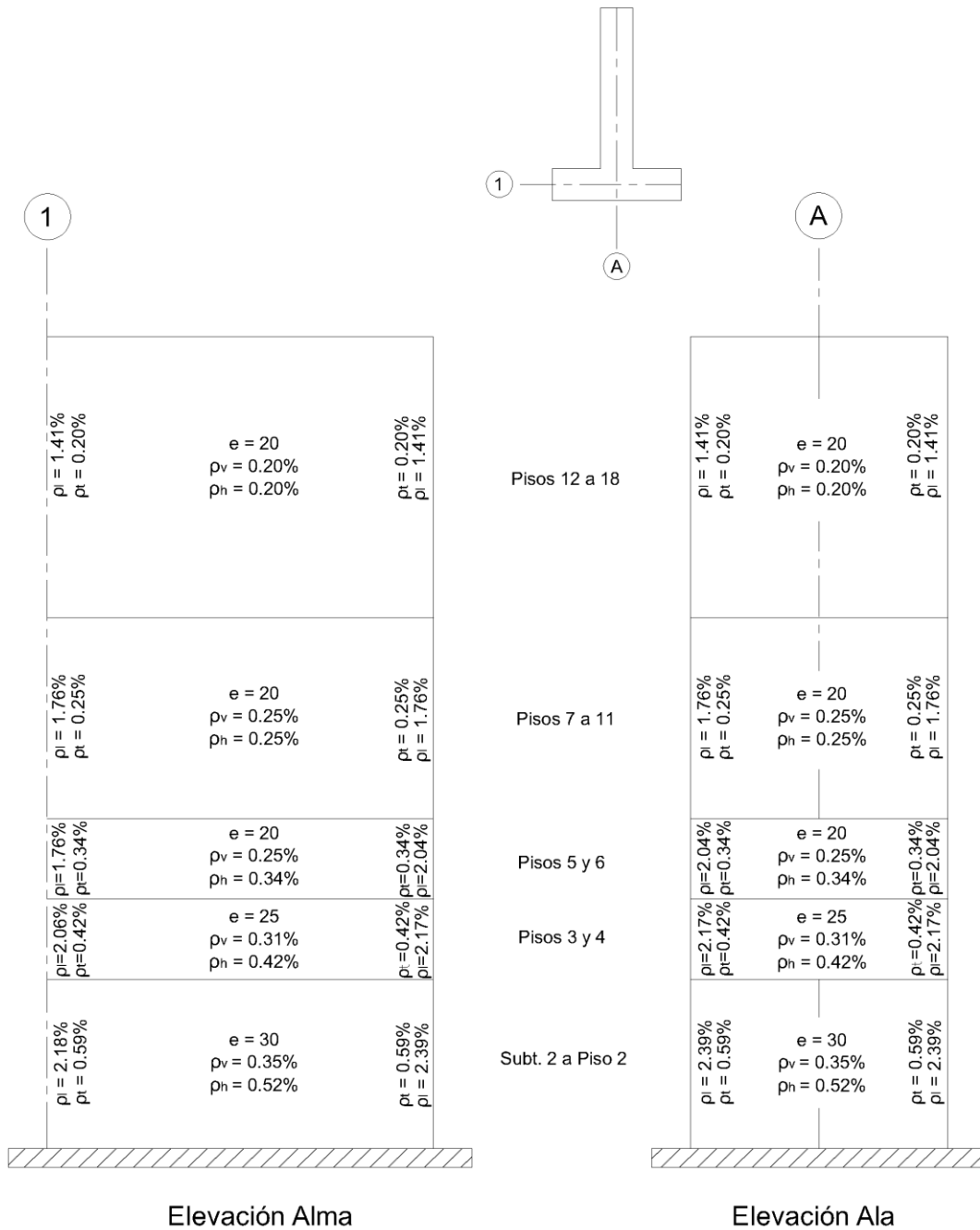


Figura 4.7: Cuantías de acero utilizadas en el muro MT1.

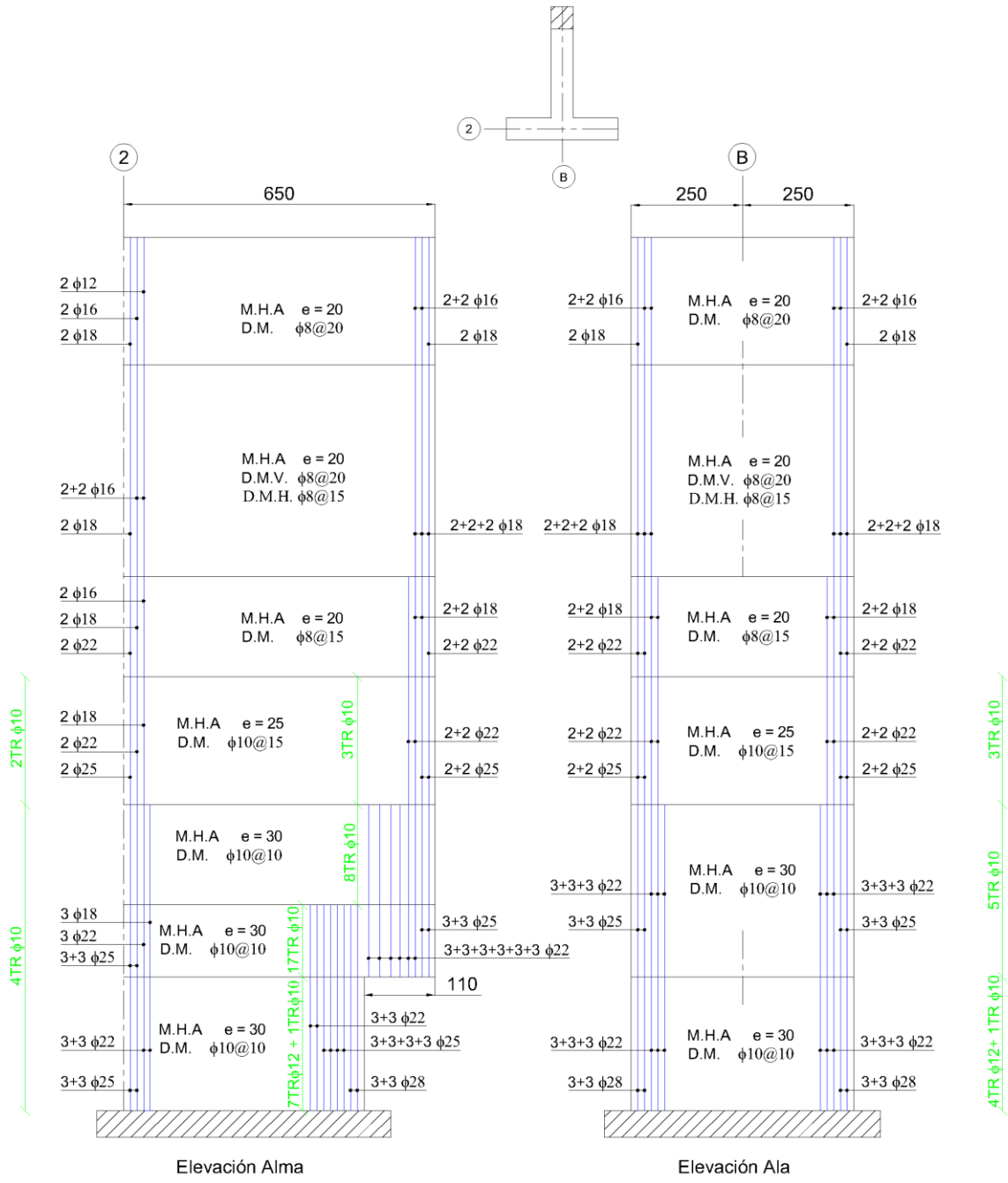


Figura 4.8: Plano (con vista en elevación) del muro MT2.

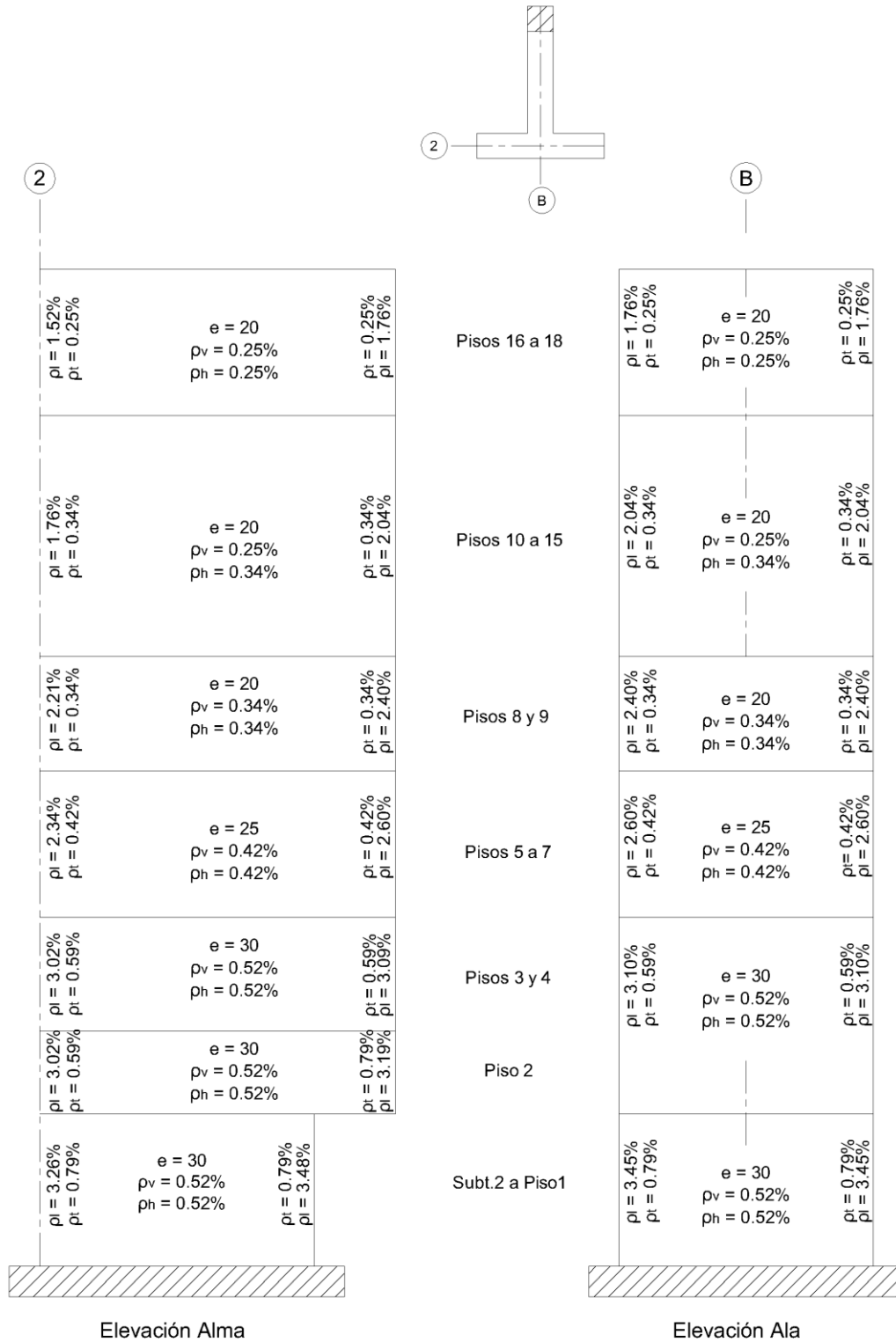


Figura 4.9: Cuantías de acero utilizadas en el muro MT2.

4.2 Modelamiento de los muros seleccionados

Para realizar el diseño de los especímenes de ensayo es necesario conocer, a parte de las dimensiones y las cuantías del refuerzo de acero, el comportamiento que presentan los muros seleccionados al ser sometidos a diversas cargas solicitantes, tales como peso propio, sobrecargas de uso y sismos. Por este motivo es que se desarrollan modelos numéricos de los muros MT1 y MT2 con la herramienta computacional SAFE-Toolbox, de modo de obtener la respuesta de estos muros ante la aplicación conjunta de una carga axial constante y una carga horizontal del tipo *pushover*.

La carga horizontal que se aplica sobre los modelos responde a una simplificación de las cargas de sismos, donde se considera que éstas se distribuyen como un triángulo invertido sobre la altura del muro, por lo que la fuerza resultante queda aplicada a $2/3$ de la altura total. Por esta razón es que los modelos paramétricos de los dos muros seleccionados abarcan solo hasta el doceavo piso, que es donde se aplica la carga horizontal de tipo *pushover*, y lo que hace necesario modelar este piso como un elemento elástico con el fin de evitar que las tensiones se concentren localmente. Cabe destacar que el análisis de carga horizontal se realiza bajo control de desplazamientos, considerando una deriva máxima del orden del 2%.

La carga vertical también se aplica sobre los nodos del último piso de los modelos numéricos, tomando como referencia la experiencia de Thomson y Wallace [15] en la que se emplea una carga axial constante e igual a $0.075 A_g f'_c$

El mallado definitivo del muro MT1 contempla un total de 1434 elementos, donde los primeros pisos se dividen en 40 elementos por cada sección, los pisos intermedios en 30 y los pisos superiores solo en 20. Los bordes que se encuentran confinados se dividen en 2 elementos de 30 cm de largo, mientras que los elementos que se encuentran en el centro del muro alcanzan largos de hasta 80 cm. Se tiene así un mallado no uniforme, que se vuelve más fino en las zonas donde se esperan los mayores niveles de tensiones y deformaciones.

Siguiendo los mismos criterios descritos anteriormente, el mallado que se utiliza para el muro MT2 tiene un total de 1372 elementos: lo que se explica por la reducción en el largo del alma de los subterráneos y el primer piso, tal como se observa en la figura 4.10(b).

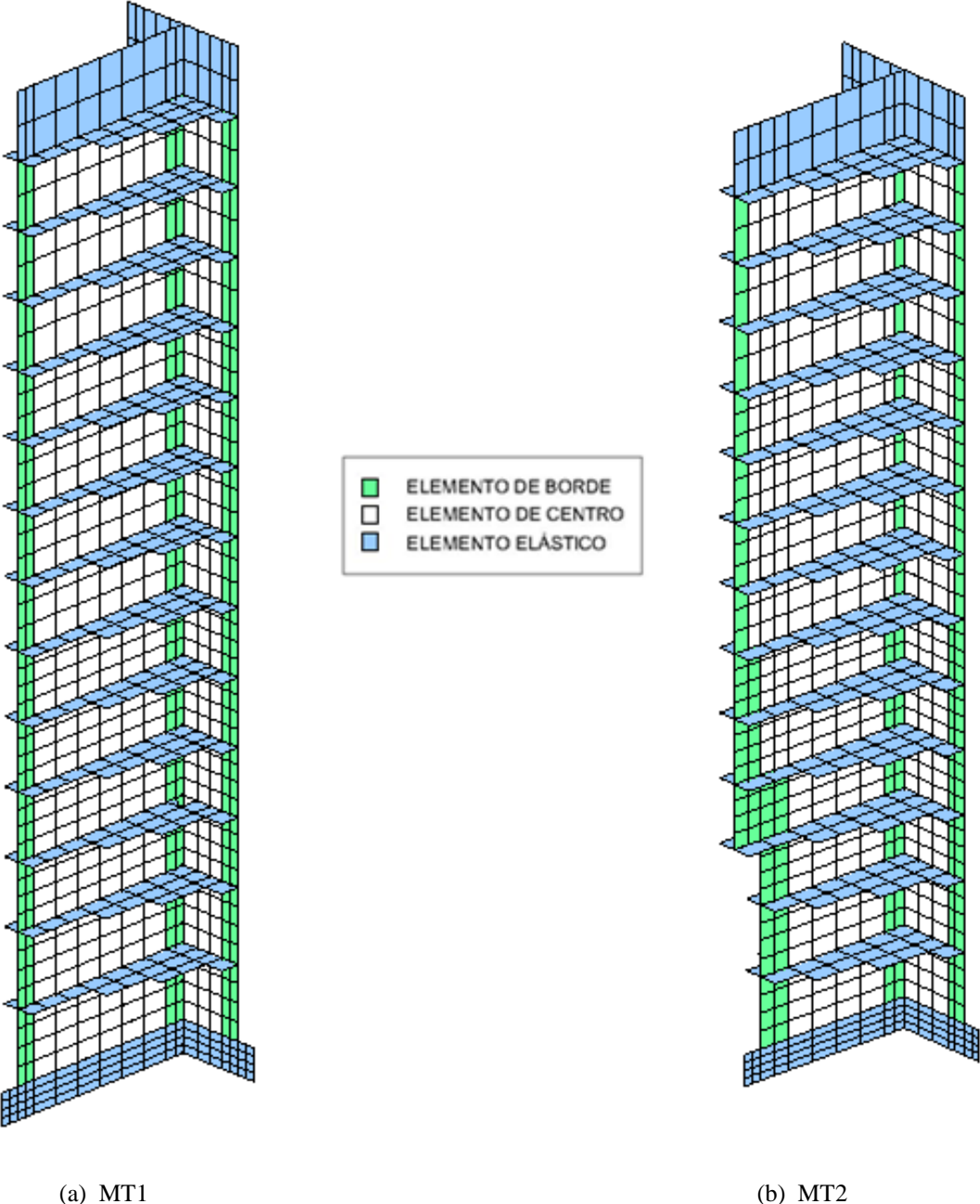


Figura 4.10 Mallado usado en los modelos numéricos de los muros MT.

El comportamiento del acero y el hormigón se modela a partir de las expresiones desarrolladas en profundidad en el capítulo 2, considerando el uso de hormigón H30 ($f'_c = 25 \text{ MPa}$) para todos los pisos del muro y acero A63-42H ($f_y = 420 \text{ MPa}$) para las barras de refuerzo longitudinal, la doble malla, los estribos y las trabas. En forma adicional, para el caso del hormigón también es necesario diferenciar las zonas que no se encuentran confinadas de aquellas que sí lo están, lo que se hace a partir de un coeficiente β_c que aumenta la capacidad de deformación y la resistencia a la compresión de este material, y que al ser calculado mediante el modelo propuesto por Saatcioglu y Razvi [13] entrega valores cercanos a 1.4 para los bordes confinados, aumentando el f'_c a 35 MPa aproximadamente.

Las figuras 4.11 y 4.12 entregan las curvas de esfuerzo-deformación de los materiales implementados en los modelos analíticos de los muros MT1 y MT2, respectivamente. El gráfico de la izquierda contrasta el comportamiento del hormigón confinado y no confinado empleado para los elementos de borde y de centro del segundo subterráneo, mientras que el gráfico de la derecha entrega el comportamiento del refuerzo de acero utilizado en el muro.

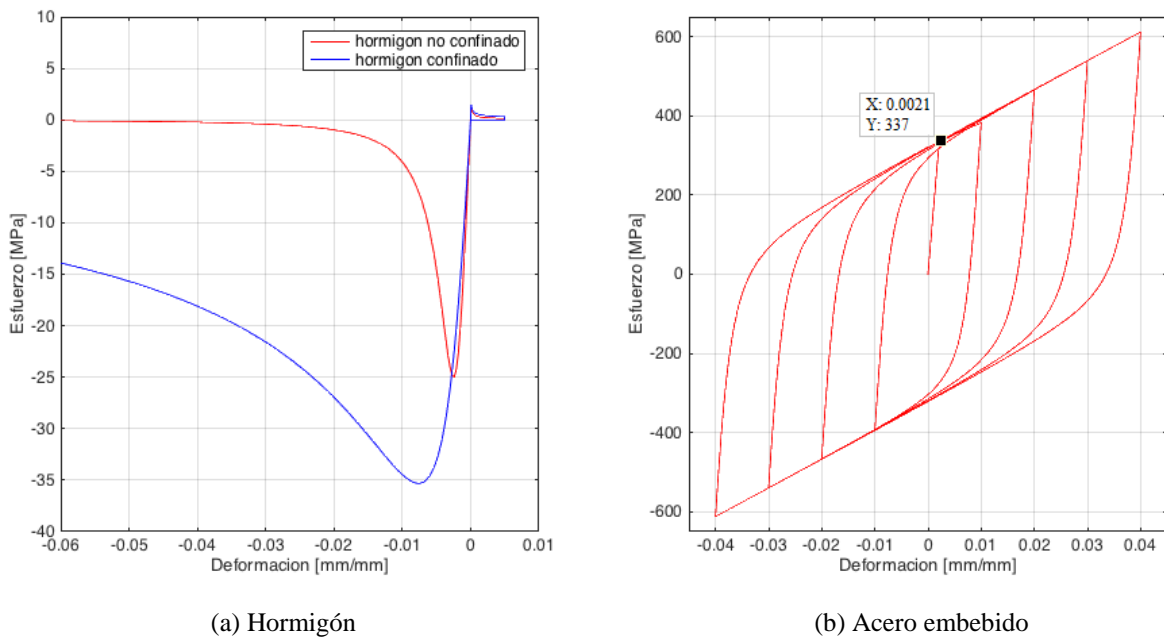


Figura 4.11: Curva esfuerzo-deformación para los materiales del muro MT1.

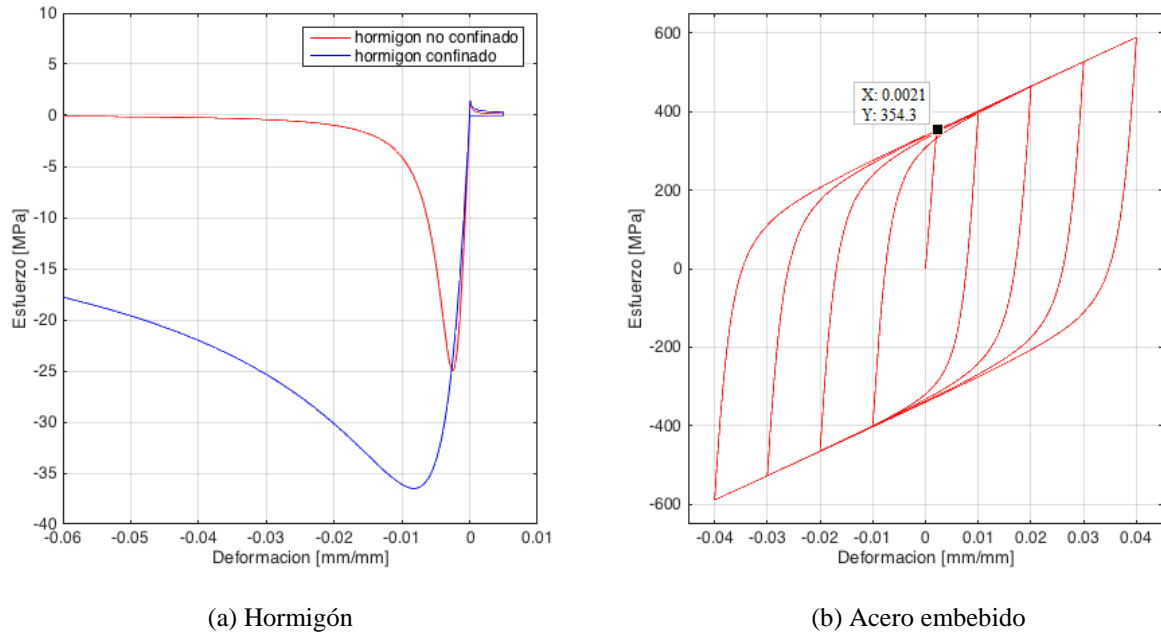


Figura 4.12: Curva esfuerzo-deformación para los materiales del muro MT2.

El hormigón confinado que se muestra en las figuras anteriores corresponde al que se utiliza en los elementos de borde de la punta inferior del alma, en donde la cuantía del refuerzo de confinamiento es mayor en el muro MT2 ($\rho_t = 0.79\%$) que en el muro MT1 ($\rho_t = 0.59\%$). Esto es consistente con que el f'_c del hormigón confinado sea un tanto menor en el muro MT1 que en el muro MT2, tal como se observa al comparar ambas figuras. Aun así se tiene que el coeficiente de confinamiento (β_c) que se aplica al hormigón de bordes confinados adopta por lo general valores cercanos a 1.40, siendo igual a 1.40 y 1.46 en las figuras 4.11(a) y 4.12(a) respectivamente.

En el caso del acero se muestra el comportamiento del refuerzo utilizado en la doble malla horizontal del segundo subterráneo, cuya cuantía (ρ_v) es igual al 0.35% y 0.52% para los muros MT1 y MT2 respectivamente. Este valor determina en cuánto se reduce la tensión de fluencia del acero embebido debido al efecto de fluencia aparente (ecuación 2.19) tal como puede apreciarse en las figuras 4.11(b) y 4.12(b), en donde se observa que la fluencia del acero decae a 337 y 354 MPa respectivamente. Por otra parte, también cobra relevancia el hecho de que este material tome carga indefinidamente, sin considerar el efecto del pandeo.

4.3 Resultados entregados por los modelos numéricos

La respuesta que se obtiene a partir de los modelos numéricos de los 2 muros seleccionados está condicionada por diversos factores, entre los que se cuentan el número de elementos que componen el mallado, la forma en que se implementa el “factor de convergencia de carga” (refiriéndose a los valores asignados al parámetro phi, al número mínimo de iteraciones y a la tolerancia), al tamaño del paso elegido para realizar el análisis de carga horizontal, etc. Todos estos factores no solo repercuten en la respuesta que entrega el programa, sino también en el tiempo destinado a la ejecución del mismo, el cual puede llegar a ser del orden de los 4 días en el caso de modelos poco eficientes. Es por esta razón que resulta imprescindible realizar varias iteraciones a fin de calibrar correctamente los modelos, obteniendo así resultados consistentes y que demandan el menor tiempo de trabajo posible: siendo éste de aproximadamente un día para modelos ejecutados con el programa Mathworks Matlab 2015b.

La figura 4.13 presenta el desplazamiento de los nodos en el plano XZ para los modelos numéricos de los 2 muros estudiados, evidenciando que ambos especímenes están sometidos principalmente a flexión, y que el corte no influye de manera importante en su comportamiento.

Las figuras 4.14 y 4.15 muestran los resultados arrojados por los modelos numéricos de los muros MT1 y MT2, respectivamente. En cada una de éstas es posible comparar el comportamiento de un muro de sección transversal T al ser empujado en sentidos opuestos, evidenciando que el caso más crítico (y por tanto de mayor interés para el análisis) corresponde al de ala traccionada - alma comprimida. Al observar los gráficos de carga lateral versus deriva, se tiene que en el caso de ala traccionada –figuras 4.14 y 4.15 (a1)– la máxima carga lateral se alcanza para derivas cercanas al 2%, siendo mayor para el muro MT2 debido al alto nivel de refuerzo que éste presenta: la cuantía de refuerzo longitudinal en la zona inferior de este muro es de aproximadamente un 3%, mientras que dicho valor se reduce a un 2% en el caso del muro MT1. Por otra parte, en el caso de ala comprimida –figuras 4.14 y 4.15 (a2)– estos muro toman una carga considerablemente menor, aunque son capaces de seguir deformándose para derivas mucho más altas sin fallar.

Reforzando lo anterior, en el caso de ala traccionada –figuras 4.14 y 4.15 (c1)– las deformaciones verticales que se observan en el borde comprimido del alma de los muros MT1 y MT2 sobrepasan el 0.008 [mm/mm] cuando se alcanza una deriva del 2%, siendo justamente éste el nivel de deriva para el cual fallan ambos muros. Por otro lado, en el caso de ala comprimida –figuras 4.14 y 4.15 (c2)– se tiene un resultado completamente contrario, ya que las deformaciones verticales en el borde comprimido del alma de ambos muros son prácticamente nulas.

Cabe destacar que el perfil de deformaciones verticales sobre el ala y el alma de los muros MT1 y MT2 se arma en función de las deformaciones registradas para la primera fila de elementos ubicada en forma inmediata sobre el pedestal.

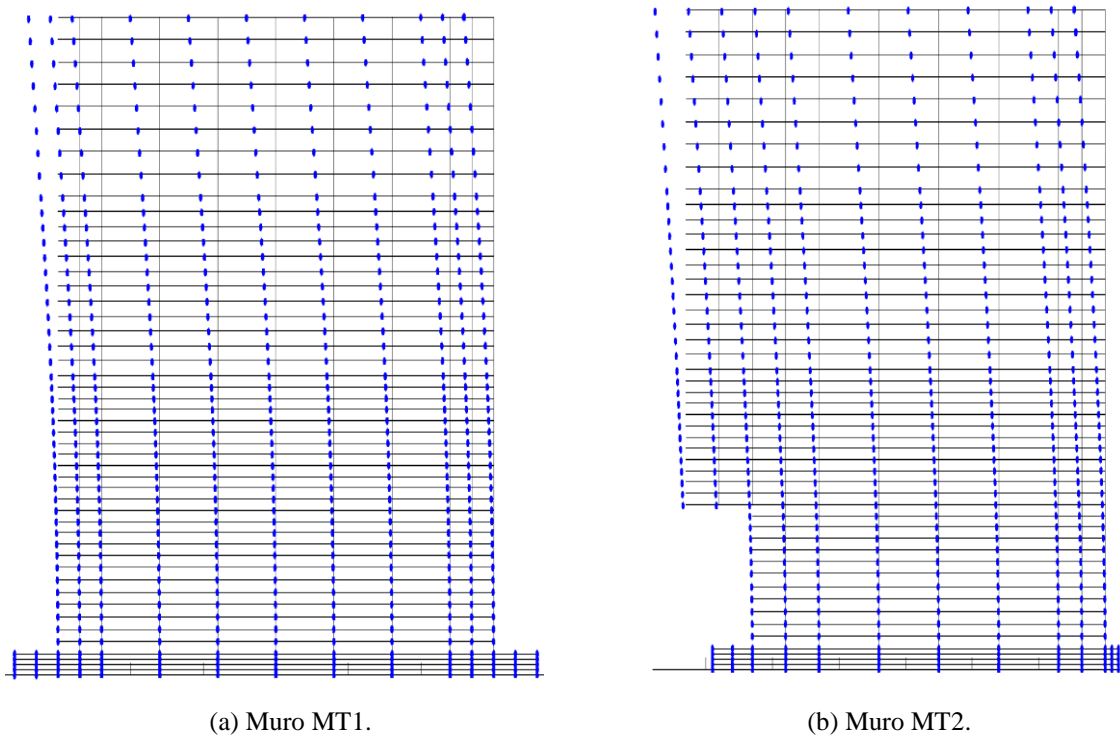
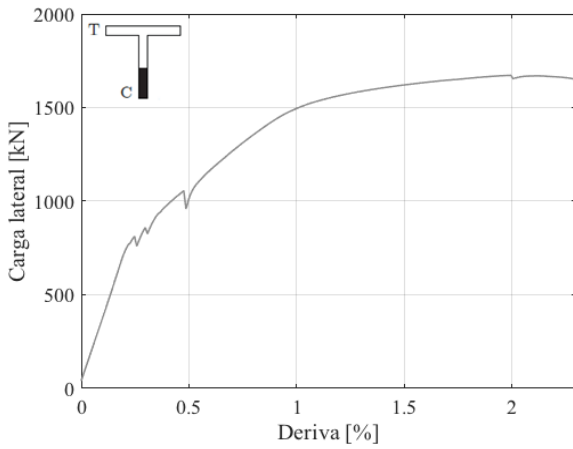
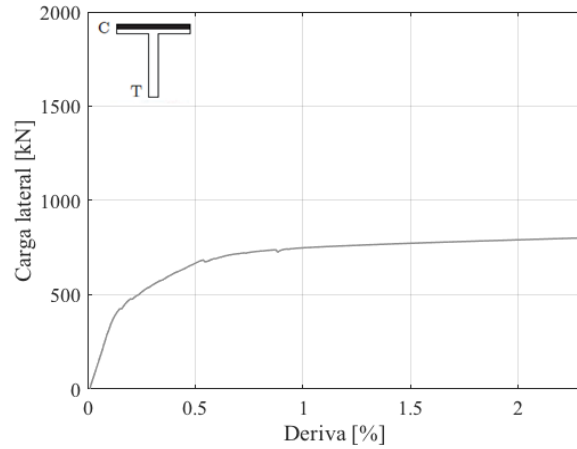


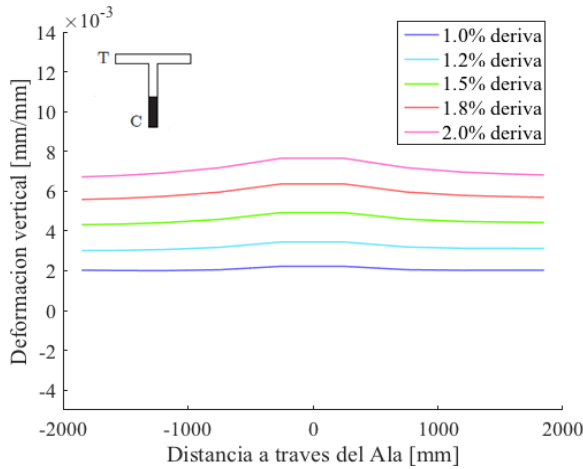
Figura 4.13: Desplazamiento de los nodos en los modelos numéricos de los muros MT.



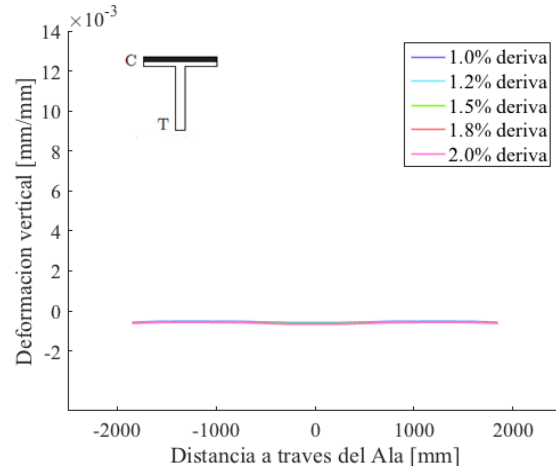
(a1) Carga lateral vs deriva: ala traccionada.



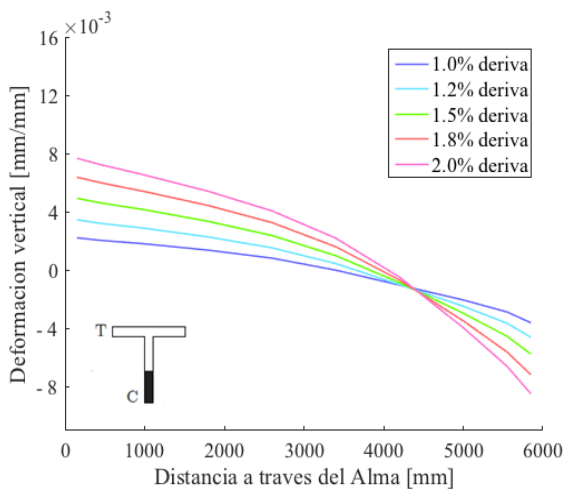
(a2) Carga lateral vs deriva: ala comprimida.



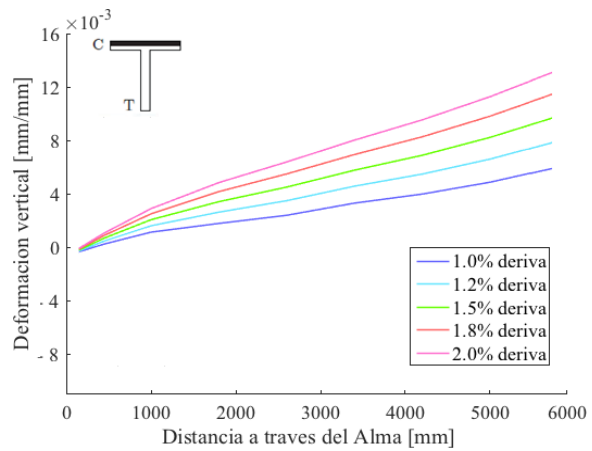
(b1) Perfil deformaciones del ala: ala tracc.



(b2) Perfil deformaciones del ala: ala comp.

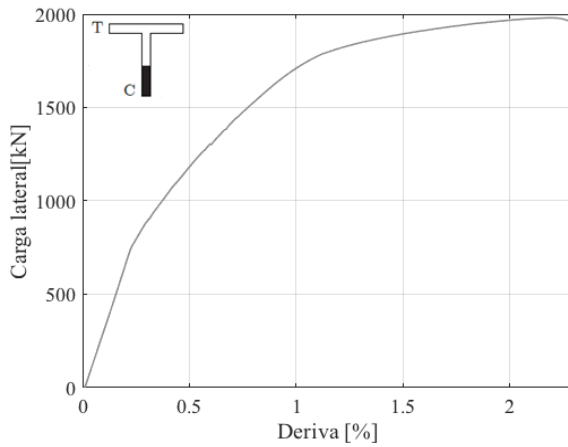


(c1) Perfil deformaciones del alma: ala tracc.

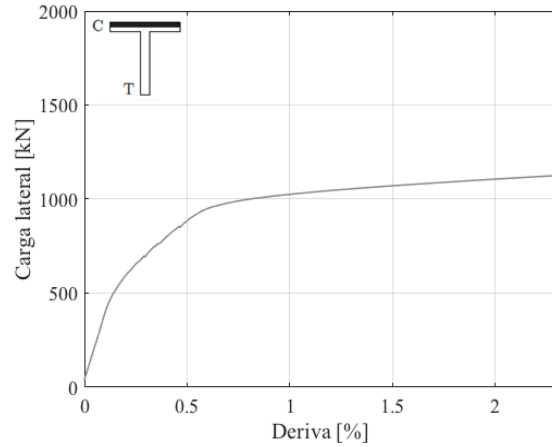


(c2) Perfil deformaciones del alma: ala comp.

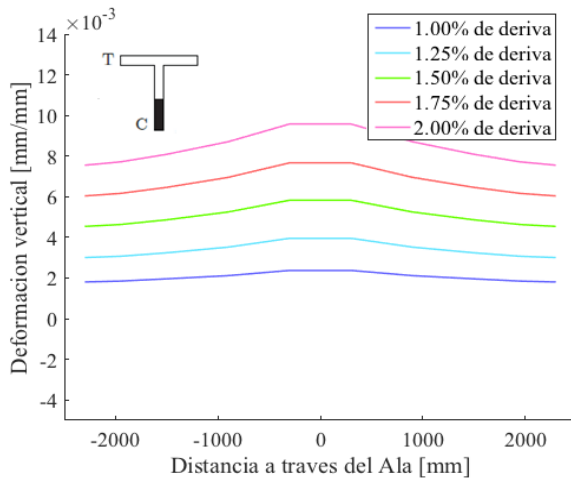
Figura 4.14: Respuesta entregada por el modelo numérico del muro MT1.



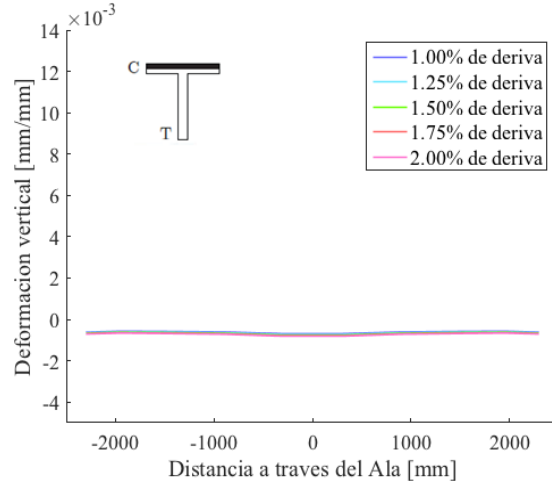
(a1) Carga lateral vs deriva: ala traccionada.



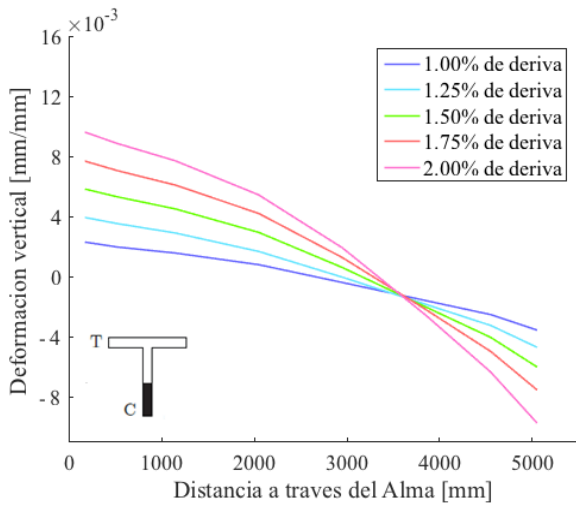
(a2) Carga lateral vs deriva: ala comprimida.



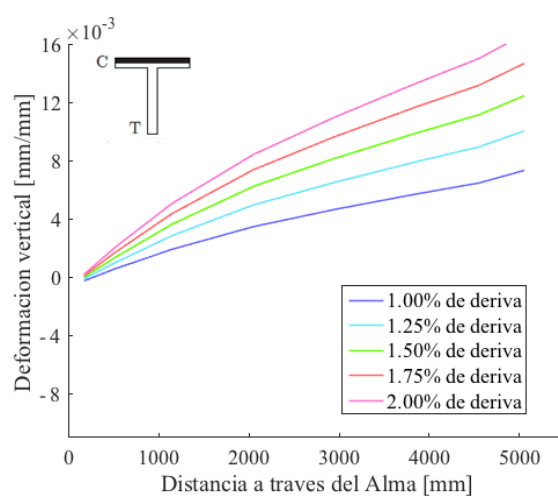
(b1) Perfil deformaciones del ala: ala tracc.



(b2) Perfil deformaciones del ala: ala comp.



(c1) Perfil deformaciones del alma: ala tracc.



(c2) Perfil deformaciones del alma: ala comp.

Figura 4.15: Respuesta entregada por el modelo numérico del muro MT2.

Capítulo 5: DISEÑO DE LOS MUROS DE ENSAYO

5.1 Prediseño de los muros de ensayo

El primer punto a tratar en la etapa de diseño consiste en definir las dimensiones de los especímenes a ensayar, para lo que se tiene en consideración la información recopilada sobre los muros T seleccionados en el capítulo anterior, las limitaciones impuestas por las dimensiones del laboratorio de estructuras perteneciente al Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, y por experiencias previas realizadas sobre muros rectangulares de hormigón armado ensayados en el mismo.

En función de tales consideraciones es que se decide que todos los especímenes tengan un ala y un alma de 90 y 120 cm de largo, respectivamente. De esta forma los muros de ensayo cuentan con una relación de largo alma/ala igual a 1.33: valor muy cercano al que se tiene para el muro MT1 y que está dentro de la media de los muros T observados en los planos consultados previamente. En relación a la altura de los especímenes se toma la decisión de emplear la misma disposición del montaje experimental utilizado en experiencias anteriores, por lo que la viga de hormigón armado ubicada en la parte superior de los 3 especímenes debe contar con una altura de 30 cm y estar emplazada a 305 cm sobre el piso del laboratorio: resultando un pedestal de 40 cm de alto y un muro de 265 cm de altura que se divide en 3 pisos. Por otra parte, cada uno de los muros de ensayo cuenta con 2 losas entrepiso de 7 cm de espesor, las que presentan una forma escalonada debido a la presencia de los cables de carga axial, que impiden utilizar una geometría triangular como la que se observa en la experiencia realizada por Thomsen y Wallace [14].

Los especímenes ET1 y ET2 (figura 5.2) se obtienen a partir del muro MT1 y tal como se menciona anteriormente, ambos presentan las mismas dimensiones. Los 2 muros tienen también la misma cuantía para el refuerzo longitudinal de borde y para la doble malla usada en la zona central del muro, diferenciándose principalmente en que el primer espécimen está confinado mediante el uso de estribos y trabas en los bordes de muro, mientras que el segundo no está confinado. A parte de lo anterior, en el primer espécimen los ganchos de las barras de refuerzo están dobladas en 135° (como se usa en la práctica

actual), mientras que en el espécimen ET2 los gancho se encuentran doblados solo en 90°, tal como era utilizado en la practica nacional previo al año 2010.

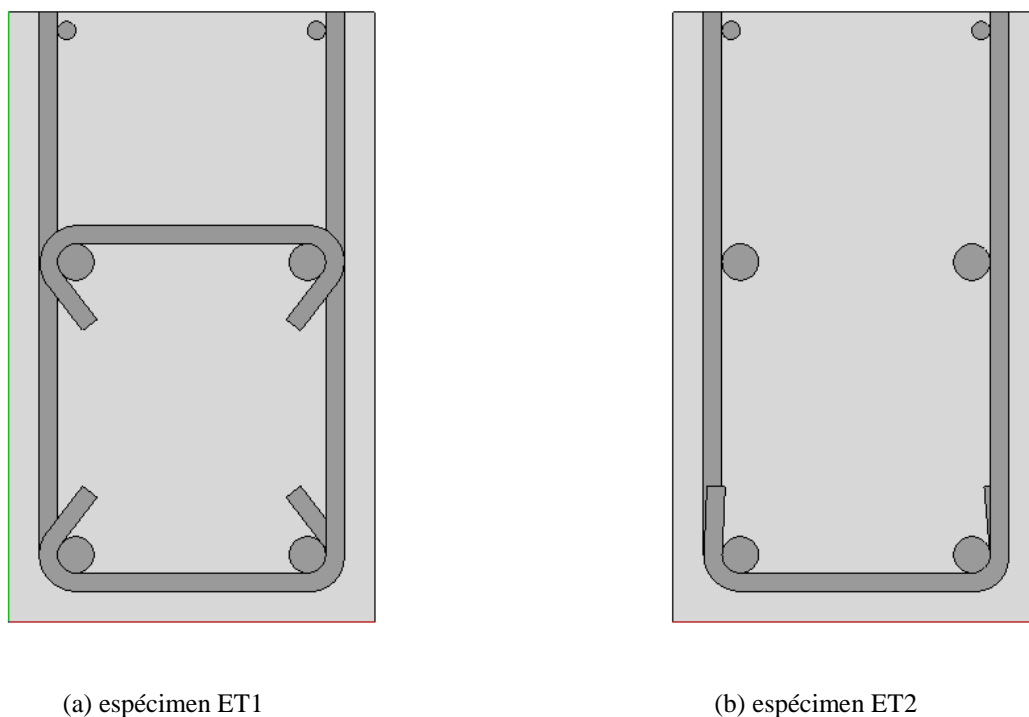


Figura 5.1: Detalle del dobles de los ganchos de las trabas y la doble malla horizontal.

El espécimen ET3 (figura 5.3) se obtiene a partir del muro MT2 y al igual que éste presenta un acortamiento del largo del alma en la parte inferior de dicha sección: una reducción de 20 cm que va desde el inicio del muro hasta la mitad del primer piso. Este espécimen (al igual que el espécimen ET1) se encuentra confinado mediante el uso de estribos dispuestos entre la doble malla horizontal.

Finalmente, se calcula el peso de los muros a ensayar considerando una densidad del hormigón armado igual a $2.5 \frac{ton}{m^3}$ con lo que se obtiene un peso de 4.65 ton para los especímenes ET1 y ET2, y de 4.62 ton para el muro ET3. Se cumple así con el requisito de que los muros de ensayo tengan un peso inferior a las 5 ton, el cual corresponde a la máxima capacidad del marco al que éstos se fijarán durante el ensayo.

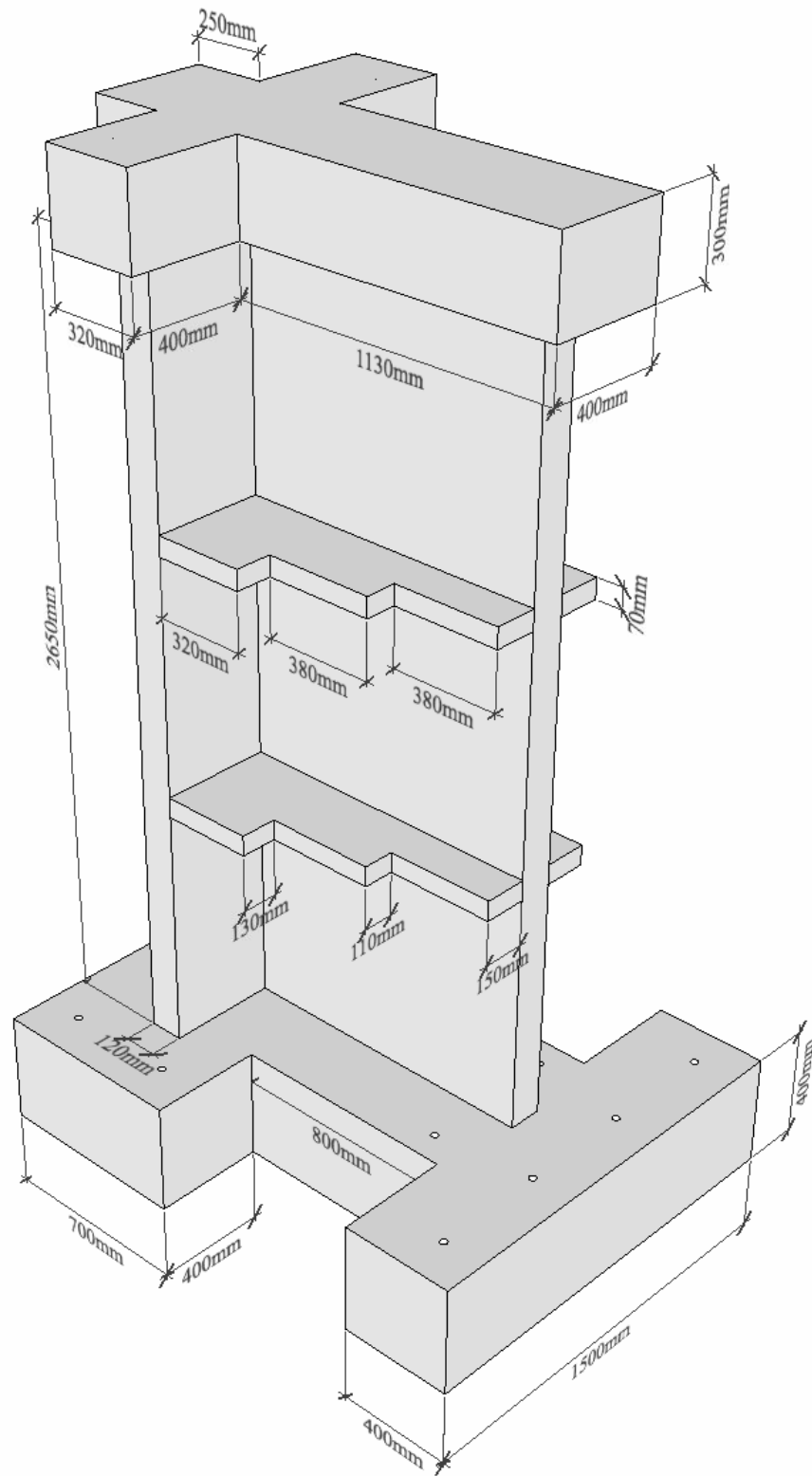


Figura 5.2: Dimensiones de los especímenes ET1 y ET2.

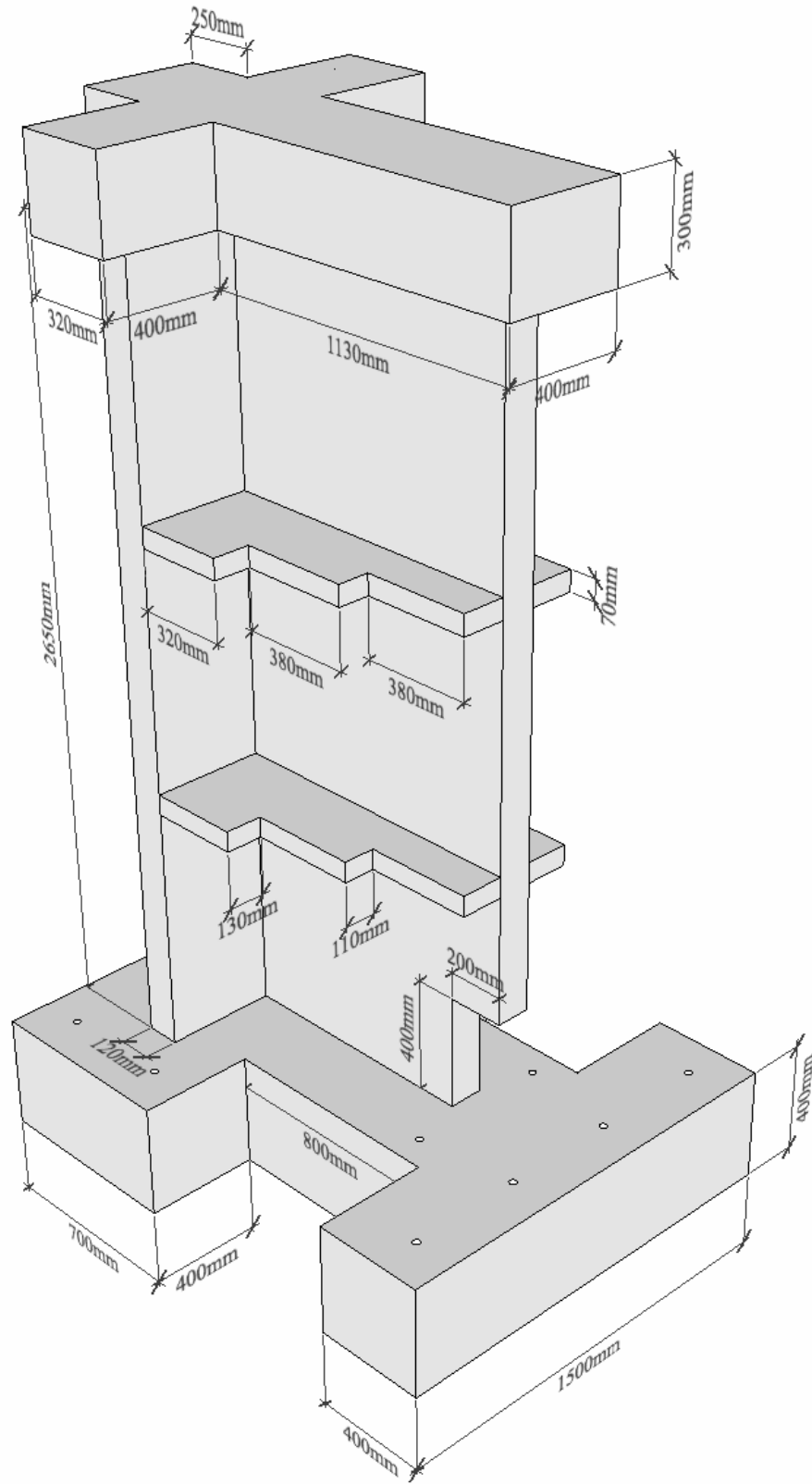


Figura 5.3: Dimensiones del espécimen ET3.

5.2 Modelos numéricos de los muros de ensayo

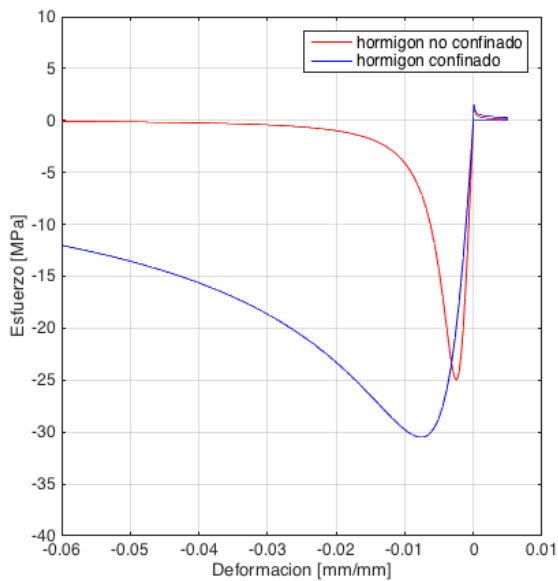
Una vez resuelto el prediseño de los 3 muros de ensayo, se procede a desarrollar sus respectivos modelos paramétricos en SAFE-Toolbox, probando con distintos valores de cuantía para el refuerzo longitudinal, la doble malla y el refuerzo de confinamiento, tomando en consideración los valores de referencia establecidos en el capítulo anterior, el diámetro de las barras disponibles y las limitaciones impuestas por las dimensiones de los especímenes a ser diseñados. De esta forma se evalúa el comportamiento de los muros para distintas configuraciones del refuerzo de acero, escogiendo aquella que resulte más óptima para los propósitos del estudio: se evalúa, por ejemplo, que el muro alcance un nivel de deriva aceptable antes de que el hormigón pierda capacidad, de modo que sea posible efectuar mediciones lo suficientemente claras; se analiza la consistencia de las deformaciones verticales con respecto a la presencia de confinamiento en los bordes de muro; etc.

Los modelos paramétricos se encuentran sometidos a una carga axial constante de $0.075 A_g f'_c$ y a una carga horizontal aplicada bajo control de desplazamientos para una deriva del 1%. Dichas cargas se aplican sobre la viga que se encuentra en la parte superior del muro, la cual se modela como un material elástico (al igual que el pedestal y las losas) para evitar que se concentren las tensiones en dicha zona.

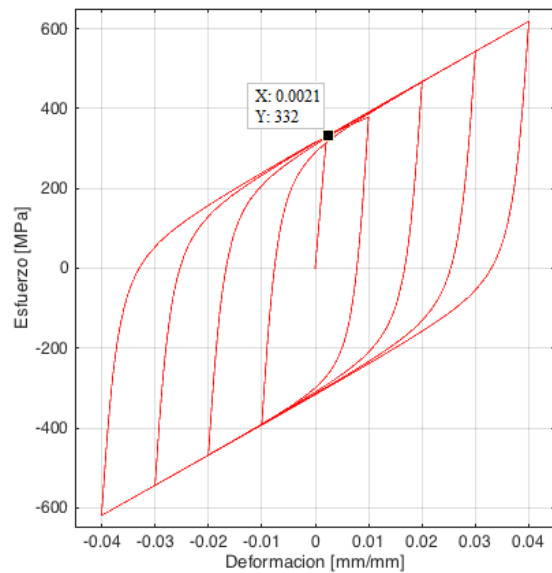
Los parámetros utilizados para modelar el comportamiento del acero y el hormigón han sido calibrados anteriormente para los modelos analíticos de los muros MT1 y MT2, en tanto también se decide utilizar hormigón H30 y barras de acero A63-42H para confeccionar los especímenes de ensayo.

El confinamiento a utilizar en estos muros consiste en estribos de acero $\phi 6 @ 15$ cm (situados entre la malla horizontal) con lo que la capacidad a compresión del hormigón confinado debe mayorarse por un factor β_c igual a 1.19: lo que repercute en un f'_c cercano a los 30 MPa. De esta forma, la figura 5.4(a) permite contrastar el comportamiento del hormigón confinado y no confinado usado en los elementos de borde y de centro, respectivamente.

La figura 5.4(b) muestra el comportamiento del acero embebido para una doble malla con una cuantía horizontal del 0.32%. En la figura se logra apreciar que para la deformación de fluencia (igual a 0.0021 [mm/mm] para el acero utilizado) se alcanza una tensión de 332 MPa, tal como es de esperarse por el efecto de fluencia aparente que se explica en la sección de materiales del capítulo 2. De igual forma se observa que este material sigue tomando carga de forma indefinida, sin considerar el efecto del pandeo.



(a) hormigón



(b) acero embebido

Figura 5.4: Curva esfuerzo-deformación para los materiales de los muros de ensayo.

Con respecto al mallado, éste debe ser lo suficientemente fino para evitar problemas de convergencia, en tanto el tiempo destinado a la ejecución de estos modelos disminuye a unas 6 horas aproximadamente, siendo mucho menor que el tiempo requerido para los modelos de los muros MT1 y MT2: lo que se explica, debido a la menor cantidad de elementos, mejoras realizadas en el “factor de convergencia de carga” y la utilización del programa Mathworks Matlab 2015b. De esta forma, los especímenes ET1 y ET2 cuentan con un total de 864 elementos cada uno, en donde cada piso está dividido en 100 elementos por sección, mientras que cada una de las 2 losas entrepiso se divide en 36 elementos; el espécimen ET3 presenta un mallado análogo al señalado anteriormente, pero con un menor número de elementos (858) debido a que se reduce el largo de su alma hacia la mitad del primer piso, tal como se muestra en la figura 5.5(b)

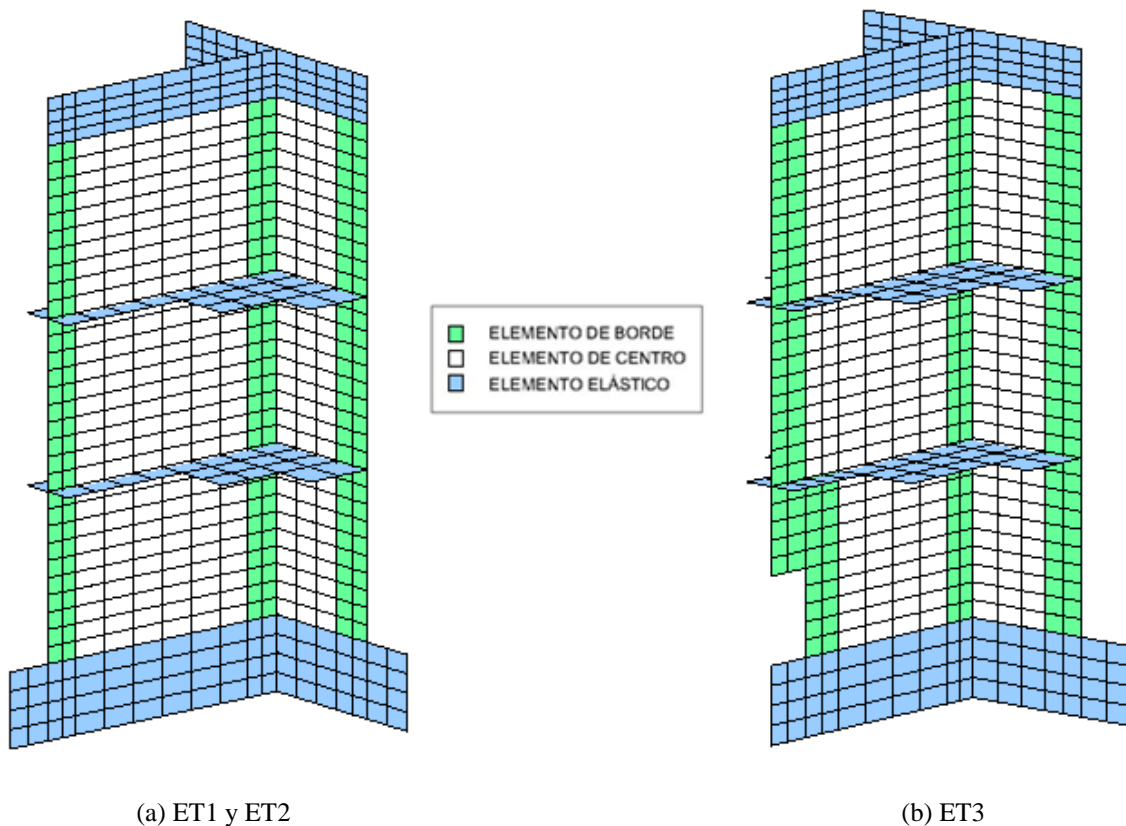


Figura 5.5: Mallado usado en los modelos paramétricos de los muros de ensayo.

Finalmente, se realiza un proceso iterativo en el que se prueban distintas configuraciones de refuerzo, escogiendo aquella que resulte más eficiente para los objetivos del presente estudio, y que sea factible en términos constructivos. En este sentido, se decide emplear la misma cuantía para el refuerzo longitudinal y la doble malla en los 3 muros de ensayo para comparar de forma apropiada los resultados que éstos entreguen. Las figuras 5.6 a 5.8 entregan los valores de la cuantía de acero que se ha de utilizar en los 3 especímenes:

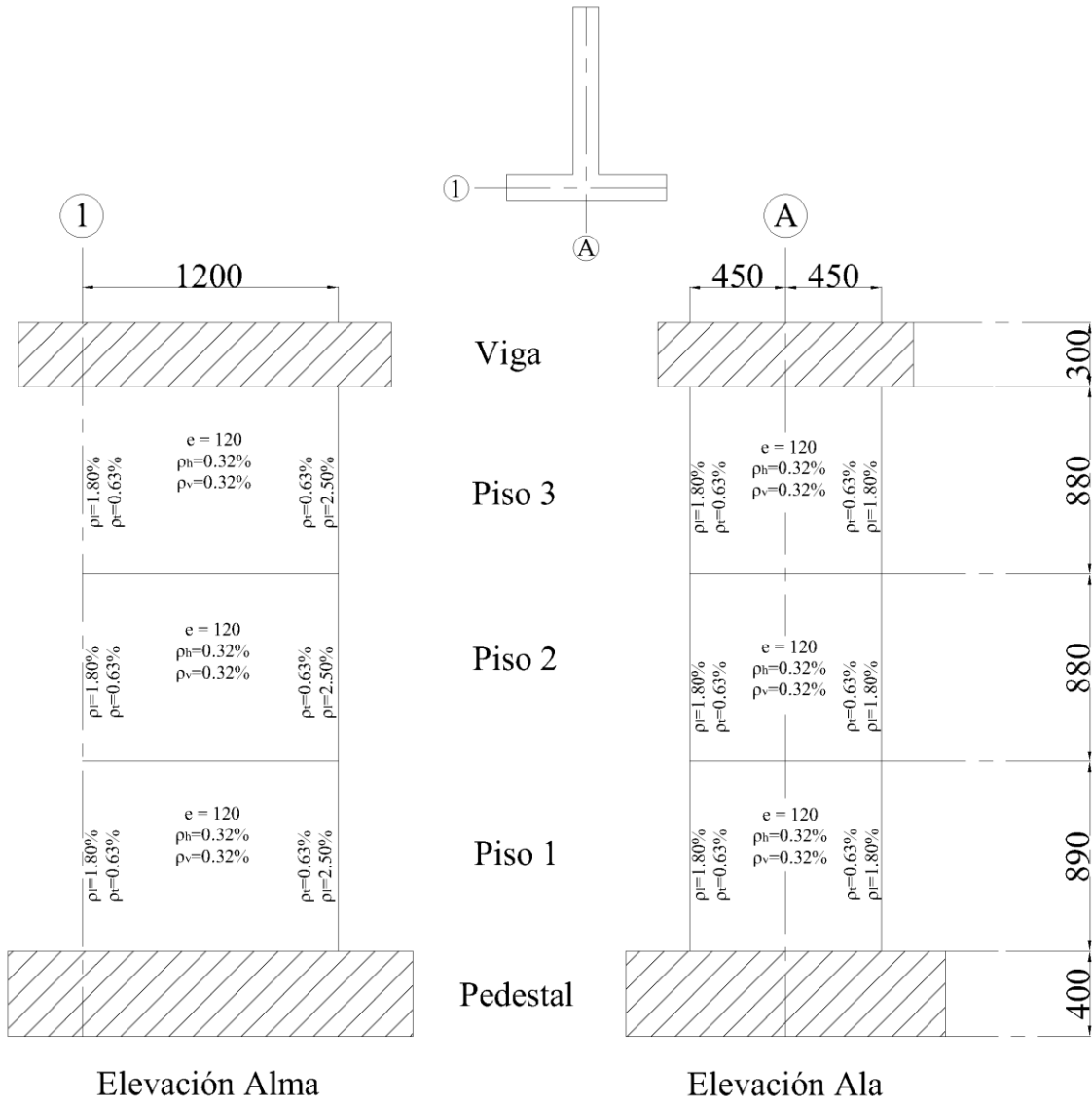


Figura 5.6: Dimensiones y cuantías de acero en el muro de ensayo ET1.

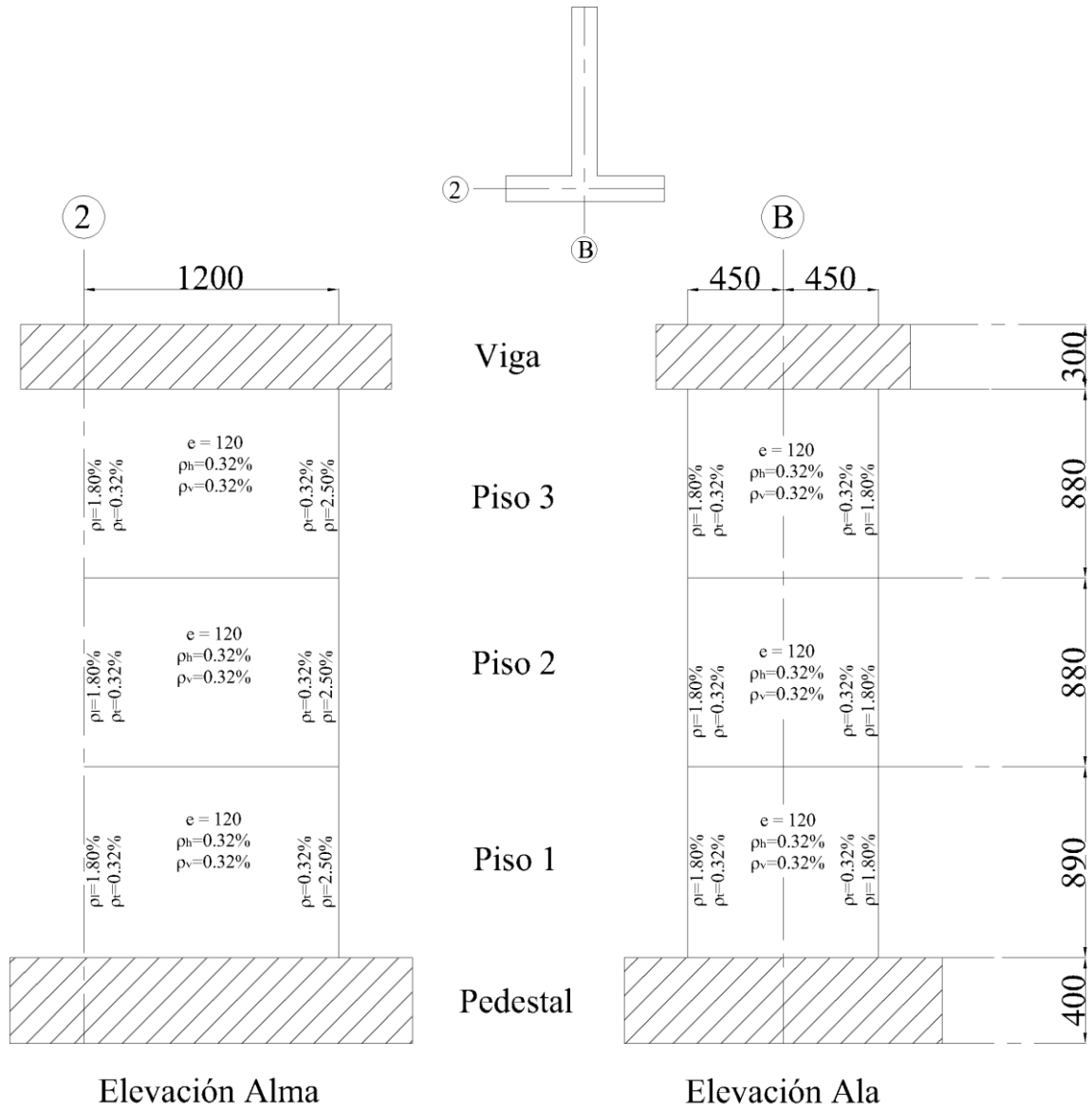


Figura 5.7: Dimensiones y cuantías de acero en el muro de ensayo ET2.

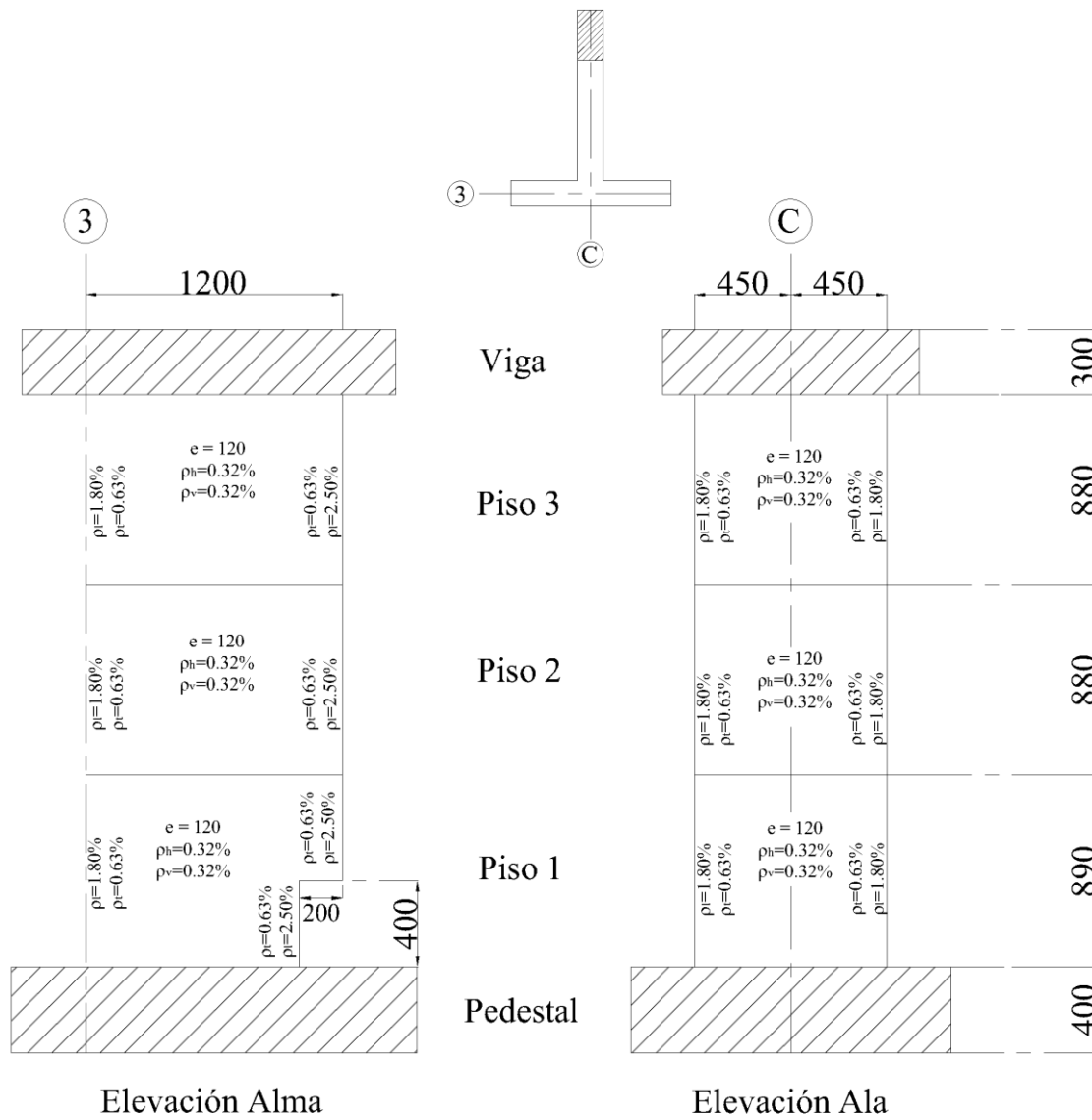


Figura 5.8: Dimensiones y cuantías de acero en el muro de ensayo ET3.

5.3 Resultados entregados por los modelos numéricos

Las figuras 5.10 a 5.12 presentan los resultados entregados por los modelos numéricos de los 3 muros de ensayo definitivos, para los que se emplean las cuantías de refuerzo resumidas en la siguiente tabla:

Tabla 5.1: Cuantías de refuerzo usadas en los modelos de los muros de ensayo.

Especímen	Cuantía doble malla		Cuantía longitudinal			β_c
	Vertical	Horizontal	Bordes ala	Borde alma superior	Borde alma inferior	
ET1	0.0032	0.0032	0.018	0.018	0.025	1.19
ET2	0.0032	0.0032	0.018	0.018	0.025	1.00
ET3	0.0032	0.0032	0.018	0.018	0.025	1.19

Al comparar la respuesta de los modelos numéricos para los dos sentidos en que se empujan los especímenes de ensayo, se tiene que el caso más crítico corresponde al de ala traccionada – alma comprimida, tal como se observa anteriormente para los muros MT, por lo que se procede a analizar éste en detalle:

A partir de las figuras 5.10 y 5.11 (a1) se puede apreciar que la pérdida de capacidad en el hormigón para los especímenes ET1 y ET2 se produce para derivas cercanas al 0.9% cuando la carga horizontal aplicada es de 33 ton aproximadamente. La principal diferencia entre ambos muros se observa al contrastar las figuras 5.10 y 5.11 (b1), donde para los primeros niveles de deriva (0.45 y 0.55%) se tiene que la magnitud de las deformaciones verticales en el ala es significativamente mayor en el espécimen ET2, lo que resulta consistente con el hecho de que este muro no cuenta con confinamiento. Reforzando el punto anterior se tiene en las figuras 5.10 y 5.11 (c1) que el nivel de deformaciones verticales en el alma sigue este mismo patrón para las derivas más bajas, mientras que la magnitud de las deformaciones del espécimen ET2 se disparan en el borde comprimido para derivas superiores al 0.7%, con valores que sobrepasan los 0.008 [mm/mm] ampliamente y que evidencian la falla de este muro. Se tiene por tanto que es el espécimen ET1 (confinado en los bordes) el que presenta la mayor resistencia.

La comparación entre los muros de ensayo ET1 y ET3 es análoga a la realizada en el párrafo anterior, en tanto ambos muros presentan las mismas cuantías de refuerzo. En este sentido, la diferencia en la capacidad de ambos muros resulta más clara al contrastar las figuras 5.10 y 5.12 (a1), en donde se aprecia que la carga que toma el muro para un mismo nivel de deriva es visiblemente menor en el caso del espécimen ET3. Por otra parte, también las deformaciones en el muro ET1 (tanto en el ala como en el alma) resultan mayores a las del muro ET3 para todos los niveles de deriva. Se tiene así que la singularidad en el alma del espécimen ET3 lleva a un muro más flexible, que si bien tiene una menor capacidad de carga, puede alcanzar mayores deformaciones antes de alcanzar la falla: en este caso la deriva máxima llega a un 1.1% aproximadamente.

Finalmente se entregan los desplazamientos de los nodos en el plano XZ para los 3 modelos analizados, en donde se evidencia que todos ellos están sometidos principalmente a flexión.

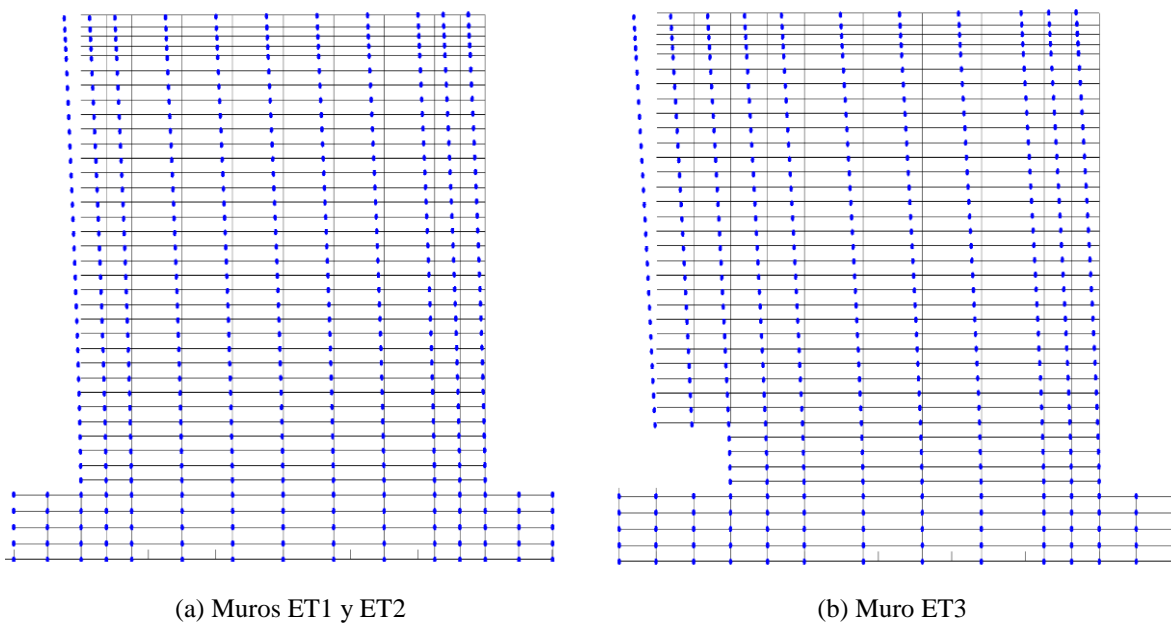
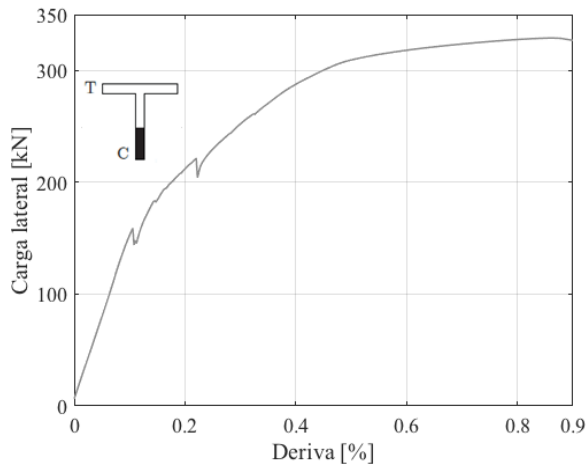
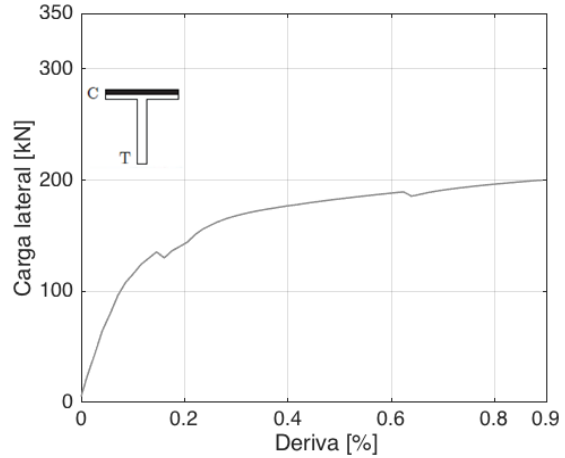


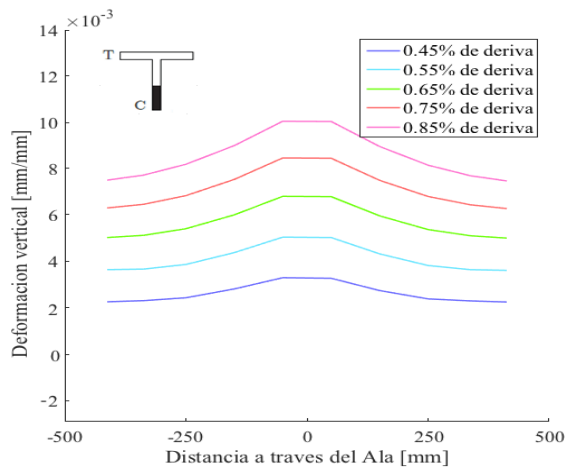
Figura 5.9: Desplazamiento de los nodos en los modelos numéricos de los muros ET.



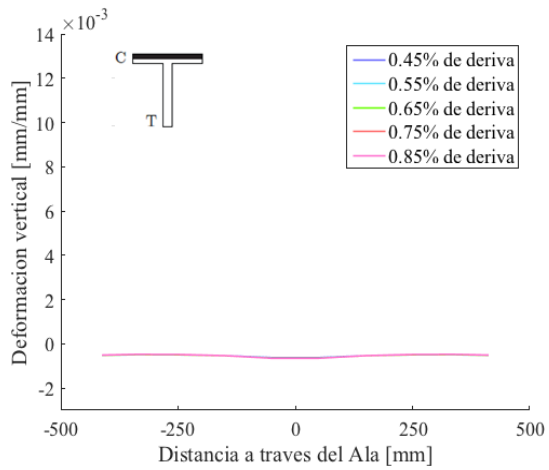
(a1) Carga lateral vs deriva: ala traccionada.



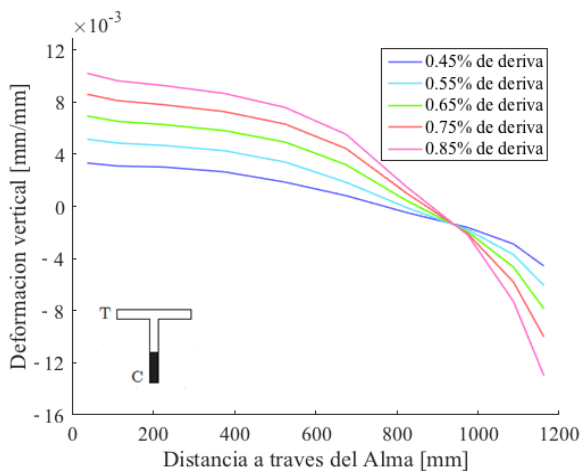
(a2) Carga lateral vs deriva: ala comprimida.



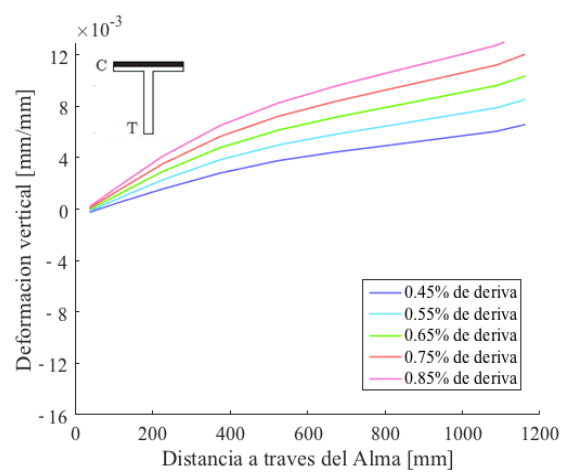
(b1) Perfil deformaciones del ala: ala tracc.



(b2) Perfil deformaciones del ala: ala comp.

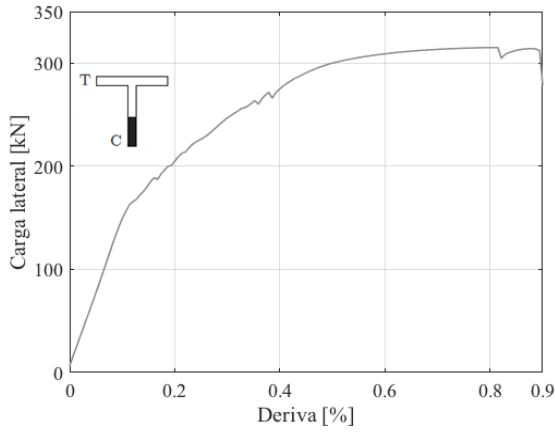


(c1) Perfil deformaciones del alma: ala tracc.

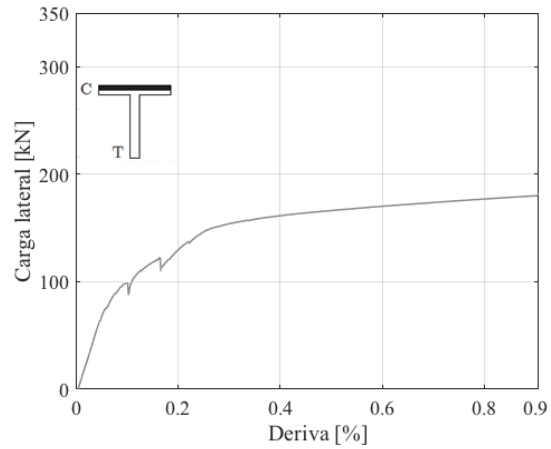


(c2) Perfil deformaciones del alma: ala comp.

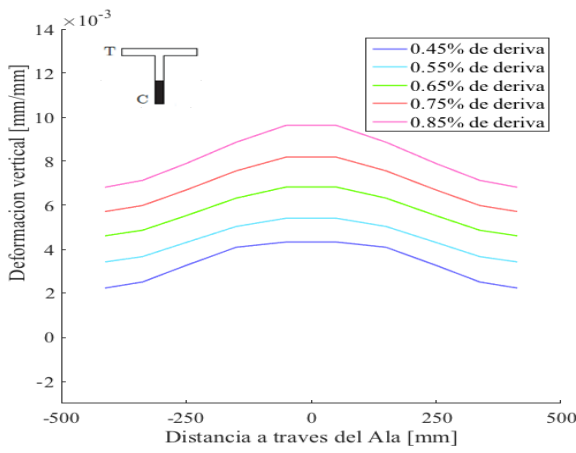
Figura 5.10: Respuesta entregada por el modelo numérico del muro ET1.



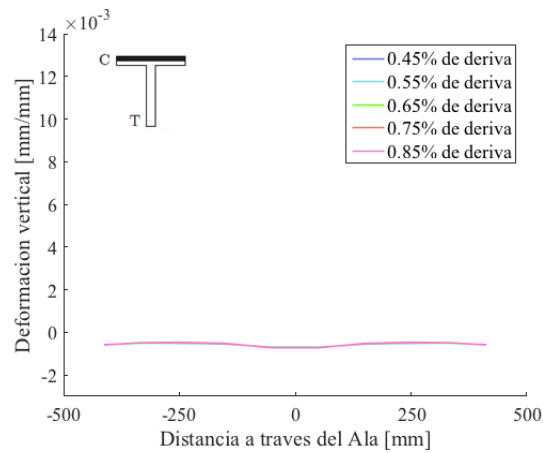
(a1) Carga lateral vs deriva: ala traccionada.



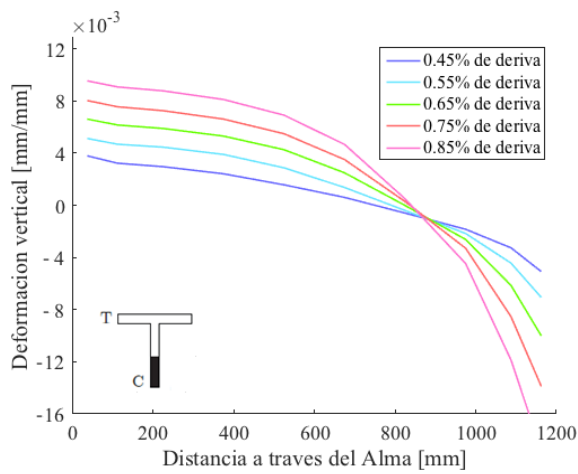
(a2) Carga lateral vs deriva: ala comprimida.



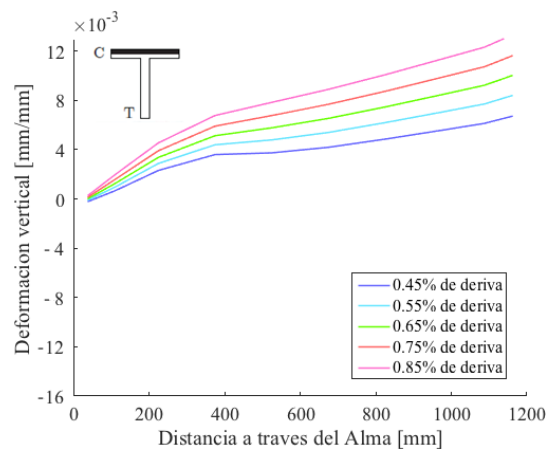
(b1) Perfil deformaciones del ala: ala tracc.



(b2) Perfil deformaciones del ala: ala comp.

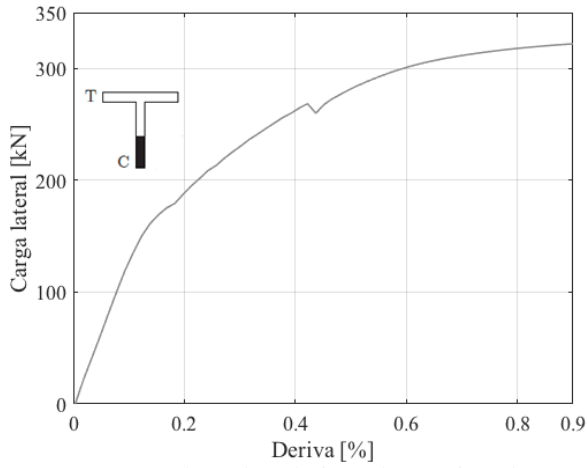


(c1) Perfil deformaciones del alma: ala tracc.

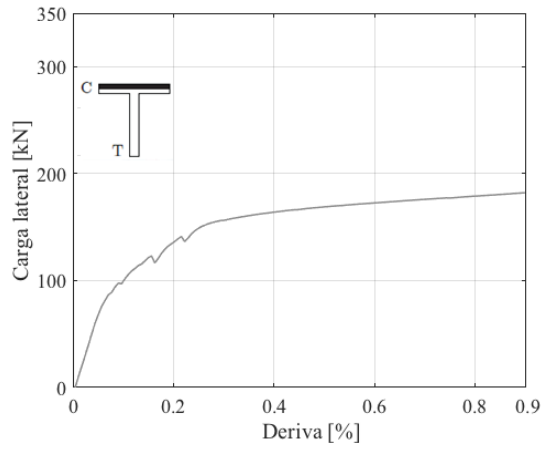


(c2) Perfil deformaciones del alma: ala comp.

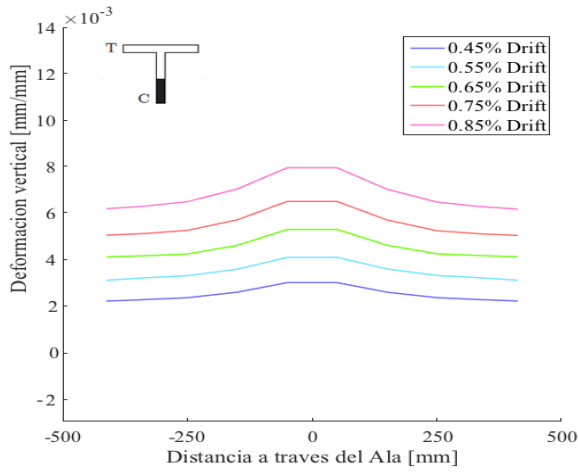
Figura 5.11: Respuesta entregada por el modelo numérico del muro ET2.



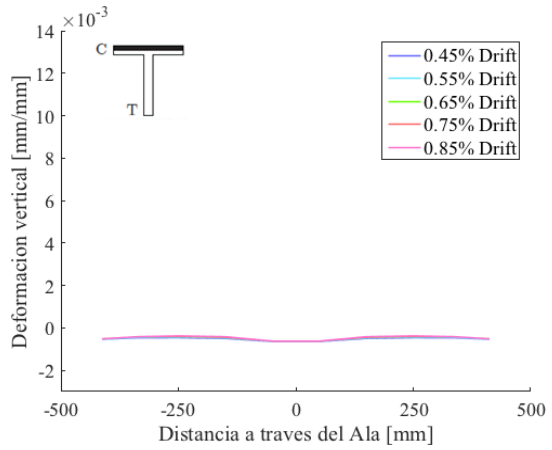
(a1) Carga lateral vs deriva: ala traccionada.



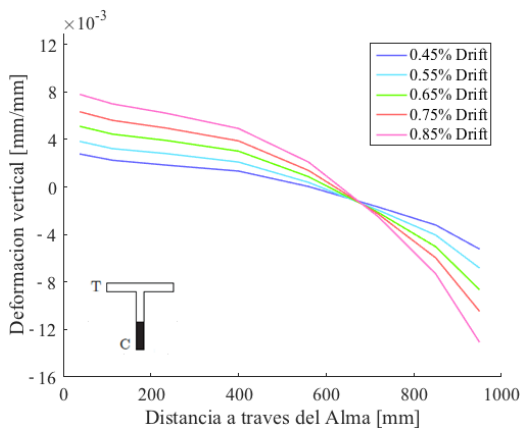
(a2) Carga lateral vs deriva: ala comprimida.



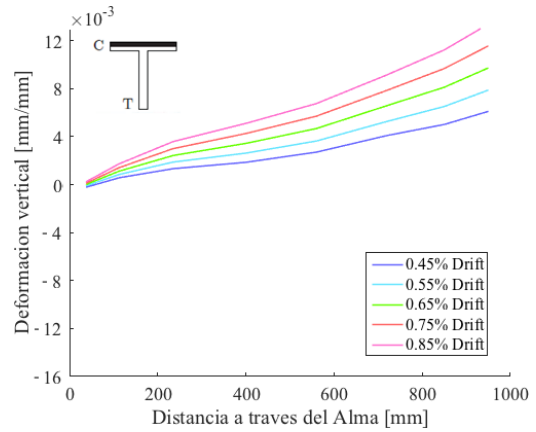
(b1) Perfil deformaciones del ala: ala tracc.



(b2) Perfil deformaciones del ala: ala comp.



(c1) Perfil deformaciones del alma: ala tracc.



(c2) Perfil deformaciones del alma: ala comp.

Figura 5.12: Respuesta entregada por el modelo numérico del muro ET3.

5.4 Planos de los muros de ensayo

Una vez definidas las dimensiones y cuantías de refuerzo de los muros a ensayar, se procede a elaborar el detallamiento de los mismos, fijando el diámetro de las barras a utilizar para el refuerzo longitudinal, la doble malla, los estribos y las trabas; se definen además otros parámetros, tales como la separación entre las barras que componen la doble malla, el espaciamiento de los estribos, el largo de desarrollo del refuerzo longitudinal, etc. En este sentido, se decide utilizar un recubrimiento de 1 cm y un largo de confinamiento (L_c) de 15 cm, donde este último valor corresponde a un 12,5% del largo del alma y queda dentro del rango observado en los muros MT1 y MT2: que es de un 10 a 15%. Fijado el largo de confinamiento, se determina ocupar 4 barras $\phi 10$ en los bordes del ala y en el borde del alma donde se produce la conexión entre ambas secciones, y 4 barras $\phi 12$ en el borde del alma restante, de modo que las cuantías longitudinales para dichos bordes son iguales al 1.9 y 2.5% respectivamente: los mismos valores fijados para los modelos paramétricos desarrollados en SAFE-Toolbox. Por otra parte, para la doble malla se utilizan barras $\phi 6$ dispuestas cada 15 cm, con lo que se obtiene una cuantía del 0.32% (al igual que en los modelos). Finalmente, para el caso de los especímenes confinados (ET1 y ET3) se estipula utilizar trabas $\phi 6$ junto a la malla horizontal y estribos $\phi 8$ entre ésta, con lo que se tiene un coeficiente de confinamiento (β_c) igual a 1.2.

Para el diseño de las losas es necesario determinar los esfuerzos que actúan sobre ellas, para lo cual se utilizan programas de elementos finitos debido a la geometría intincada (forma escalonada) que éstas presentan. Se tiene así que los momentos en las losas son muy pequeños³ y que por tanto basta con utilizar la cuantía mínima impuesta por la norma: que es igual al 0.18% para losas. Esto significa emplear barras $\phi 6$ cada 20 cm, siendo este espaciamiento demasiado grande para las dimensiones de las losas, por lo se termina ocupando un espaciamiento menor, cercano a los 10 cm.

³ Para mayor detalle veáse Anexo C

En el caso de la viga de transferencia de carga, se desea evitar que las barras de refuerzo trabajen, de modo de asegurar que este elemento se encuentre en el rango elástico durante el desarrollo del ensayo y cumplir de esta forma con la hipótesis empleada en los modelos numéricos⁴. Para tal efecto, se calculan las tensiones que actúan sobre las secciones críticas de este elemento mediante la fórmula de Navier, verificando que las dimensiones de éste sean adecuadas para que el hormigón pueda resistir los esfuerzos internos de tracción y compresión, obteniendo los resultados que se muestran a continuación:

$$\sigma_{m\acute{a}x. \text{ tracci3n}} = 31.6 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] < f_{cr} = 115 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\sigma_{m\acute{a}x. \text{ compresi3n}} = 392.3 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] < f'_c = 2500 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

De forma an3loga se corrobora que el hormig3n sea capaz de tomar los esfuerzos de corte sin que trabaje la correspondiente armadura (con un factor de seguridad igual a 4):

$$\tau_{m\acute{a}ximo} = 40.3 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] < \tau_{admisible} = 45 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Se tiene as3 que basta con cumplir con las cuant3as m3nimas de refuerzo para dise1ar la viga de transferencia de carga, sin embargo (y de forma conservadora) se decide utilizar el dise1o de muros previamente ensayados en el laboratorio, empleando un total de 12 barras $\phi 10$ como armadura de flexi3n y compresi3n, y estribos $\phi 8$ espaciados cada 15 cm para la armadura al corte.

Finalmente se revisa la armadura al corte que debe utilizarse en la zona de contacto entre el muro de ensayo y la viga de transferencia de carga, donde dicha armadura corresponde principalmente a la malla horizontal utilizada en la parte superior del muro. Se calcula primero el espaciamiento para una doble malla horizontal con barras $\phi 6$, obteniendo un valor inferior a los 7 cm. Se decide entonces aumentar el di3metro de las barras en esta zona por $\phi 8$, de modo que el espaciamiento sea de 10 cm.

⁴ Para mayor detalle ve3se Anexo D

En el caso del pedestal, tal como con la viga de transferencia de carga, se desea evitar que las barras de refuerzo trabajen, de modo de asegurar que también este elemento se encuentre en el rango elástico durante el desarrollo del ensayo⁵. En este caso se analizan las tensiones que actúan sobre las secciones críticas del pedestal tanto para la condición de ala traccionada, como para la condición de ala comprimida. Esto se hace mediante la fórmula de Navier, observando que las tensiones de tracción son mayores a la tracción máxima que es capaz de soportar el hormigón:

$$\sigma_{m\acute{a}x. \text{ tracci3n}} = 321.7 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] > f_{cr} = 115 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Debido a que no es posible seguir aumentando las dimensiones del pedestal, se hace necesario realizar un nuevo análisis considerando que el hormigón solo toma los esfuerzos de compresión, mientras que el refuerzo a flexión toma la totalidad de la tracción. Para esto se emplea (como referencia) la armadura usada en muros ensayados previamente en el laboratorio. De esta forma, se tiene que las tensiones sobre las barras de refuerzo (4 barras $\varnothing 18$ + 4 barras $\varnothing 16$) resultan menores a la tensión de fluencia, y que el hormigón sometido a compresión se mantiene trabajando en el rango elástico:

$$f_{s \text{ m\acute{a}ximo}} = 23297 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] < f_y = 42000 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\varepsilon_c \text{ m\acute{a}ximo} = 0.00012 < \varepsilon_c \text{ l\acute{i}mite el\acute{a}stico} = 0.0007$$

La situaci3n es análoga para los esfuerzos de corte, pues se tiene que el hormig3n no es capaz de resistir el corte por su cuenta:

$$\tau_{m\acute{a}ximo} = 114.4 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] > \tau_{admisibile} = 45 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Por esta raz3n resulta necesario corroborar que la armadura al corte propuesta (estribos $\varnothing 10 @ 15 \text{ cm}$) es suficiente para resistir los esfuerzos solicitantes, obteniendo que la separaci3n m\acute{a}x. para la correspondiente cuantía de refuerzo es de 16 cm.

Se tiene así, que aun cuando la armadura de refuerzo del pedestal est\acute{a} trabajando, las deformaciones sobre este elemento se mantienen en el rango el\acute{a}stico.

⁵ Para mayor detalle ve\acute{a}se Anexo E

Finalmente, y como conclusión del presente trabajo de título, se presentan los planos de los 3 muros de ensayo:

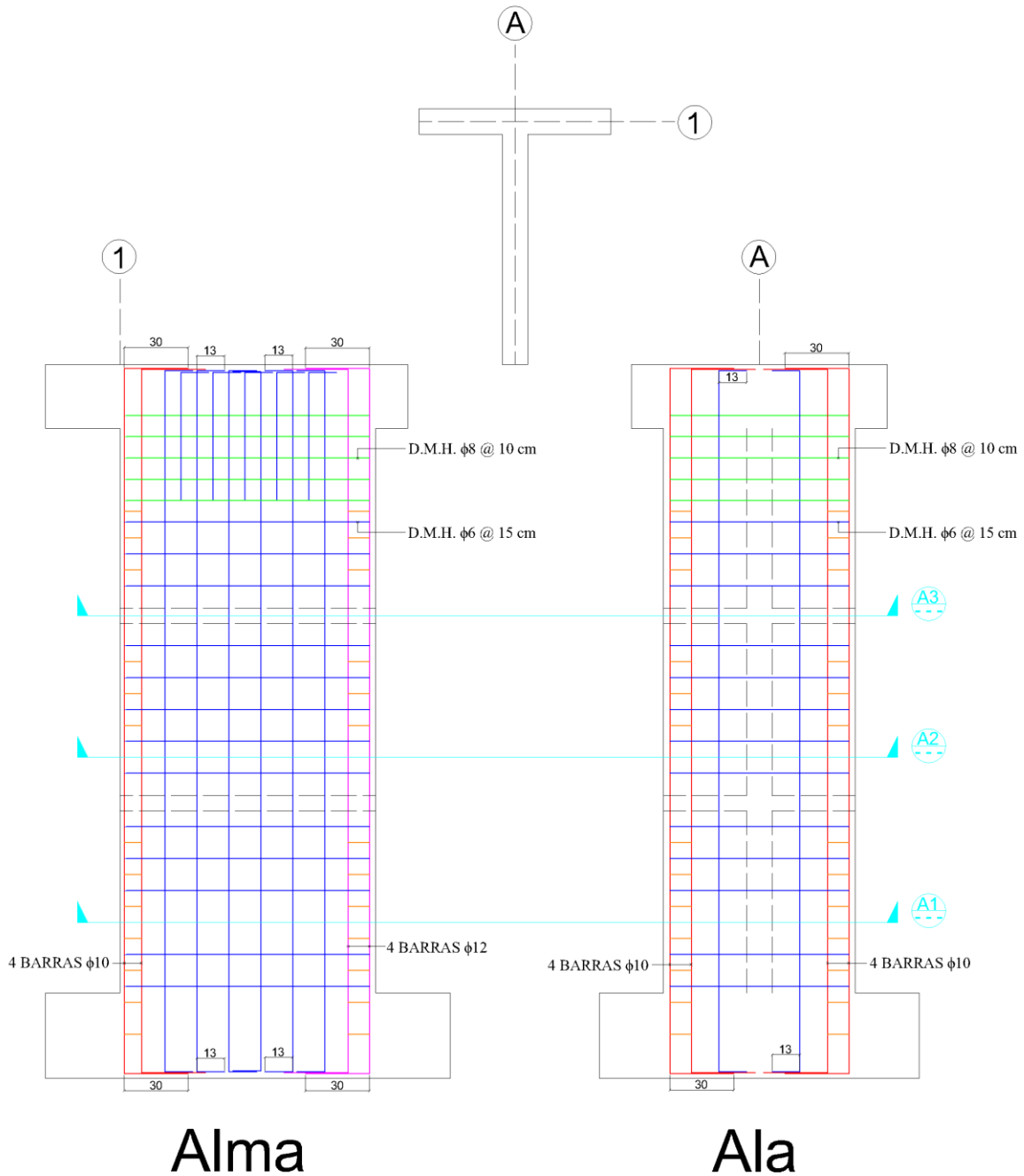
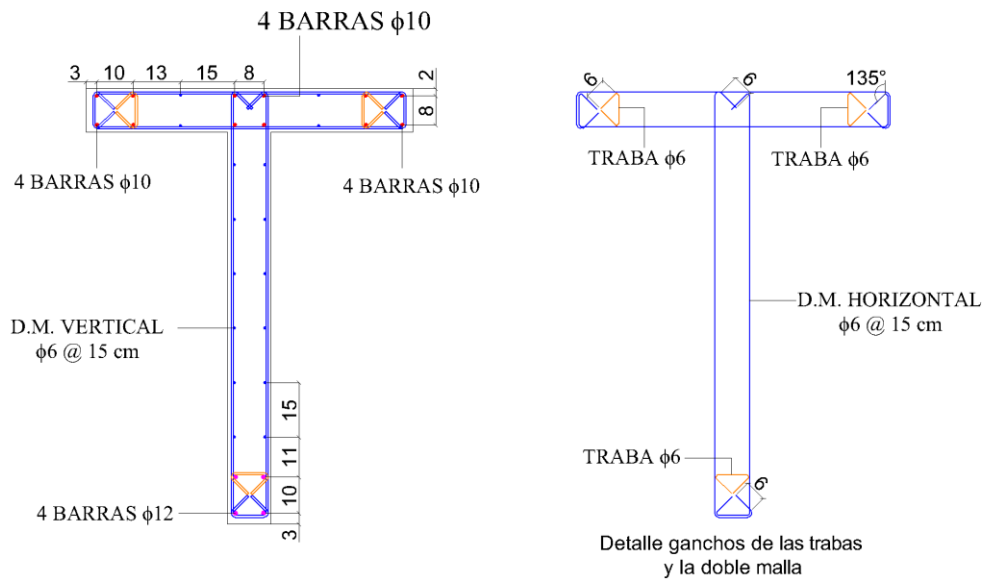
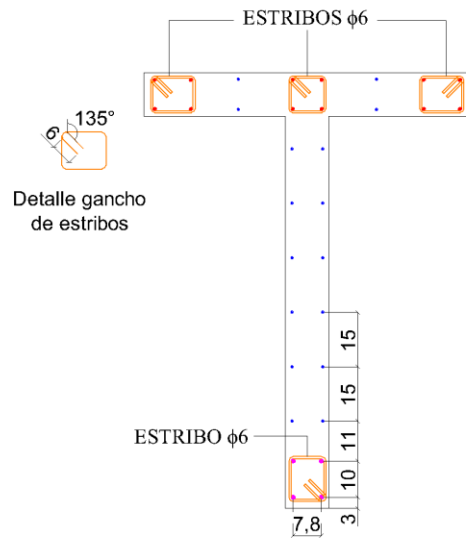


Figura 5.13: Plano (con vista en elevación) del muro de ensayo ET1.



DETALLE A1 SECCIÓN TRANSVERSAL J.M.H.



DETALLE A2 SECCIÓN TRANSVERSAL E.M.H.

Figura 5.14: Plano (con vista en planta) del muro de ensayo ET1.

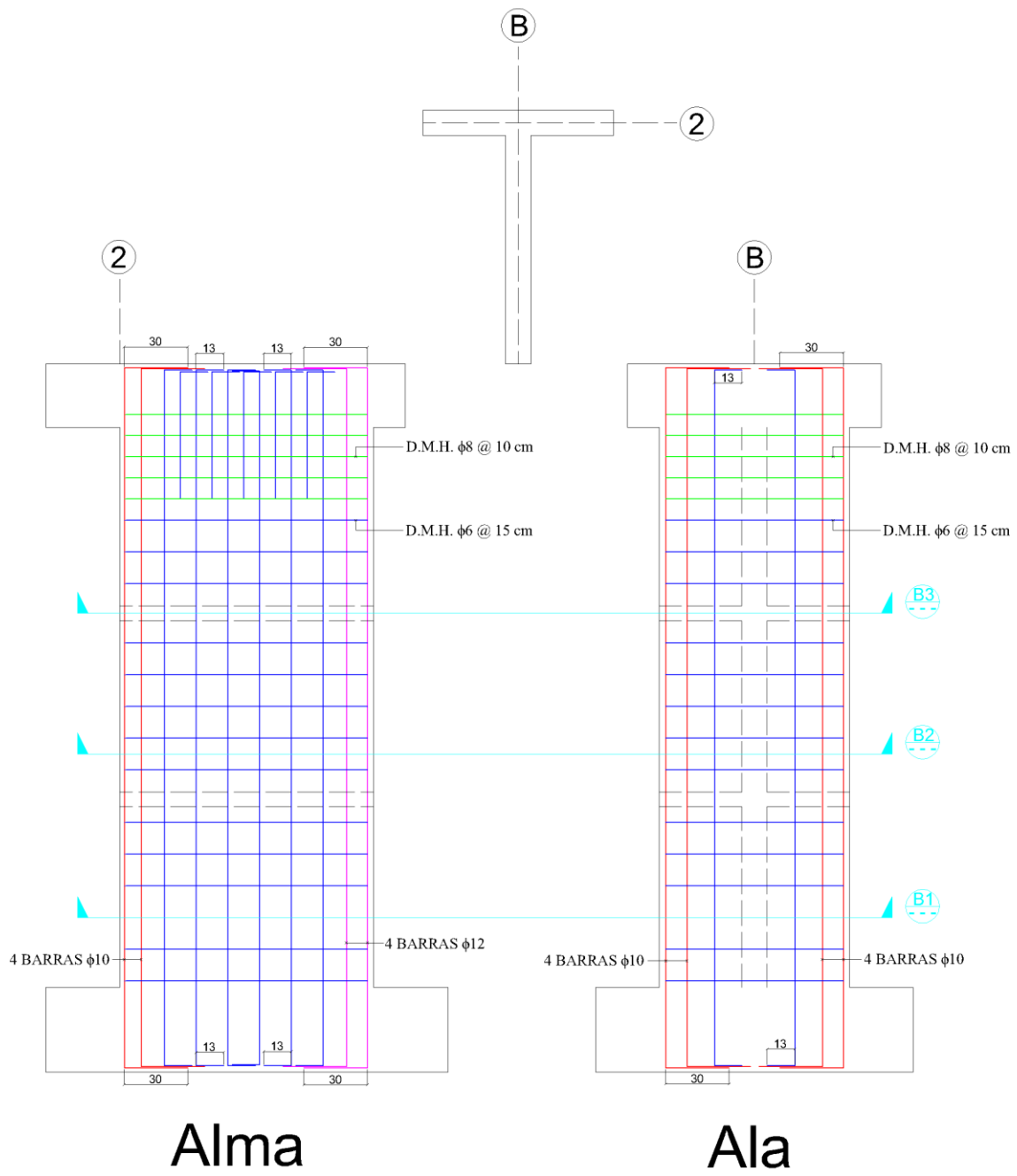
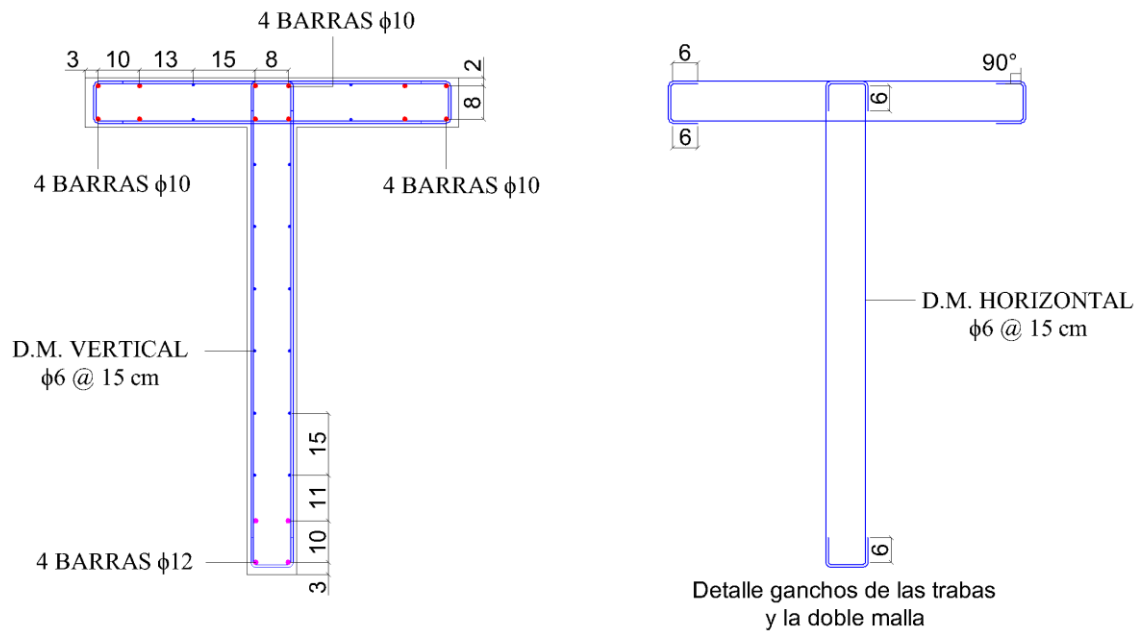
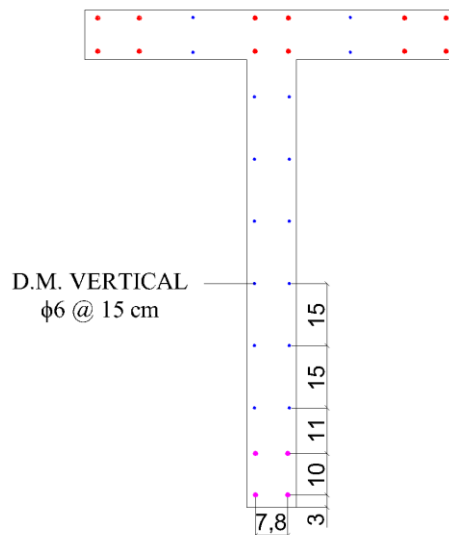


Figura 5.15: Plano (con vista en elevación) del muro de ensayo ET2.



DETALLE B1 SECCIÓN TRANSVERSAL J.M.H.



DETALLE B2 SECCIÓN TRANSVERSAL E.M.H.

Figura 5.16: Plano (con vista en planta) del muro de ensayo ET2.

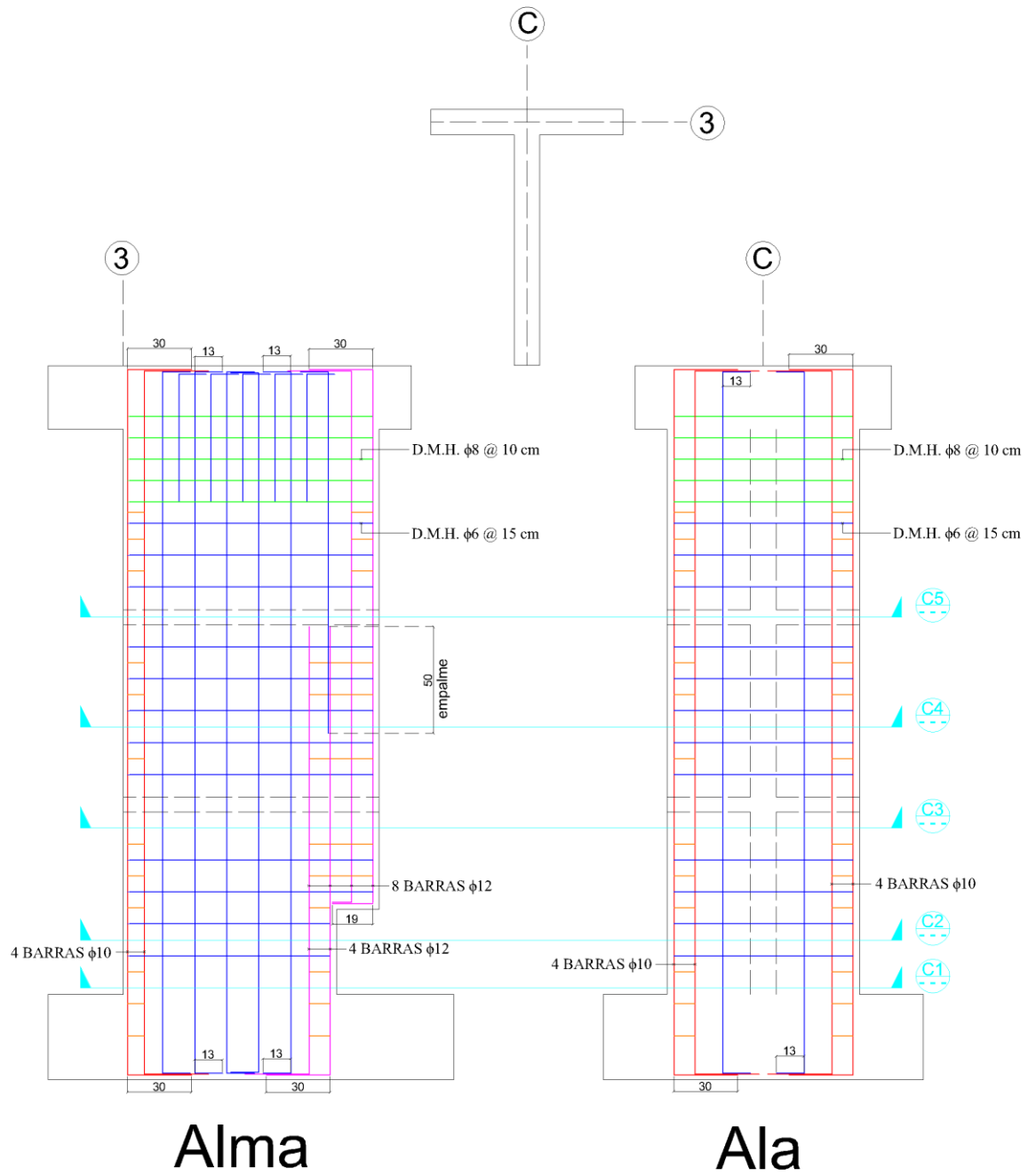
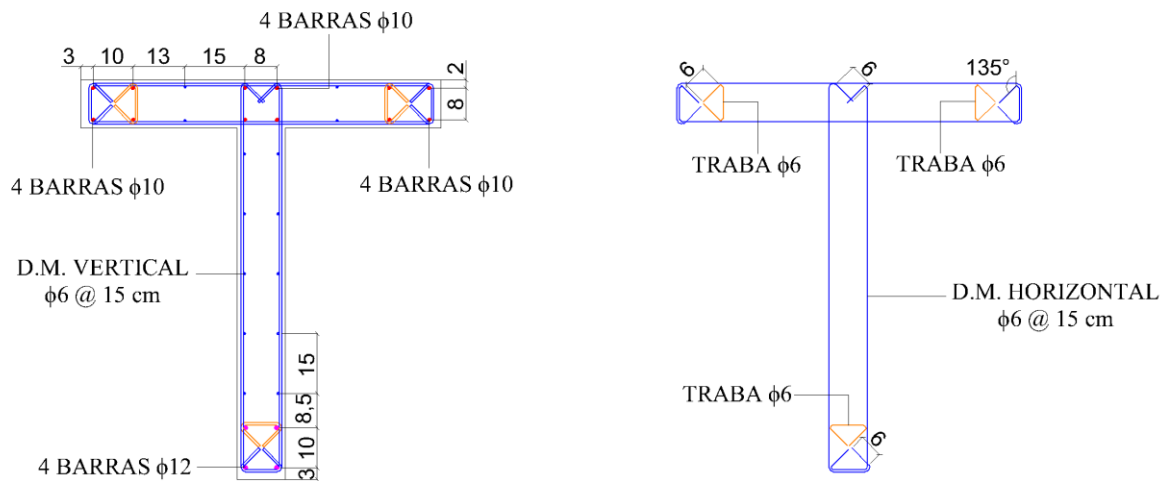
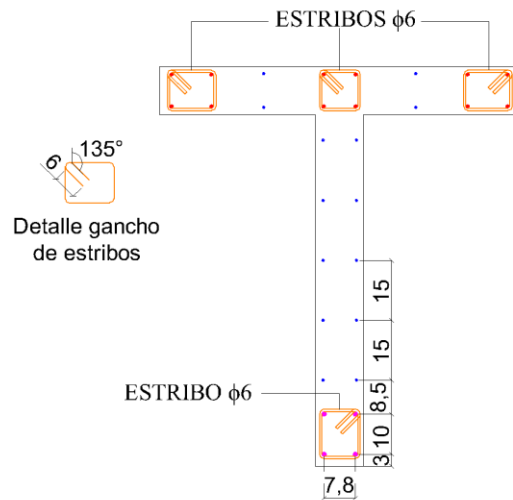


Figura 5.17: Plano (con vista en elevación) del muro de ensayo ET3.



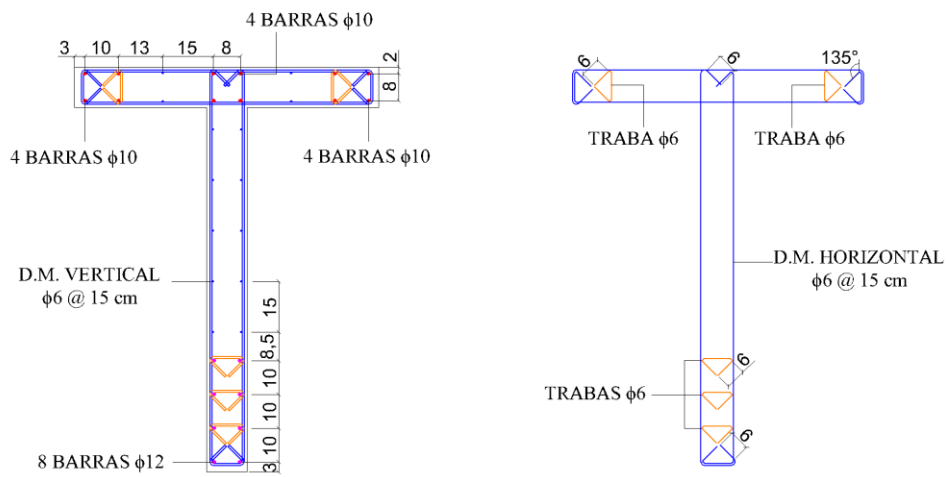
Detalle ganchos de las trabas y la doble malla

DETALLE C1 SECCIÓN TRANSVERSAL J.M.H.

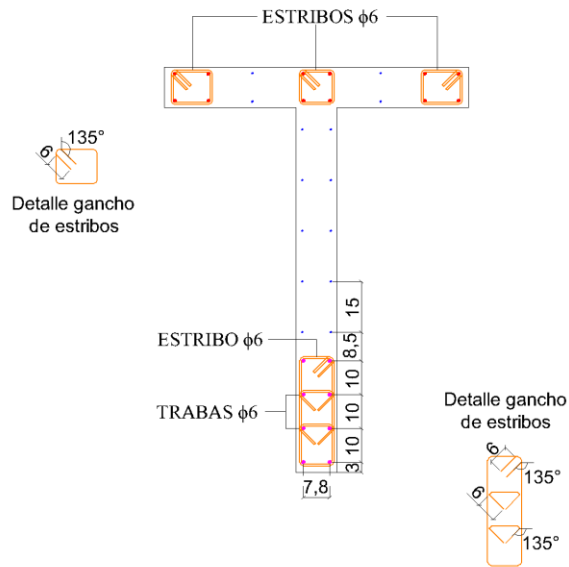


DETALLE C2 SECCIÓN TRANSVERSAL E.M.H.

Figura 5.18: Plano (con vista en planta) del muro de ensayo ET2 – Parte 1.

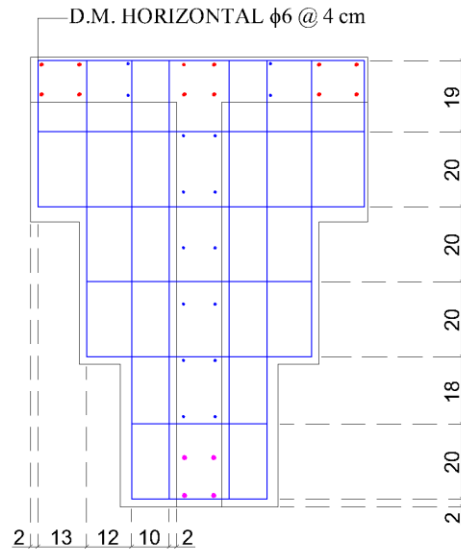


DETALLE C3 SECCIÓN TRANSVERSAL J.M.H.

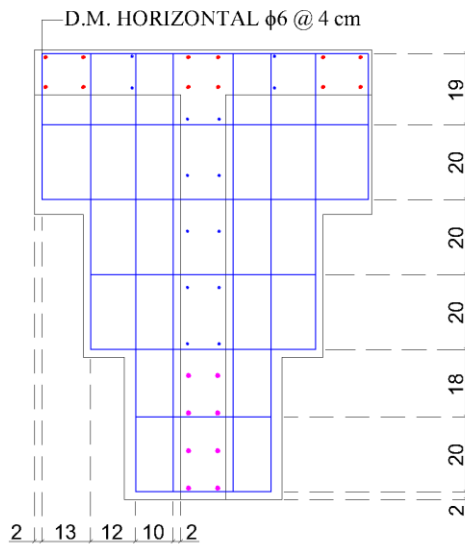


DETALLE C4 SECCIÓN TRANSVERSAL E.M.H.

Figura 5.19: Plano (con vista en planta) del muro de ensayo ET3 – Parte 2.



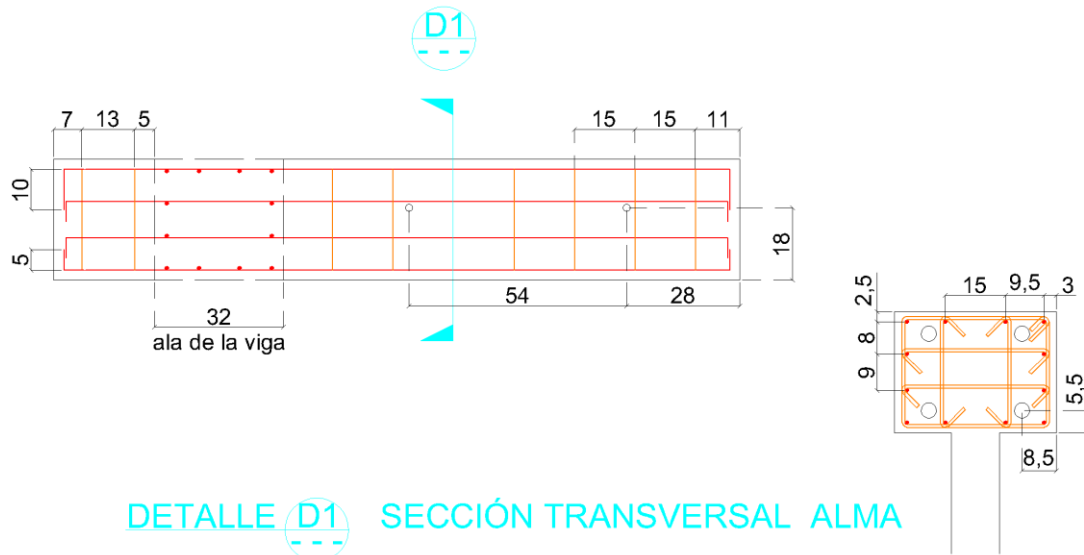
DETALLE A3 & B3 SECCIÓN TRANSVERSAL LOSA



DETALLE C5 SECCIÓN TRANSVERSAL LOSA

Figura 5.20: Plano (con vista en planta) de la losa de los muros de ensayo ET.

Vista en elevación, alma



Vista en elevación, ala

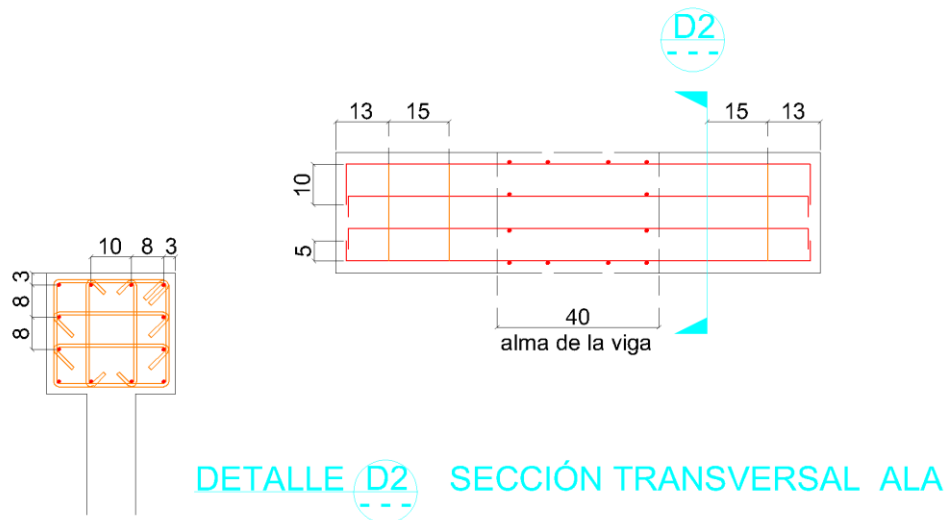
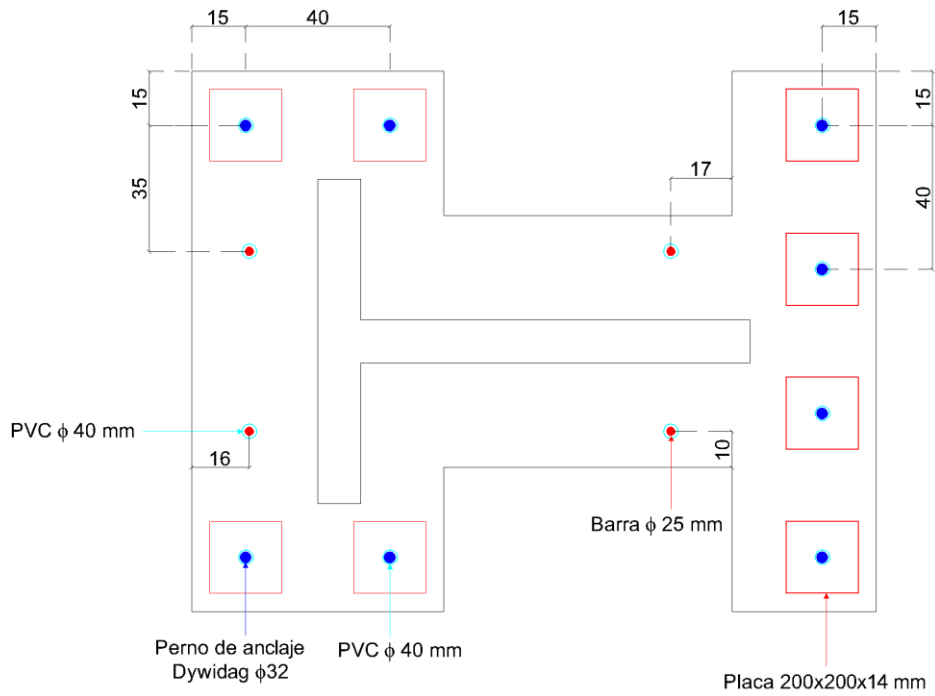


Figura 5.21: Plano de la viga de transferencia de carga.



VISTA EN PLANTA (General)

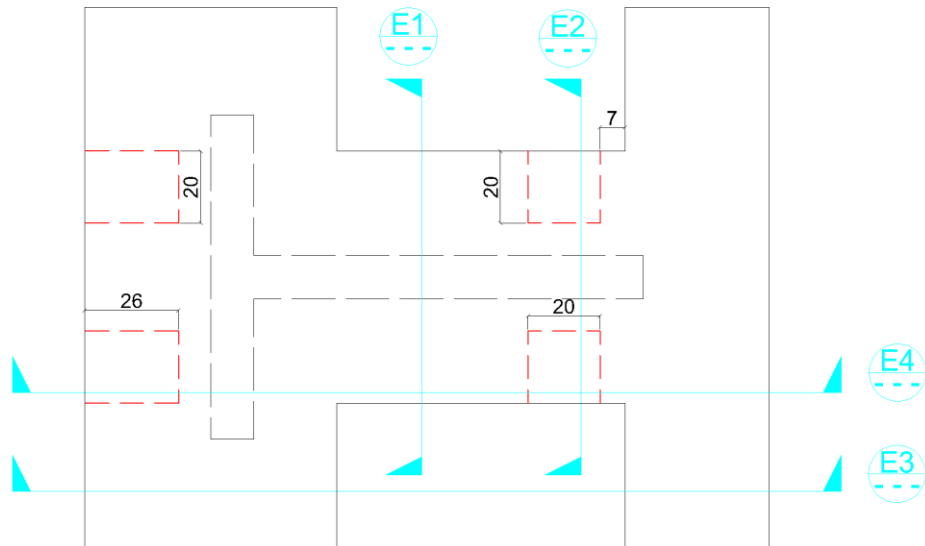


Figura 5.22: Plano (con vista en planta) del pedestal.

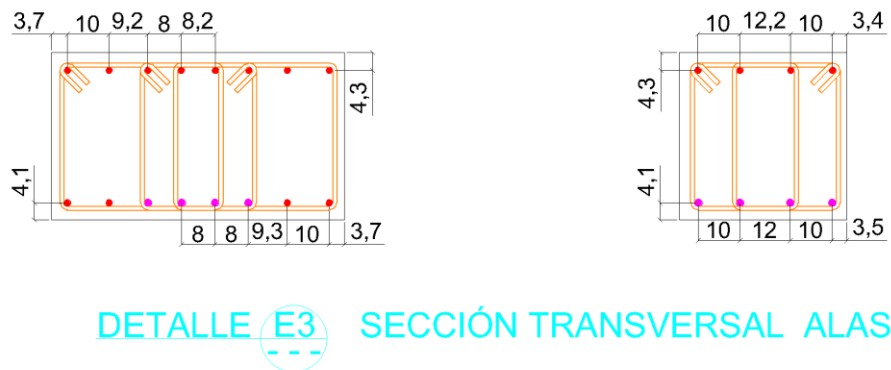
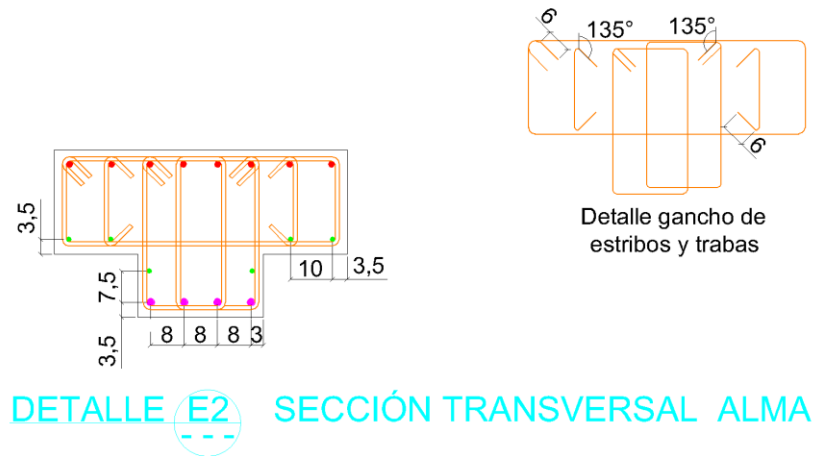
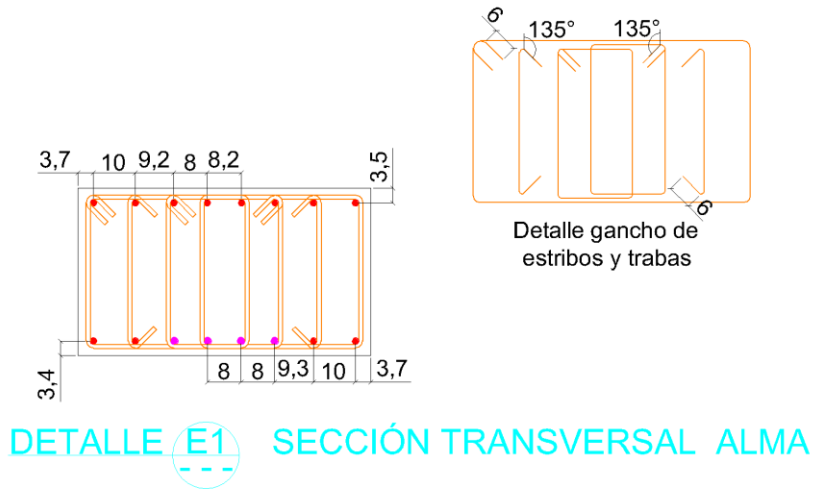
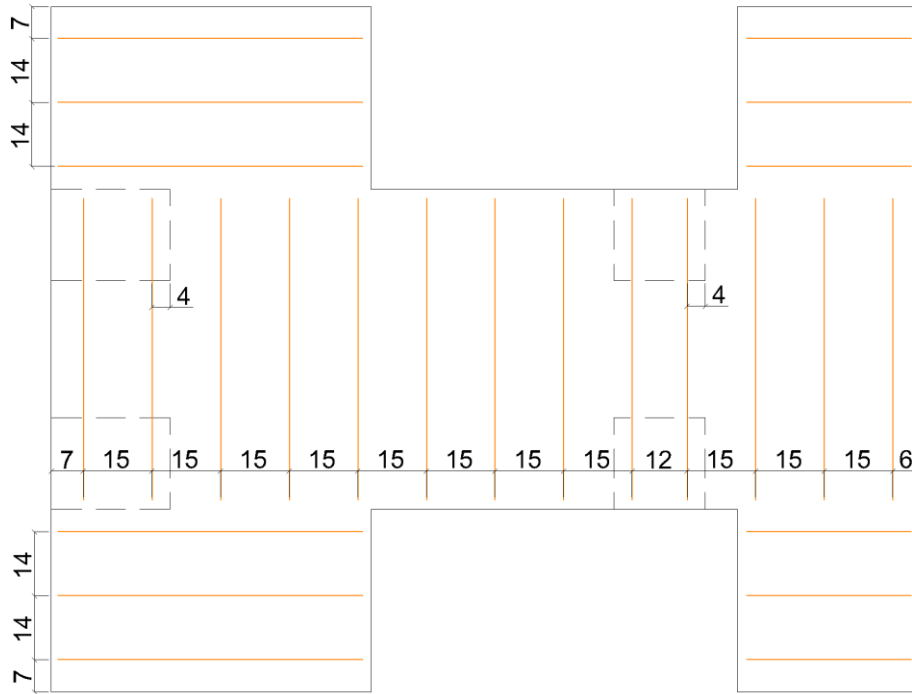
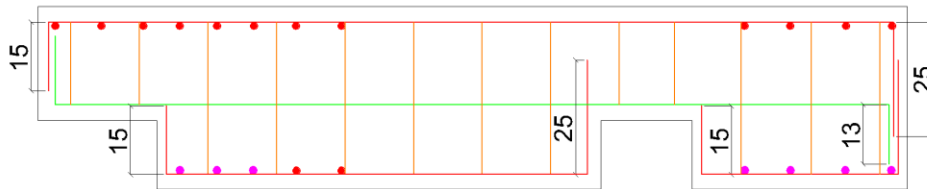


Figura 5.23: Plano de secciones en el pedestal.



VISTA EN PLANTA (ubicación estribos)



DETALLE E4 SECCIÓN TRANSVERSAL ALMA

Figura 5.24: Plano con distribución de estribos en el pedestal.

Capítulo 6: **CONCLUSIONES**

El trabajo expuesto en la presente memoria de título se desarrolla en torno a dos ejes principales, que corresponden al estudio de las características más representativas de muros de hormigón armado y sección transversal T, y al diseño de un set de 3 especímenes que permitan reproducir el comportamiento de esta clase de muros en futuros ensayos experimentales a realizarse en el laboratorio de estructuras del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile.

Para evaluar las principales características de muros de hormigón armado y sección transversal T, de modo que sean representativos de la realidad constructiva chilena actual, se consultan los planos de 17 edificios diseñados entre los años 2010 y 2014. En éstos se encuentran mayoritariamente muros que poseen una geometría intrincada, rescatando solo una veintena de muros útiles a los propósitos del presente estudio, de los cuales solo 3 se encuentran confinados. Estos muros poseen una altura promedio de 5400 cm, lo que corresponde (típicamente) a un edificio de 19 pisos de altura con 2 subterráneos. Se observa también que el alma suele ser más larga que el ala, en tanto la primera sección se usa para separar departamentos contiguos, mientras que la segunda está acotada por la distancia entre las respectivas puertas de acceso; se tiene así una relación de largos promedio igual a 1.37 [cm/cm]. Por otra parte, la necesidad arquitectónica de contar con mayores espacios destinados a recepción y estacionamientos, entre otros, lleva a que un importante número de estos muros (un 45% del total) presenten una reducción en el largo del alma hacia la base, de tal modo que dicha sección resulta semejante a un muro tipo bandera: con un acortamiento medio del 20.4% en los subterráneos y el primer piso. Respecto al refuerzo de acero, se observa que en los pisos inferiores se tiene una cuantía longitudinal de borde que ronda el 2%, la cual puede aumentar hasta un 3.5% en aquellos casos donde hay confinamiento o singularidades como la descrita previamente; mientras que en la zona superior de los muros este valor decae a un 1.5% aproximadamente.

Ahora bien, tras ampliar la muestra de muros confinados (incorporando algunos de sección rectangular) se observan dos formas de confinar los bordes de muro:

1. Usar una doble malla horizontal con fierros de 10 o 12 mm de diámetros, espaciada cada 18 o 20 cm; asegurando las barras longitudinales con estribos dispuestos entre la malla horizontal, y reforzando además con trabas junto a la malla.
2. Reducir el espaciamiento de la doble malla horizontal a 10 cm y asegurar las barras longitudinales solo mediante el uso de trabas dispuestas junto a la malla. Este aumento de la malla también permite mejorar la resistencia a corte del muro.

Los muros de ensayo se diseñan en función de la información recopilada sobre muros reales de sección transversal T, atendiendo además a las limitaciones impuestas por las dimensiones del laboratorio y por la disposición del montaje experimental que ha sido utilizado en ensayos similares sobre muros rectangulares. Se obtiene así, un set de 3 muros de 265 cm de altura y 12 cm de espesor, los que poseen además un alma de 120 cm de largo y un ala de 90 cm. Cada muro está dividido en 3 pisos, y cuenta con 2 losas de forma escalonada y 7 cm de espesor. Por otra parte, en todos los especímenes se emplea la misma cuantía para el refuerzo longitudinal y la doble malla. Tanto en los bordes del ala como en la intersección alma-ala, se utilizan 4 fierros de 10 mm de diámetro, consiguiendo una cuantía del 1.8%; mientras que en el borde restante del alma se usan 4 fierros de 12 mm de diámetro, aumentando dicha cuantía a un 2.5%. Para la doble malla (horizontal y vertical) se utilizan fierros de 6 mm separados a una distancia de 15 cm, obteniendo una cuantía del 0.32%. De esta forma, los especímenes a ensayar (ET1, ET2 y ET3) solo se diferencian en la presencia de confinamiento de borde o de singularidades como la descrita anteriormente. El muro ET1 se diferencia del ET2 en que el primero se encuentra confinado mediante el uso de estribos de 6 mm de diámetro dispuestos entre la malla horizontal, mientras que el segundo no está confinado y el dobléz de sus ganchos es tan solo de 90° (como se usaba en forma previa a la normativa del año 2010). De forma análoga, el muro ET3 solo se diferencia del primero en que este último presenta una reducción del 17% en el largo de su alma hacia la mitad inferior del primer piso, semejando así a un muro tipo bandera.

El proceso de escalamiento de los muros de ensayo resulta satisfactorio para varios parámetros. La relación de largo alma/ala es de 1.33 [cm/cm], mientras que la misma relación tiene un valor promedio de 1.37 [cm/cm] para muros reales. De forma análoga, en ambos casos se tiene que el borde confinado del ala ocupa alrededor de un 10% de la sección, mientras que la cuantía longitudinal ronda el 2%. Sin embargo, no es posible escalar de igual forma aquellos parámetros relacionado con la altura. Solo la relación de aspecto baja de 8.1 a 2.2 [cm/cm]. Tampoco es posible mantener la relación entre el espesor y el largo de las secciones. Los especímenes corresponden a muros más bien robustos, incapaces de representar el comportamiento de los muros a escala real. Esto se ve reflejado en los resultados que arrojan los modelos numéricos, donde los muros reales (MT1 y MT2) alcanzan la falla para derivas cercanas al 2%, mientras que sus respectivos muros a escala (ET1 y ET3) solo logran llegar a un 0.9% de desplazamiento de techo. De todos modos, el utilizar las mismas dimensiones y cuantías de refuerzo en los 3 especímenes de ensayo permite evaluar cómo cambia el comportamiento de un muro de sección transversal T ante la presencia de confinamiento o de una determinada singularidad. Se realiza así un estudio analítico de estos muros mediante el *framework* de elementos finitos SAFE-Toolbox, donde sus correspondientes modelos numéricos son sometidos a una carga de tipo *pushover*. Esta carga se aplica en ambos sentidos, obteniendo que el caso más crítico obedece al de ala traccionada y alma comprimida, donde las deformaciones verticales en el borde comprimido del alma sobrepasan los 0.008 [mm/mm] (punto donde falla el muro) para derivas mucho más bajas. Centrando el resto del análisis en este caso, se tiene que un aumento de la cuantía longitudinal de borde conlleva, en primera instancia, un aumento de la carga que es capaz de resistir el muro y de la deriva a la que se llega antes de alcanzar la falla; sin embargo, un aumento excesivo de ésta (duplicándola) tiene un impacto negativo en la respuesta del muro, rigidizando sus bordes y provocando que la deriva máxima se reduzca en forma importante. Por otra parte, también se observa que los muros con bordes confinados son más resistentes, aunque la mayor diferencia se aprecia en la magnitud de las deformaciones verticales, las cuales se reducen hasta en un 25%, menguando la posibilidad de pandeo en el acero de refuerzo longitudinal. Finalmente, se tiene que la singularidad existente en el alma repercute en un muro más flexible, que si bien resiste una menor carga horizontal, es capaz de alcanzar mayores niveles de deriva que en el resto de los muros.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] AHUMADA, M. 2014. Modelación en elementos finitos de muros esbeltos de hormigón armado con discontinuidades en la base. Recomendaciones para el diseño. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
- [2] BELARBI, H. and HSU, T. 1994. Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete. *ACI Structural Journal* 91(4): 465-474.
- [3] BELARBI, H. and HSU, T. 1995. Constitutive laws of softened concrete in biaxial tension-compression. *ACI Structural Journal* 92(5): 562-573.
- [4] COLLINS, M. and PORASZ, A. 1989. Shear strength for high strength concrete. In: *Design aspects of high strength concrete*. Bulletin No. 193. Comité Euro-International du Béton (CEB): 75-83.
- [5] FILIPPOU, F., POPOV, E. and BERTERO, V. 1983. Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints. EERC Report No. UCB/EERC-83/19. Berkeley, CA, USA, Earthquake Engineering Research Center. 184p.
- [6] HERNÁNDEZ, A. 2015. Cumplimiento de la hipótesis de Bernoulli en secciones compuestas de muros de hormigón armado. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
- [7] MASSONE, L. 2006. RC Wall Shear-Flexure interaction: analytical and experimental responses. Phd dissertation. Los Angeles, CA, USA, University of California. 398p.
- [8] MCKENNA, F., FENVES, G., SCOTT, M. and JEREMIC, B. 2000. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Pacific Earthquake Engineering Research Center. Berkeley, CA, USA, University of California.

- [9] MENEGOTTO, M. and 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. 1973.
- [10] PALERMO, D. and VECCHIO, F. 2003. Compression field modeling of reinforced concrete subjected to reversed loading: Formulation. ACI Structural Journal 100(5): 616-625.
- [11] PEÑA, E. 2015. Implementación del programa de elementos finitos “Safe Py” para análisis no lineal dinámico con factor de convergencia de carga. Memoria para optar al título de magíster de Ingeniero Civil. Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
- [12] ROJAS, F. 2012. Development of a nonlinear quadrilateral layered membrane element with drilling degrees of freedom and a nonlinear quadrilateral with thin flat layered shell element for the modeling of reinforced concrete walls. Phd dissertation. Los Angeles, CA, USA, University of Southern California. 218p.
- [13] SAATCIOGLU, M. and RAZVI, S. 1992. Strength and ductility of confined concrete. ASCE Journal of Structural Engineering 118(6): 1590-1607.
- [14] THOMSEN, J. and WALLACE, J. 1995. Displacement-based design of reinforced concrete structural walls: an experimental investigation of walls with rectangular and T-shaped cross sections. Report No. CU/CEE-95/06. Potsdam, New York, USA, Clarkson University, Department of civil engineering. 353p.
- [15] THORENFELDT, E., TOMASZEWICZ, A. and JENSEN, J. 1987. Properties of high-strength concrete and application in design. In Symposium Utilization of High-Strength Concrete, Stavanger, Noruega.

ANEXO A: Modelo de Saatcioglu y Razvi

A continuación se detalla la metodología empleada para determinar la tensión lateral efectiva de confinamiento (f_{le}) en secciones rectangulares, como la presentada en la siguiente figura:

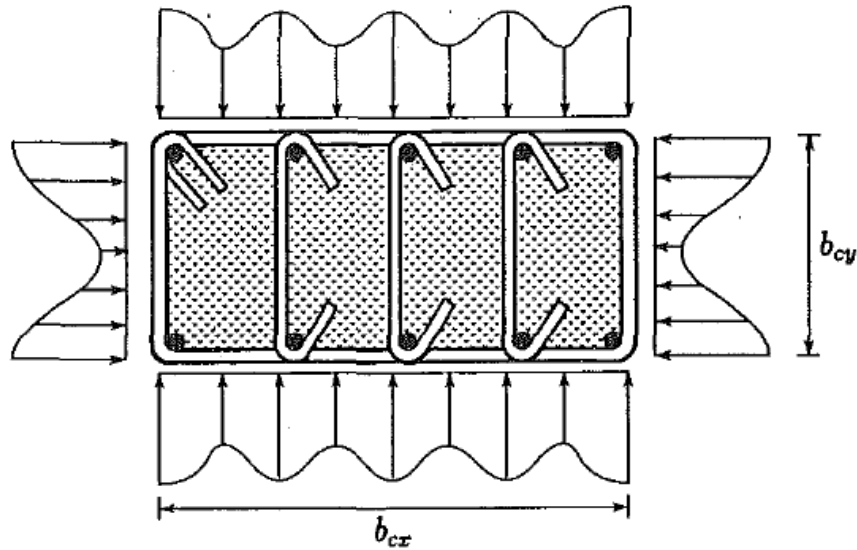


Figura A.1: Distribución de tensiones en sección rectangular (Saatcioglu y Razvi [13]).

La tensión lateral efectiva de confinamiento está dada por la siguiente ecuación:

$$f_{le} = \frac{f_{lex} \cdot b_{cx} + f_{ley} \cdot b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}} \quad (\text{A.1})$$

donde b_{cx} es la dimensión del núcleo confinado, medido de centro a centro de los estribos, en la dirección X (figura A.1) y f_{lex} es la tensión lateral efectiva que actúa perpendicular a b_{cx} , la cual se calcula como:

$$f_{lex} = k_{2x} \cdot f_{lx} \quad (\text{A.2})$$

donde el coeficiente k_{2x} depende del espaciamiento longitudinal de los estribos (s_x) y del espaciamiento lateral entre las barras de refuerzo longitudinal aseguradas por trabas (s_{lx}), tal como se muestra en la siguiente ecuación:

$$k_{2x} = 0.26 \sqrt{\frac{b_{cx}}{s_x} \cdot \frac{b_{cx}}{s_{lx}} \cdot \frac{1}{f_{lx}}} \leq 1 \quad (\text{A.3})$$

mientras que f_{lx} corresponde a la tensión lateral en la dirección X, y se calcula mediante la ecuación A.4:

$$f_{lx} = \frac{\sum(A_{stx} \sin \alpha) \cdot f_{yt}}{s_x \cdot b_{cx}} \quad (\text{A.4})$$

siendo $\sum(A_{stx} \sin \alpha)$ la suma de las áreas de las secciones transversales de los estribos en la dirección X, y f_{yt} la tensión de fluencia de éstos.

El cálculo de la tensión lateral efectiva en la dirección Y (f_{ley}) es análogo que en la dirección X, utilizando las ecuaciones A.5 a A.7:

$$f_{ley} = k_{2y} \cdot f_{ly} \quad (\text{A.5})$$

$$k_{2y} = 0.26 \sqrt{\frac{b_{cy}}{s_y} \cdot \frac{b_{cy}}{s_{ly}} \cdot \frac{1}{f_{ly}}} \leq 1 \quad (\text{A.6})$$

$$f_{ly} = \frac{\sum(A_{sty} \sin \alpha) \cdot f_{yt}}{s_y \cdot b_{cy}} \quad (\text{A.7})$$

Anexo B: Montaje experimental de Thomsen y Wallace

La siguiente figura muestra en detalle el montaje experimental utilizado por Thomsen y Wallace [14], el que se emplea como referencia ya que constituye el mismo tipo de ensayo que se realizará sobre los 3 especímenes de hormigón armado y sección transversal T diseñados en la presente memoria.

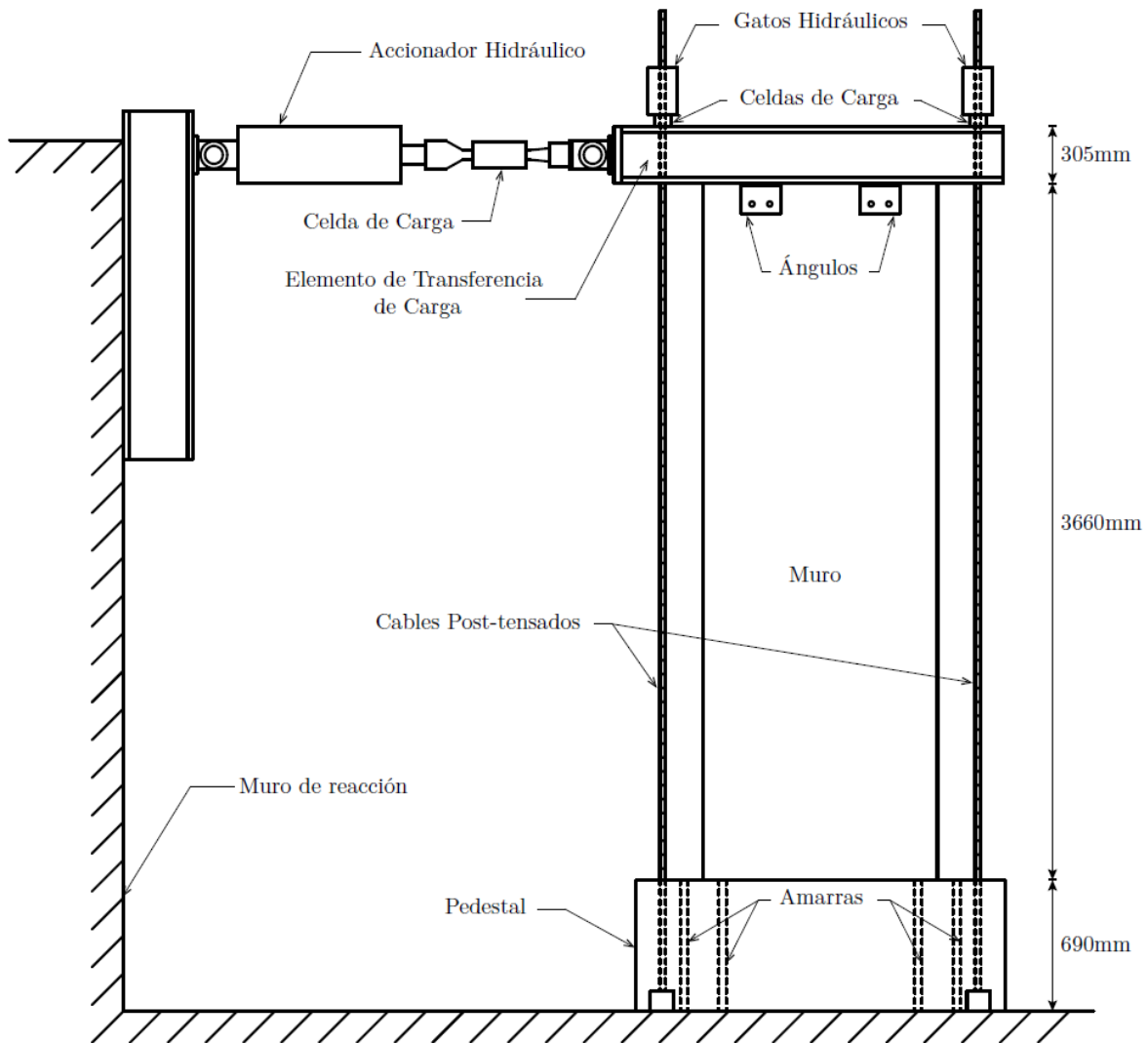
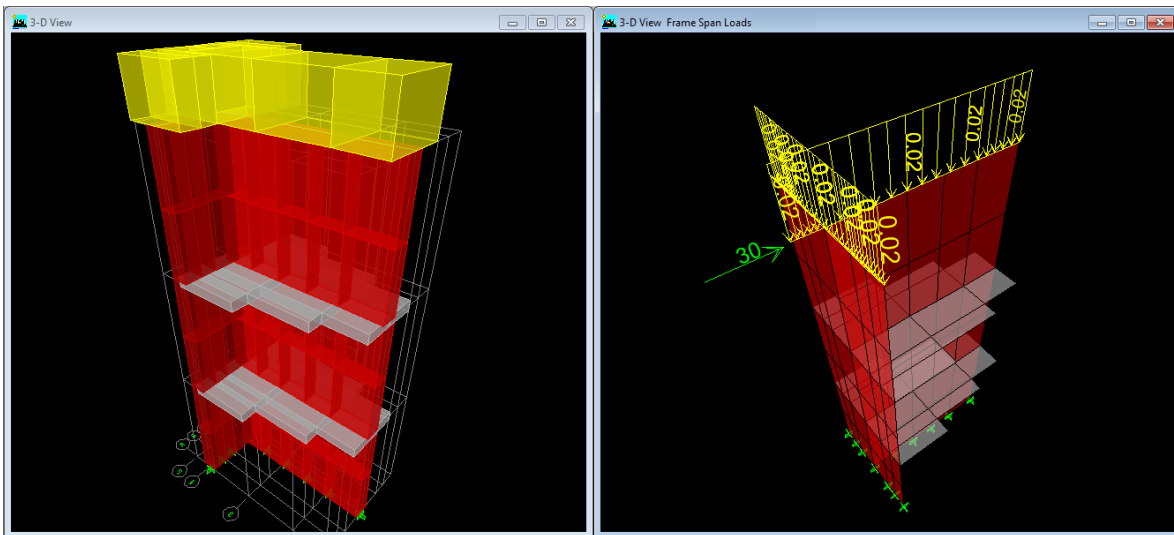


Figura B.1: Montaje experimental de Thomsen y Wallace (Hernández [6]).

Anexo C: Verificación del diseño de las losas

Memoria de Cálculo

Debido a la geometría intrincada de las losas (de forma escalonada) se considera adecuado utilizar programas de elementos finitos para determinar los esfuerzos internos que actúan sobre éstas. Se desarrolla entonces un modelo de los muros de ensayo en el programa ETABS, el cual se carga con una fuerza axial de 45 ton distribuidas sobre la viga de transferencia de carga, y también con una carga puntual y horizontal de 30 ton aplicada sobre el mismo elemento, simulando de esta forma la condición más crítica de carga externa a la que serán sometidos los especímenes durante el ensayo.



(a) Vista 3-D del muro

(b) Cargas sobre la viga

Luego se exportan los datos al programa SAFE, con el cual se analizan las losas para las distintas cargas solicitantes (peso propio, carga axial y carga lateral) y sus respectivas combinaciones de carga:

$$COMB 1 = PP + CA + CL$$

$$COMB 2 = PP + CA - CL$$

donde la carga lateral se aplica en ambos sentidos para analizar tanto el caso de ala traccionada como el de ala comprimida.

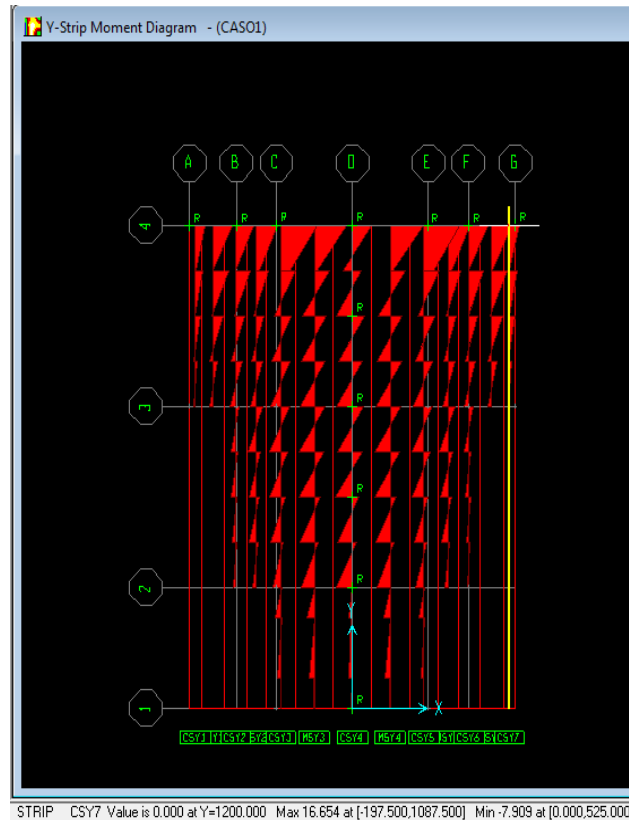
Se extrae entonces el momento máximo para cada uno de los casos analizados, tanto en la dirección X como en la dirección Y. Se tiene entonces que los esfuerzos internos son iguales en ambas losas y que el momento máximo es aproximadamente de 0.02 [ton m].

Momentos máximos obtenidos en la losa inferior,

Carga	Mx [ton mm]	My [ton mm]
Peso propio	1.886	0.464
Carga axial	0.122	0.102
Carga lateral	19.116	17.053
COMB 1	20.042	16.654
COMB 2	18.190	17.553

Momentos máximos obtenidos en la losa superior,

Carga	Mx [ton mm]	My [ton mm]
Peso propio	1.886	0.464
Carga axial	0.122	0.102
Carga lateral	19.116	17.053
COMB 1	20.042	16.654
COMB 2	18.190	17.553



Finalmente, para determinar la cantidad de armadura necesaria en la losa se considera una viga con altura igual al espesor de la losa y de ancho unitario, para la cual pueden aplicarse las siguientes ecuaciones:

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = \frac{M_u}{0.9} \quad (C.1)$$

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (C.2)$$

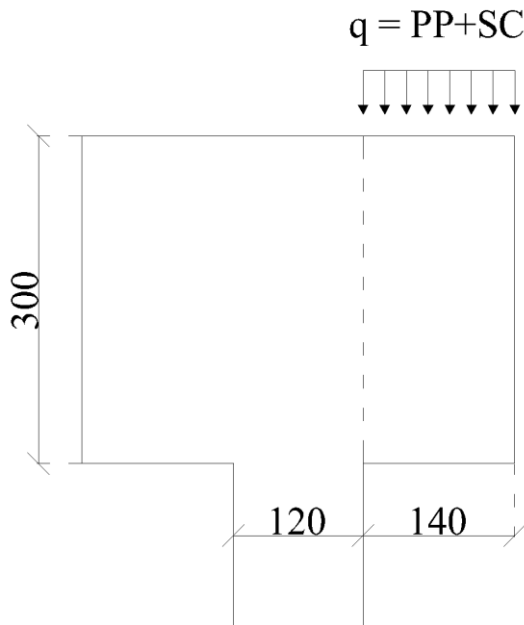
Combinando las expresiones anteriores se obtiene una armadura $A_s = 0.0964 \text{ cm}^2$, que resulta ser muy inferior al valor que se obtiene con la cuantía mínima impuesta por la norma (0.18%) y que para las mismas dimensiones da un $A_s = 1.26 \text{ cm}^2$. En función de este último valor bastaría con reforzar la losa con barras $\phi 6$ dispuestas cada 20 cm, pero dada las dimensiones de ésta se hace necesario reducir dicho espaciamiento a la mitad.

Anexo D: Verificación del diseño de la viga de transferencia de carga

Memoria de Cálculo

En el caso de la viga de transferencia de carga, se desea evitar que las barras de refuerzo trabajen, de modo de asegurar que este elemento se encuentre en el rango elástico durante el desarrollo del ensayo y cumplir de esta forma con la hipótesis empleada en los modelos numéricos.

En primer lugar, se verifican las tensiones por flexión y corte que actúan sobre el voladizo que se forma debido a la diferencia entre los anchos del muro de ensayo (120 mm) y de la viga de transferencia de carga (400 mm).



Datos:

$$h = 0.3 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m (se asume ancho unitario)}$$

$$l = 0.14 \text{ m}$$

$$A = b \cdot h = 0.3 \text{ m}^2$$

$$F = 44.55 \text{ ton (carga axial)}$$

$$S_{viga} = 0.936 \text{ m}^2 \text{ (área en planta viga)}$$

$$f'_c = 2500 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$f_{cr} = 0.31 \sqrt{f'_c (\text{MPa})} = 155 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Cálculo de la carga solicitante:

$$PP = 2.5 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right] \cdot A = 0.75 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}} \right]$$

$$SC = \frac{F}{S_{viga}} \cdot b = 47.60 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}} \right]$$

$$\Rightarrow q = PP + SC = 48.35 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}} \right]$$

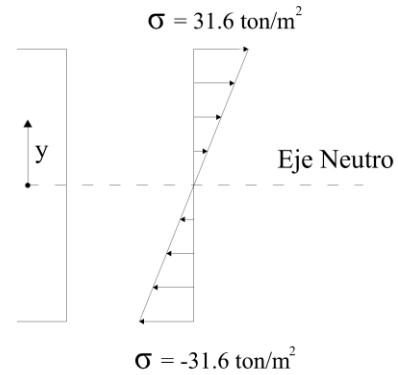
Verificación de tensiones a partir de la fórmula de Navier:

$$M = -\frac{q \cdot l^2}{2} = -0.474 \text{ [ton m]}$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = 0.00225 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{xx} = -\frac{M \cdot y}{I} = \begin{cases} \sigma_{xx}(0.15 \text{ m}) = 31.6 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \\ \sigma_{xx}(-0.15 \text{ m}) = -31.6 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_{tracción} = 31.6 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] < f_{cr} = 115 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$



Verificación del corte:

$$Q = q \cdot l = 6.77 \text{ ton}$$

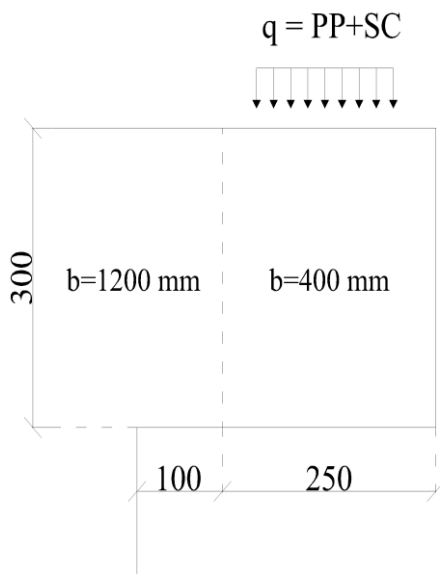
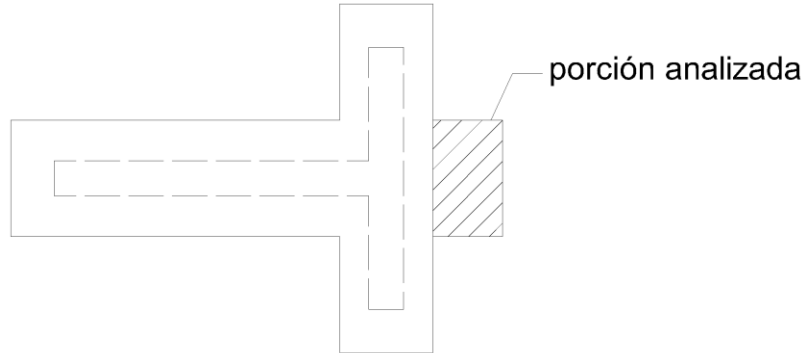
$$f_{ct} = 0.17 \sqrt[3]{f'_c} = 1.8 \text{ MPa} = 180 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\tau_{adm} = \frac{f_{ct}}{4} = 45 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \Rightarrow Q_{adm} = \tau_{adm} \cdot A = 13.5 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow Q = 6.77 \text{ ton} < Q_{adm} = 13.5 \text{ ton}$$

Aplicando la fórmula de Navier, se tiene que el mayor esfuerzo de tracción en este voladizo es inferior a la capacidad máxima del hormigón en tracción (f_{cr}). De forma análoga, el corte que actúa sobre dicha sección también resulta inferior al corte admisible (Q_{adm}). Se corrobora así que la armadura de refuerzo prácticamente no trabaja, y que el hormigón se haya en el rango elástico durante todo el ensayo.

En segundo lugar, se verifican las tensiones por flexión y corte que actúan sobre la porción superior del alma de la viga de transferencia de carga, en donde estará aplicada la carga lateral de compresión, con un valor máximo de 35 ton.



Datos:

$$h = 0.3 \text{ m}$$

$$b = 0.4 \text{ m}$$

$$l = 0.25 \text{ m}$$

$$A = b \cdot h = 0.12 \text{ m}^2$$

$$F = 44.55 \text{ ton (carga axial)}$$

$$S_{viga}$$

$$= 0.936 \text{ m}^2 \text{ (área en planta viga)}$$

$$N = -35 \text{ ton (carga lateral)}$$

$$f'_c = 2500 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Cálculo de la carga solicitante:

$$PP = 2.5 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right] \cdot A = 0.30 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}} \right]$$

$$SC = \frac{F}{S_{viga}} \cdot b = 19.04 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}} \right]$$

$$\Rightarrow q = PP + SC = 19.34 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}} \right]$$

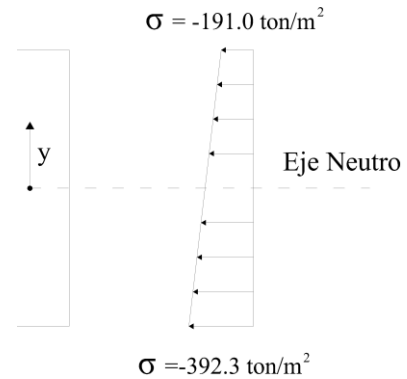
Verificación de tensiones a partir de la fórmula de Navier:

$$M = -\frac{q \cdot l^2}{2} = -0.604 \text{ [ton m]}$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = 0.0009 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{xx} = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot y}{I} = \begin{cases} \sigma_{xx}(0.15 \text{ m}) = -191.0 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \\ \sigma_{xx}(-0.15 \text{ m}) = -392.3 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{compresión}} = 392.3 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] < f'_c = 2500 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$



Verificación del corte:

$$Q = q \cdot l = 4.84 \text{ ton}$$

$$f_{ct} = 0.17 \sqrt[3]{f'_c} = 1.8 \text{ MPa} = 180 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\tau_{adm} = \frac{f_{ct}}{4} = 45 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \Rightarrow Q_{adm} = \tau_{adm} \cdot A = 5.4 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow Q = 4.84 \text{ ton} < Q_{adm} = 5.4 \text{ ton}$$

Aplicando la fórmula de Navier, se tiene que el mayor esfuerzo de compresión en esta porción del alma de la viga es inferior a la capacidad máxima del hormigón en compresión (f'_c). De forma análoga, el corte que actúa sobre dicha sección también resulta inferior al corte admisible (Q_{adm}). Se corrobora así que la armadura de refuerzo prácticamente no trabaja, y que el hormigón se haya en el rango elástico durante el ensayo.

Finalmente se revisa la armadura al corte que debe utilizarse en la zona de contacto entre el muro de ensayo y la viga de transferencia de carga, donde dicha armadura corresponde principalmente a la malla horizontal utilizada en la parte superior del muro. Se calcula primero el espaciamiento para una doble malla horizontal con barras $\phi 6$, obteniendo un valor inferior a los 7 cm. Se decide entonces aumentar el diámetro de las barras en esta zona por $\phi 8$ y ver el nuevo espaciamiento.

Datos:

$$b = 120 \text{ mm}$$

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$d = 0.9 \cdot h = 1080 \text{ mm}$$

$$V_u = 35 \text{ [ton]}$$

$$A_v = 1.01 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ barras } \phi 8$$

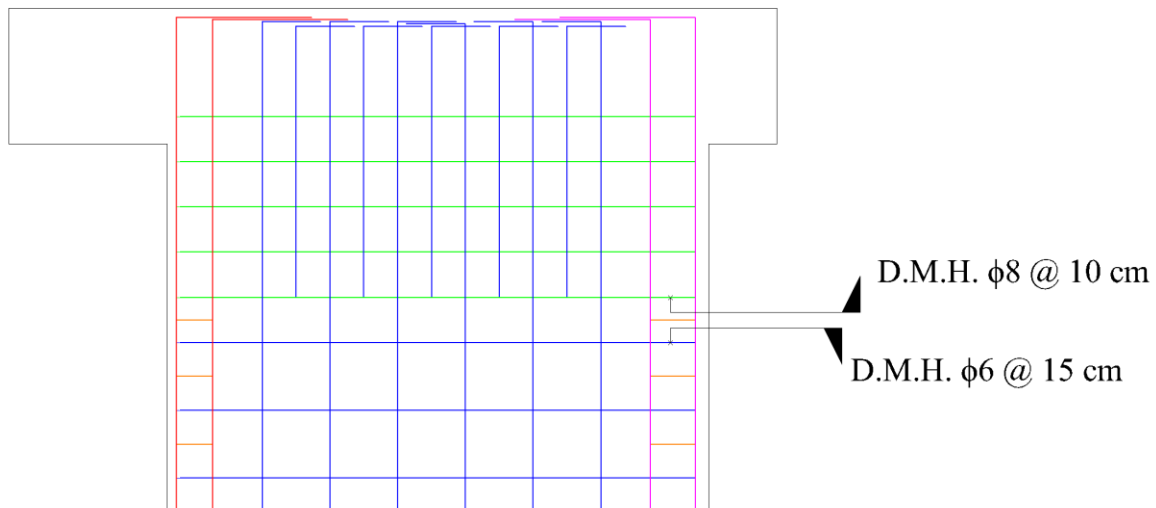
Cálculos:

$$V_c = 0.17 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c \text{ (MPa)}} = 11 \text{ [ton]}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c = 35.7 \text{ [ton]}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 128 \text{ mm} \approx 13 \text{ cm}$$

\therefore En la zona de contacto se debe utilizar una doble malla horizontal $\phi 8 @ 10 \text{ cm}$



Anexo E: Verificación del diseño del pedestal

Memoria de Cálculo

En el caso del pedestal, tal como con la viga de transferencia de carga, se desea evitar que las barras de refuerzo trabajen, de modo de asegurar que este elemento se encuentre en el rango elástico durante el desarrollo del ensayo y cumplir de esta forma con la hipótesis empleada en los modelos numéricos. Se calculan entonces los esfuerzos que actúan sobre este elemento y luego se verifican las tensiones generadas sobre sus secciones más críticas.

Datos:

Se divide el pedestal en 3 partes:

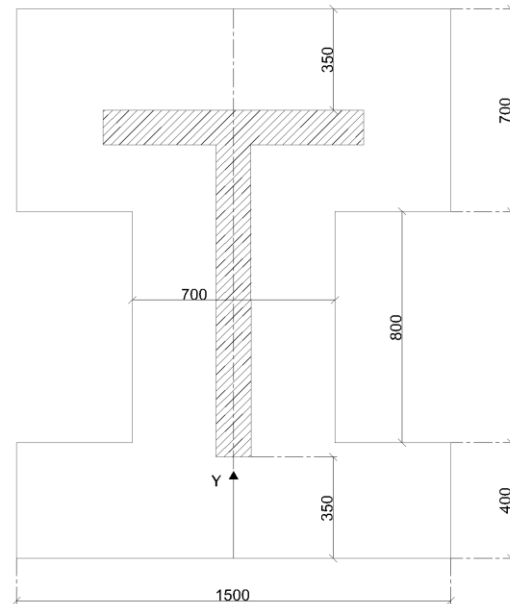
Superior	Central	Inferior
$b_1 = 1.5 \text{ m}$	$b_2 = 0.7 \text{ m}$	$b_3 = 1.5 \text{ m}$
$h_1 = 0.7 \text{ m}$	$h_2 = 0.8 \text{ m}$	$h_3 = 0.4 \text{ m}$
$A_1 = 1.05 \text{ m}^2$	$A_2 = 0.56 \text{ m}^2$	$A_3 = 0.60 \text{ m}^2$
$y_{CG1} = 1.55 \text{ m}$	$y_{CG2} = 0.80 \text{ m}$	$y_{CG3} = 0.20 \text{ m}$

Luego:

$$A_{pedestal} = \sum A_i = 2.21 \text{ m}^2$$

$$y_{CG \text{ pedestal}} = \frac{\sum A_i \cdot y_{CG i}}{A_{pedestal}} = 0.993 \text{ m}$$

$$\Rightarrow c_{sup} = 0.907 \text{ m} \wedge c_{inf} = 0.993 \text{ m}$$

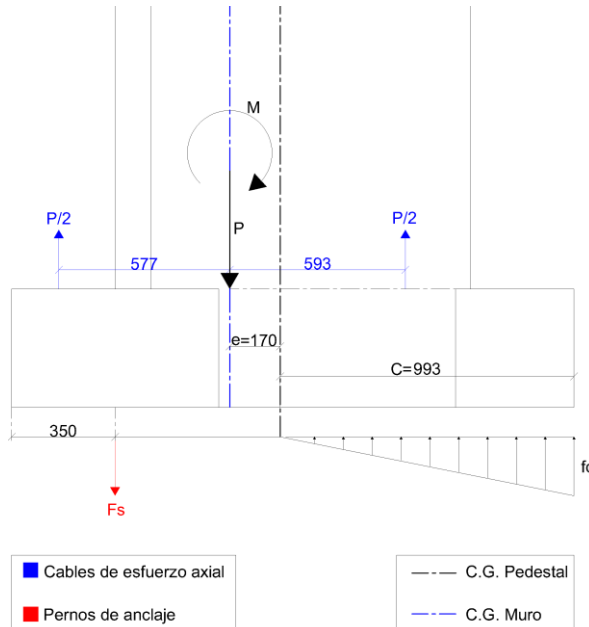


Vista en planta del pedestal

Se calculan las tensiones que actúan sobre las secciones críticas del pedestal, considerando tanto el caso de ala en tracción como el de ala en compresión. Para efectos de este análisis, la fuerza por peso propio y carga axial se anula con la fuerza generada por los cables de esfuerzo axial, ya que la excentricidad entre ambas es despreciable (inferior a los 2 cm). Por lo anterior, la excentricidad que se da entre los centros de gravedad del muro de ensayo y el pedestal (que es igual a 17 cm) no tiene injerencia en el presente análisis.

Caso 1: Ala traccionada – alma comprimida

En primer lugar se determinan las fuerzas que actúan sobre el pedestal:



Datos:

$$M = 35 \text{ ton} \cdot 2.8 \text{ m} = 98 \text{ [ton m]}$$

$$b^* = 0.6 \cdot b_2 + 0.4 \cdot b_3 = 1.02 \text{ m}$$

$$c = 0.993 \text{ m}$$

$$d = 1.55 \text{ m}$$

$$A_s = 0.003217 \text{ m}^2 \text{ (4 barras } \varnothing 32)$$

Cálculo de tensiones:

$$F_s = \frac{M}{d - \frac{c}{3}} = 80.4 \text{ ton}$$

$$f_s = \frac{F_s}{A_s} = 24993 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] < f_y = 42000 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$f_c = \frac{2 \cdot F_s}{c \cdot b^*} = 158.7 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Se analiza entonces la sección crítica:

Datos:

$$b = 1.5 \text{ m}$$

$$h = 0.4 \text{ m}$$

$$l = 0.35 \text{ m}$$

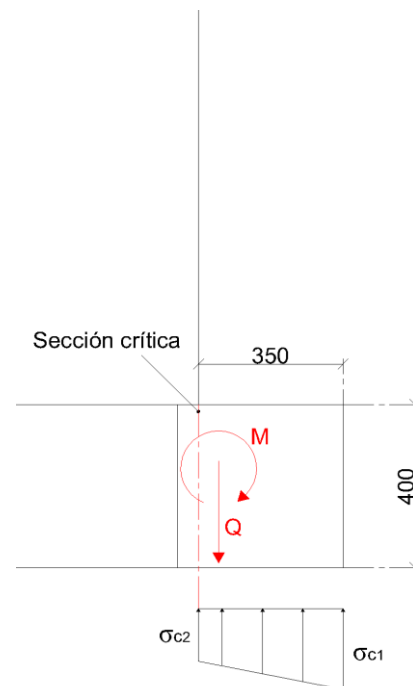
Cálculo de esfuerzos internos:

$$\sigma_{c1} = f_c \cdot b = 238.05 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}} \right]$$

$$\sigma_{c2} = \frac{c - l}{c} \cdot \sigma_{c1} = 154.15 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}} \right]$$

$$Q = \sigma_{c2} \cdot l + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{c1} - \sigma_{c2}) \cdot l = 68.64 \text{ ton}$$

$$M = \sigma_{c2} \cdot \frac{l^2}{2} + (\sigma_{c1} - \sigma_{c2}) \cdot \frac{l^2}{3} = 12.87 \text{ [ton m]}$$

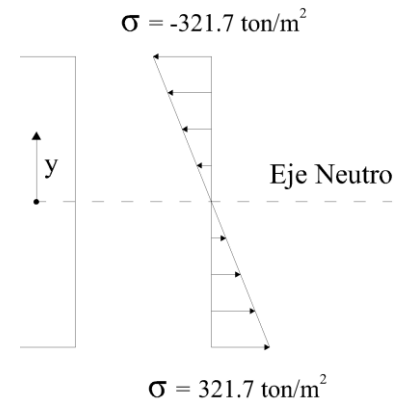


Se verifican las tensiones a partir de la fórmula de Navier:

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = 0.008 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{xx} = -\frac{M \cdot y}{I} = \begin{cases} \sigma_{xx}(0.2 \text{ m}) = -321.7 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \\ \sigma_{xx}(-0.2 \text{ m}) = 321.7 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{tracción}} = 321.7 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] > f_{cr} = 115 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$



\therefore El hormigón no es capaz de resistir los esfuerzos de tracción por sí solo

Se verifican ahora las tensiones considerando la contribución del acero de refuerzo:

Datos:

$$c = 0.2 \text{ m}$$

$$d = 0.37 \text{ m}$$

$$A_s = 0.00182 \text{ m}^2 \text{ (4 barras } \varnothing 18 \text{ y 4 barras } \varnothing 16 \text{)}$$

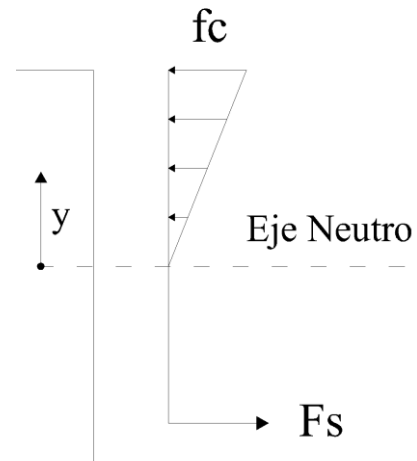
Cálculo de tensiones:

$$F_s = \frac{M}{d - \frac{c}{3}} = 42.4 \text{ ton}$$

$$f_s = \frac{F_s}{A_s} = 23297 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] < f_y = 42000 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$f_c = \frac{2 \cdot F_s}{c \cdot b} = 282.8 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\varepsilon_c = \frac{f_c}{E_c} = 0.00012 < \varepsilon_{c \text{ límite elástico}} = 0.0007$$



\therefore El pedestal trabaja en el rango elástico para las fuerzas solicitantes, en tanto el refuerzo de acero toma los esfuerzos de tracción.

Finalmente, se verifica si el hormigón es capaz de resistir las tensiones de corte para el caso en que no se utiliza refuerzo de acero.

$$A = 0.6 \text{ m}^2$$

$$Q = 68.64 \text{ ton}$$

$$f_{ct} = 0.17 \sqrt[3]{f'_c} = 1.8 \text{ MPa} = 180 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\tau_{adm} = \frac{f_{ct}}{4} = 45 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \Rightarrow Q_{adm} = \tau_{adm} \cdot A = 27 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow Q = 68.64 \text{ ton} > Q_{adm} = 27 \text{ ton}$$

∴ El hormigón no es capaz de resistir los esfuerzos de corte por sí solo

Se determina entonces la separación máxima que debe usarse para la armadura al corte considerada en el diseño.

Datos:

$$b = 1.5 \text{ m}$$

$$h = 0.4 \text{ m}$$

$$d = 0.37 \text{ m}$$

$$V_u = 68.64 \text{ ton}$$

$$A_v = 0.000471 \text{ m}^2 \rightarrow \text{estribos } \emptyset 10$$

Cálculos:

$$V_c = 0.17 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} (\text{MPa}) = 47.2 \text{ ton}$$

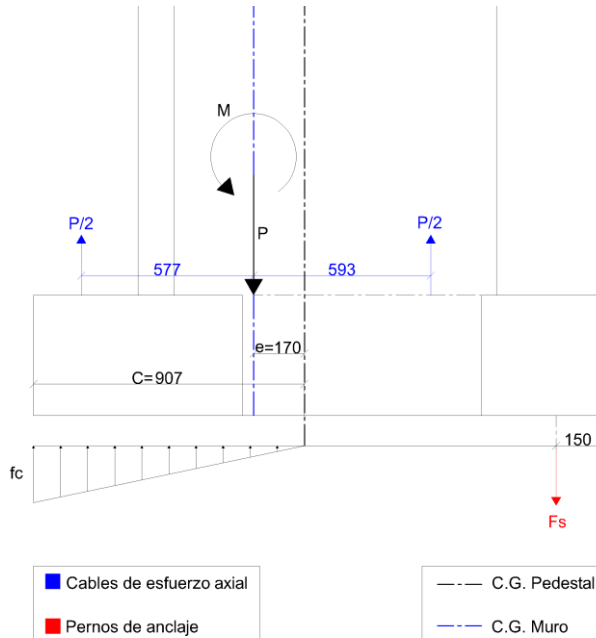
$$V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c = 44.4 \text{ ton}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 0.165 \text{ m} \approx 16 \text{ cm}$$

∴ En el pedestal se debe utilizar como armadura al corte estribos $\emptyset 10$ @ 15 cm

Caso 2: Ala comprimida – alma traccionada

En primer lugar se determinan las fuerzas que actúan sobre el pedestal:



Datos:

$$M = 35 \text{ ton} \cdot 2.8 \text{ m} = 98 \text{ [ton m]}$$

$$b = 1.5 \text{ m}$$

$$c = 0.907 \text{ m}$$

$$d = 1.750 \text{ m}$$

$$A_s = 0.003217 \text{ m}^2 \text{ (4 barras } \varnothing 32)$$

Cálculo de tensiones:

$$F_s = \frac{M}{d - \frac{c}{3}} = 67.7 \text{ [ton]}$$

$$f_s = \frac{F_s}{A_s} = 21043 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] < f_y = 42000 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$f_c = \frac{2 \cdot F_s}{c \cdot b} = 99.5 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Se analiza entonces la sección crítica:

Datos:

$$b = 1.5 \text{ m}$$

$$h = 0.4 \text{ m}$$

$$l = 0.35 \text{ m}$$

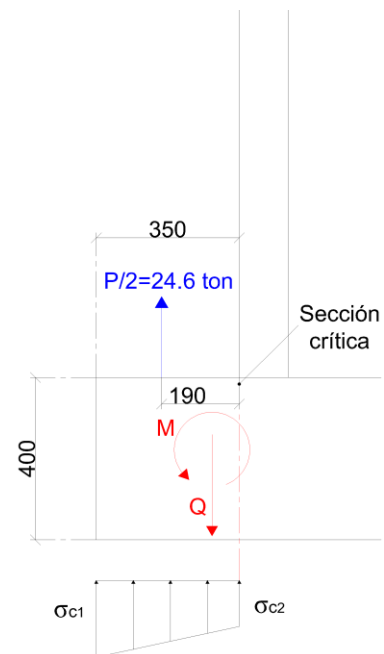
Cálculo de esfuerzos internos:

$$\sigma_{c1} = f_c \cdot b = 149.27 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}} \right]$$

$$\sigma_{c2} = \frac{c - l}{c} \cdot \sigma_{c1} = 91.67 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}} \right]$$

$$Q = \sigma_{c2} \cdot l + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{c1} - \sigma_{c2}) \cdot l + \frac{P}{2} = 66.76 \text{ [ton]}$$

$$M = \sigma_{c2} \cdot \frac{l^2}{2} + (\sigma_{c1} - \sigma_{c2}) \cdot \frac{l^2}{3} + \frac{P}{2} \cdot 0.19 = 12.64 \text{ [ton m]}$$

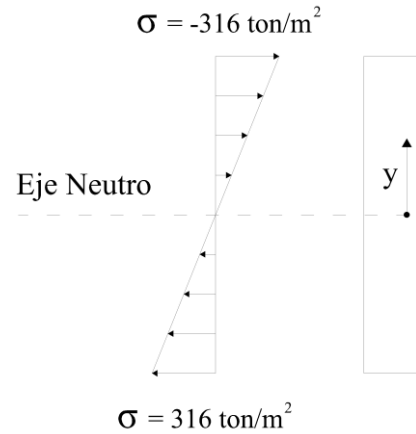


Se verifican las tensiones a partir de la fórmula de Navier:

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = 0.008 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{xx} = -\frac{M \cdot y}{I} = \begin{cases} \sigma_{xx}(0.2 \text{ m}) = -316 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \\ \sigma_{xx}(-0.2 \text{ m}) = 316 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{tracción}} = 316 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] > f_{cr} = 115 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$



\therefore El hormigón no es capaz de resistir los esfuerzos de tracción por sí solo

Se verifican ahora las tensiones considerando la contribución del acero de refuerzo:

Datos:

$$c = 0.2 \text{ m}$$

$$d = 0.37 \text{ m}$$

$$A_s = 0.00182 \text{ m}^2 \text{ (4 barras } \varnothing 18 \text{ y 4 barras } \varnothing 16 \text{)}$$

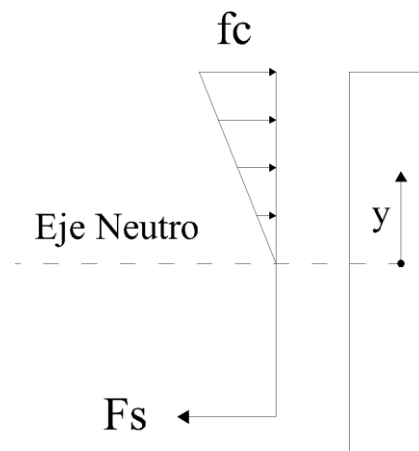
Cálculo de tensiones:

$$F_s = \frac{M}{d - \frac{c}{3}} = 41.67 \text{ [ton]}$$

$$f_s = \frac{F_s}{A_s} = 22896 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] < f_y = 42000 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$f_c = \frac{2 \cdot F_s}{c \cdot b} = 277.8 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\varepsilon_c = \frac{f_c}{E_c} = 0.00012 < \varepsilon_{c \text{ límite elástico}} = 0.0007$$



\therefore El pedestal trabaja en el rango elástico para las fuerzas solicitantes, en tanto el refuerzo de acero toma los esfuerzos de tracción.

Finalmente, se verifica si el hormigón es capaz de resistir las tensiones de corte para el caso en que no se utiliza refuerzo de acero.

$$A = 0.6 \text{ m}^2$$

$$Q = 66.76 \text{ ton}$$

$$f_{ct} = 0.17 \sqrt[3]{f'_c} = 1.8 \text{ MPa} = 180 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\tau_{adm} = \frac{f_{ct}}{4} = 45 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \Rightarrow Q_{adm} = \tau_{adm} \cdot A = 27 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow Q = 66.76 \text{ ton} > Q_{adm} = 27 \text{ ton}$$

\therefore El hormigón no es capaz de resistir los esfuerzos de corte por sí solo

Se determina entonces la separación máxima que debe usarse para la armadura al corte considerada en el diseño.

Datos:

$$b = 1.5 \text{ m}$$

$$h = 0.4 \text{ m}$$

$$d = 0.37 \text{ m}$$

$$V_u = 66.76 \text{ ton}$$

$$A_v = 0.000471 \text{ m}^2 \rightarrow \text{estribos } \phi 10$$

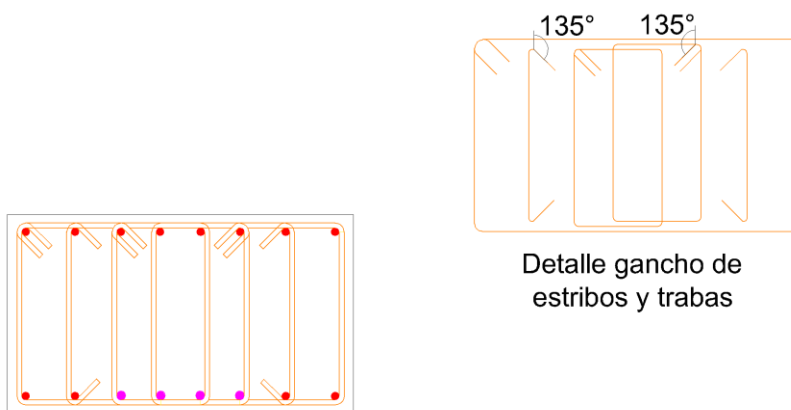
Cálculos:

$$V_c = 0.17 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} (\text{MPa}) = 47.2 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c = 41.8 \text{ ton}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 0.175 \text{ m} \approx 17 \text{ cm}$$

\therefore En el pedestal se debe utilizar como armadura al corte estribos $\phi 10 @ 15 \text{ cm}$



Por último, se analiza el efecto del punzonamiento y del aplastamiento en las zonas del pedestal donde se sitúan las placas del sistema de carga axial, verificando que la carga solicitante ($P_u = 12.5 \text{ ton}$) sea menor a la carga resistente obtenida para cada caso.

- Punzonamiento:

Datos:

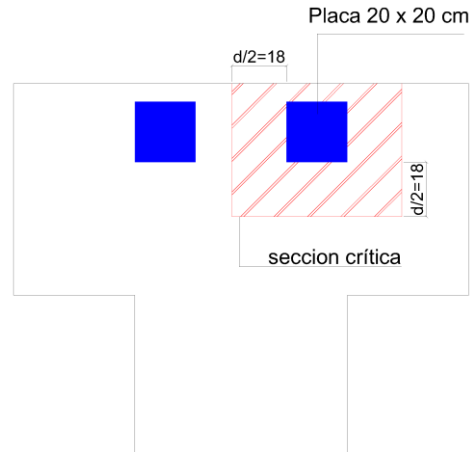
$\alpha = 30$ (coef. para columna de borde)

$\beta = 1$ (relación largo/ancho de la placa)

$h = 0.4 \text{ m}$ (altura pedestal)

$d = 0.9 h = 0.36 \text{ m}$

$\phi = 0.75$



Cálculo para las placas superiores:

$b_0 = 2 \text{ m}$ (perímetro sección crítica)

$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \frac{\sqrt{f'_c(\text{MPa})} \cdot b_0 \cdot d}{6} = 180 \text{ [ton]}$$

$$V_{c2} = \left(2 + \frac{\alpha \cdot d}{b_0}\right) \frac{\sqrt{f'_c(\text{MPa})} \cdot b_0 \cdot d}{12} = 222 \text{ [ton]}$$

$$V_{c3} = \frac{\sqrt{f'_c(\text{MPa})} \cdot b_0 \cdot d}{3} = 120 \text{ [ton]}$$

Se escoge el mínimo de las expresiones anteriores,

$$V_c = \min\{V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}\} \Rightarrow V_c = 120 \text{ [ton]}$$

$$P_u = 12.5 \text{ [ton]} < \phi V_c = 90 \text{ [ton]}$$

Cálculo para las placas inferiores:

$b_0 = 1.88 \text{ m}$ (perímetro sección crítica)

$$V_{c1} = 169.2 \text{ [ton]}$$

$$V_{c2} = 218.4 \text{ [ton]}$$

$$V_{c3} = 112.8 \text{ [ton]}$$

Se escoge el mín. de las expresiones anteriores,

$$V_c = 112.8 \text{ [ton]}$$

$$P_u = 12.5 \text{ [ton]} < \phi V_c = 84.6 \text{ [ton]}$$

∴ Ninguna de las zonas analizadas falla por punzonamiento.

- Aplastamiento

Datos:

$$A_1 = 0.04 \text{ m}^2 \text{ (área de las placas)}$$

$$f'_c = 2500 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\phi = 0.65$$

Cálculo para las placas superiores:

$$A_2 = 0.1024 \text{ m}^2$$

$$\phi V_c = 0.65 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 88.4 \text{ [ton]}$$

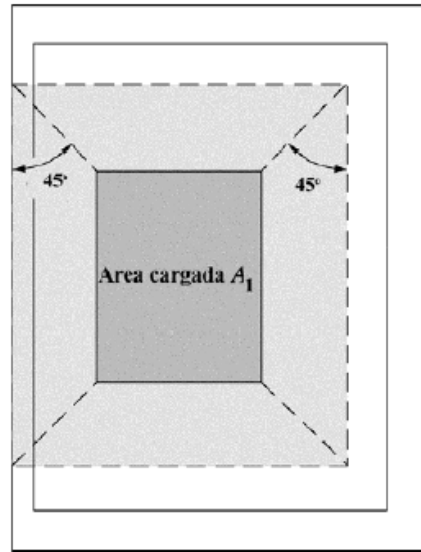
$$P_u = 12.5 \text{ [ton]} < \phi V_c = 88.4 \text{ [ton]}$$

Cálculos para las placas inferiores:

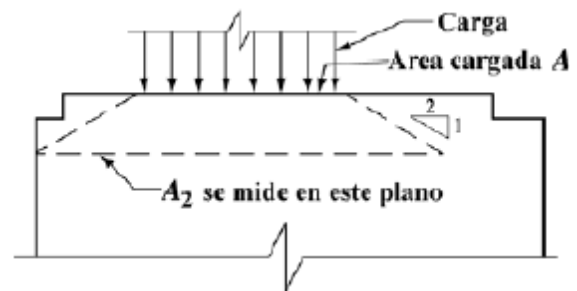
$$A_2 = A_1 \text{ (placa pegada al borde)}$$

$$\phi V_c = 0.65 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 55.3 \text{ [ton]}$$

$$P_u = 12.5 \text{ [ton]} < \phi V_c = 55.3 \text{ [ton]}$$



(a) Vista en planta



(b) Vista en elevación

∴ Ninguna de las zonas analizadas falla por aplastamiento.