



UNIVERSIDAD DE CHILE

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**ESTUDIO EXPERIMENTAL Y ANÁLISIS FOTOGRAMÉTRICO DE
DETALLAMIENTO ALTERNATIVO DE MUROS CORTOS DE
HORMIGÓN ARMADO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

CRISTÓBAL FÉLIX SOTO GARDA

PROFESOR GUÍA:

LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

FABIÁN ROJAS BARRALES

FERNANDO YÁÑEZ URIBE

Este trabajo fue financiado por Proyecto FONDECYT N°1200023

SANTIAGO DE CHILE

2023

RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR AL

TÍTULO DE: Ingeniero Civil con mención en Estructuras, Construcción y Geotecnia

POR: Cristóbal Félix Soto Garda

FECHA: 2023

PROFESOR GUÍA: Leonardo Massone Sánchez

ESTUDIO EXPERIMENTAL Y ANÁLISIS FOTOGRAMÉTRICO DE DETALLAMIENTO ALTERNATIVO DE MUROS CORTOS DE HORMIGÓN ARMADO

Los muros cortos o muros de baja relación de aspecto se caracterizan por poseer modos de falla frágiles y con baja capacidad de disipación de energía. En este trabajo se estudia experimentalmente el comportamiento de dos muros cortos de hormigón armado. Uno de los muros es reforzado mediante diseño convencional, utilizando armadura de borde confinada mediante estribos y doble malla en el alma mientras que el otro es diseñado mediante un diseño alternativo, idéntico en cuanto a armadura de borde y alma, pero incluye el confinamiento de las dos diagonales principales del muro mediante estribos y busca mejorar el comportamiento global y la ductilidad de este tipo de muros. El Muro Convencional experimentó modo de falla asociado a Compresión Diagonal, El muro falló el segundo ciclo de la deriva de techo de 2% mediante el aplastamiento del hormigón del puntal diagonal y el pandeo local de las barras verticales de esta zona, dando a lugar una degradación repentina de la resistencia, mientras que el Muro Alternativo experimentó modo de falla asociado a la rotura de las barras longitudinales de borde en el tercer ciclo de la deriva 2,5% producto de la fatiga generada por el ciclaje del ensayo, dando a lugar a una pérdida de resistencia más progresiva. La presencia de estribos de confinamiento en las diagonales principales se traduce en un aumento de la deriva de techo alcanzada en un 25% y un aumento de la resistencia de 3,8%. Además, el diseño alternativo permite una degradación más progresiva de la resistencia y una disipación de energía un 46% más que el diseño convencional. Agregar estribos en las diagonales implica un aumento de un 22% en peso del muro y un 7% en costos constructivos de este elemento.

Agradecimientos

Después de largos años, la etapa universitaria está llegando a su final. Sin duda una de las etapas más duras que me ha tocado vivir y sin el apoyo de mis seres queridos no estaría en la posición que me encuentro hoy.

En primer lugar, quiero agradecer a mis padres, Félix y Cecilia por su apoyo incondicional durante todo el proceso universitario, motivándome a seguir adelante a pesar de los altos y bajos. A mis hermanos y familiares por preocuparse constantemente de mí y ser mi red de apoyo más directa. A mi pareja, por estar ahí para mí y apoyarme cada vez que lo necesite en cada etapa de este largo proceso.

También quiero agradecer a cada una de las personas que conocí durante esta aventura en la universidad. A cada compañero y profesor que me entregó un grano de arena para construir el profesional que seré el día de mañana. Un especial saludo a mis compañeros que me acompañaron en el día a día durante la realización de este proyecto, a Cristhofer y Sebastián, por haber logrado sacar adelante el proyecto a tiempo a pesar de las adversidades enfrentadas, siempre con excelente actitud, logrando crear un fuerte lazo que nunca olvidaré.

A mi Profesor guía, Leonardo Massone, por haberme dado la oportunidad de trabajar a su lado y de confiar en mí para realizar este gran trabajo. Sin duda fue un desafío para mí y estoy muy contento de haber logrado finalizarlo con éxito.

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 Motivación.....	1
1.1.1 Falla por tracción diagonal	1
1.1.2 Falla por compresión diagonal	3
1.1.3 Falla por deslizamiento	4
1.1.4 Factores que afectan el comportamiento de los muros cortos	6
1.2 Objetivos.....	12
1.2.1 Objetivos Generales	12
1.2.2 Objetivos Específicos.....	12
1.3 Alcances.....	12
1.4 Metodología	12
1.5 Organización de la memoria.....	13
Capítulo 1: Introducción.....	13
Capítulo 2: Diseño y descripción de probetas	14
Capítulo 3: Metodología Experimental.....	14
Capítulo 4: Resultados Experimentales.....	14
Capítulo 5: Conclusiones.....	14
2 DISEÑO Y DESCRIPCIÓN DE PROBETAS.....	15
2.1 Geometría y Detallamiento de probetas	16
2.2 Caracterización de Materiales	20
2.2.1 Acero.....	20
2.2.2 Hormigón.....	22
2.3 Construcción de las probetas	25
2.3.1 Fase 1 de Construcción: Enfierradura	25
2.3.2 Fase 2 de Construcción: Moldajes	27
2.3.3 Fase 3 de Construcción: Hormigonado	30
3 METODOLOGÍA EXPERIMENTAL	40
3.1 Laboratorio de Estructuras	40
3.2 Montaje Experimental	41
3.2.1 Actuador Horizontal.....	42
3.2.2 Gatos Hidráulicos	46

3.2.3 Marco de Acero y Restricción Lateral.....	51
3.2.4 Instrumentación.....	53
3.2.5 Ensayo Experimental.....	58
4 RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	60
4.1 Introducción.....	60
4.2 RESPUESTA GLOBAL MURO CONVENCIONAL.....	62
4.2.1 – Evolución del Daño Muro Convencional.....	63
4.2.2 Distribución de Deformaciones Muro Convencional.....	70
4.3 RESPUESTA GLOBAL MURO ALTERNATIVO.....	73
4.3.1 Evolución del Daño Muro Alternativo.....	74
4.3.2 Distribución de Deformaciones Muro Alternativo.....	79
4.4 Análisis Comparativo.....	82
4.4.1 Resistencia y Degradación.....	82
4.4.2 Deriva de techo y Disipación de Energía.....	85
4.4.3 Modo de Falla.....	86
4.4.4 Costos de Construcción.....	91
5 CONCLUSIONES.....	92
6 Bibliografía.....	94
7 ANEXOS.....	96

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1: Resumen de Detallamiento de muros ensayados (Choi et al. 2006).....	11
Tabla 2.1: Detallamiento de W2, W3 y W4 (Rojas et al. 2022)	15
Tabla 2.2: Dimensiones de las probetas	16
Tabla 2.3: Detalle del refuerzo de la probeta 1	16
Tabla 2.4: Detalle del refuerzo de la probeta 2.....	18
Tabla 2.5: Resultados Promedio de ensayo a tracción de barras	22
Tabla 2.6: Resistencia f'_c cilindros de hormigón	24
Tabla 2.7: Tabla Resumen Ensayo Extensión de Flujo.....	38
Tabla 3.1: Resumen Ciclo de Carga Nominal Inicial	46
Tabla 3.2: Carga Axial Impuesta	51
Tabla 3.3: Calibración y Ubicación de cada LVDT	55
Tabla 4.1: Protocolo de Carga Nominal Modificado	61
Tabla 4.2: Resistencia Máxima MC y MA.....	83
Tabla 4.3: Tabla Resumen Valores Degradación Resistencias MC y MA Deriva 2%	84

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Modo de Falla por Tracción Diagonal (Paulay et al. 1982).....	2
Figura 1.2: Falla por Tracción Diagonal (Arafa et al. 2021).....	2
Figura 1.3: Modo de Falla por Compresión Diagonal (Paulay et al. 1982).....	3
Figura 1.4: Falla por Compresión Diagonal (Dabbagh et al. 2005).....	4
Figura 1.5: Modo de Falla Deslizamiento por Corte (Cheng et al. 2016).....	5
Figura 1.6: Falla de Deslizamiento por Corte (Cheng et al. 2016).....	5
Figura 1.7 Tassios, Moretti y Bezas, 1996. Vigas de Acoplamiento.....	7
Figura 1.8: Refuerzo de Vigas de Acoplamiento (Nash, Fry y Wallace et al. 2013)	8
Figura 1.9 Detallamiento de Armaduras Muro 1 y Muro 2 (Paulay,et al.1982); Error!	
Marcador no definido.	
Figura 1.10: Disipación de Energía Unitaria y Ductilidad Acumulada (Paulay,et al. 1982).....	10
Figura 1.11: Detalle de refuerzo de muros (Choi et al. 2006).....	10
Figura 2.1: Geometría de Muros W2, W3 y W4 (Rojas et al. 2022).....	15
Figura 2.2 Esquema Muro Convencional.....	17
Figura 2.3: Área Efectiva de Confinamiento Diagonal.....	18
Figura 2.4 Esquema Muro Alternativo (1).....	19
Figura 2.5 Esquema Muro Alternativo (2).....	19
Figura 2.6: Montaje máquina universal ensayo de tracción de barras de acero ...	21
Figura 2.7: Ensayos a tracción barras de refuerzo Ø8 y Ø12; Error! Marcador no definido.	
Figura 2.8: Llenado de cilindros.....	23
Figura 2.9: Montaje Ensayo a Compresión de Cilindros.....	24
Figura 2.10: Corte de Enfierradura.....	25
Figura 2.11: Doblado de Enfierradura.....	26
Figura 2.12: Ensamblado del esqueleto estructural.....	26
Figura 2.13: Esqueleto Estructural de Muro Concencional (izq) y Muro Alternativo (der).....	27
Figura 2.14: Moldaje Fundación.....	28
Figura 2.15: Moldaje Muros.....	28
Figura 2.16: Moldaje Vigas.....	29
Figura 2.17: Moldaje de Muro Convencional y Alternativo.....	30
Figura 2.18: Preparación previa a Hormigonado.....	31
Figura 2.19: Cilindros y materiales Cono de Abrams.....	32
Figura 2.20: Camión Mixer Empresa Melón.....	33
Figura 2.21: Carro Bomba.....	33
Figura 2.22: Vaciado de Hormigón en probetas.....	34
Figura 2.23: Rotura de Moldaje Fundación.....	35
Figura 2.24: Llenado de Hormigón en tambores.....	35
Figura 2.25: Maniobra de Hormigonado Manual.....	36
Figura 2.26: Enrasado final de superficie.....	37

Figura 2.27: Regado de Probetas	37
Figura 2.28: Desmoldaje de Muros Endurecidos.....	38
Figura 2.29: Llenado de cilindros de hormigón.....	39
Figura 2.30: Ensayo de extensión de flujo	39
Figura 3.1 Plano en planta del laboratorio Arturo Arias.....	40
Figura 3.2: Muro de Reacción y Puente Grúa	41
Figura 3.3: Losa de Reacción.....	41
Figura 3.4 Esquema Montaje Experimental	42
Figura 3.5: Actuador Horizontal.....	43
Figura 3.6: Rotulas de Conexión al Actuador	44
Figura 3.7: Bomba Hidráulica y Botonera Actuador	45
Figura 3.8: Ciclo de Carga Nominal Inicial	46
Figura 3.9: Gatos Hidráulicos	47
Figura 3.10: Maniobra de Postensado Inferior	48
Figura 3.11: Vista de Barras Postensadas	48
Figura 3.12: Vista General de Postensado de Anclaje	49
Figura 3.13: Anclaje Actuador a Muro de Reacción	49
Figura 3.14: Anclaje Actuador a Viga de Transferencia de Carga.....	50
Figura 3.15: Actuador Horizontal Montado	50
Figura 3.16: Sistema de Carga Axial.....	51
Figura 3.17: Montaje Restricción Lateral	52
Figura 3.18: Topes Anclados Marco de Acero	53
Figura 3.19: Ubicación Sensores LVDT	55
Figura 3.20: Caja de Conexión (izq) y Fuente de Alimentación (der)	56
Figura 3.21: Chasis, Módulo Adquisición de Datos y Fuente de Poder.....	56
Figura 3.22: Computador con LabVIEW conectado al sistema	57
Figura 3.23: Superficie Pintada para Fotogrametría.....	58
Figura 4.1: Ciclo de Carga Nominal Modificado	61
Figura 4.2: Corrección de Deriva Muro Convencional.....	62
Figura 4.3: Histéresis Muro Convencional.....	63
Figura 4.4: Grieta en diagonal principal deriva 0,4%.....	64
Figura 4.5: Evolución de grietas en deriva -1,6% (Este)	65
Figura 4.6: Grietas primer ciclo deriva 2,0% (Oeste).....	65
Figura 4.7: Coronamiento lado oeste, primer ciclo deriva 2,0% (Oeste)	66
Figura 4.8: Segundo Ciclo Deriva -2,0% (Este).....	66
Figura 4.9: Pandeo Barras Armadura de Repartición (Izq) y de Borde (Der)	67
Figura 4.10: Tercer Ciclo Deriva -2,0%	67
Figura 4.11: Estado Final Muro Convencional, Vista Lado Sur	68
Figura 4.12: Estado Final Muro Convencional, Vista Lado Norte	68
Figura 4.13: Pandeo de Barras Verticales del Alma, Vista Lado Sur	69
Figura 4.14: Pandeo de Barras Verticales del Alma, Vista Lado norte.....	69
Figura 4.15: Pandeo de Barras Longitudinales	70
Figura 4.16: Deformación exy primer ciclo deriva 0.125% y 0.25%	70

Figura 4.17: Deformación exy primer ciclo deriva 0.3% y 0.4%	71
Figura 4.18: Deformación exy primer ciclo deriva 0.5% y 0.75%	71
Figura 4.19: Deformación exy primer ciclo deriva 1,0% y 1,25%	72
Figura 4.20: Deformación exy primer ciclo deriva 1,6% y 2,0%	72
Figura 4.21: Deformación exy segundo y tercer ciclo deriva 2,0%.....	72
Figura 4.22: Corrección de Deriva Muro Alternativo.....	73
Figura 4.23: Histéresis Muro Alternativo	74
Figura 4.24: Grietas primer ciclo deriva 0,75%.....	75
Figura 4.25: Desprendimiento coronamiento oeste deriva 1,0%.....	75
Figura 4.26: Tercer ciclo deriva 2,0%.....	76
Figura 4.27: Pandeo de barras longitudinales lado oeste	76
Figura 4.28: Corte de barra longitudinal primer ciclo deriva 2,5%, lado oeste	77
Figura 4.29: Patrón de grietas primer ciclo deriva 2,5%.....	77
Figura 4.30: Corte de Barra Longitudinal segundo ciclo deriva 2,5%.....	78
Figura 4.31: Corte de Barras Longitudinales Tercer Ciclo Deriva 2,5%	78
Figura 4.32: Deformación exy primer ciclo deriva 0.125% y 0.25%	79
Figura 4.33: Deformación exy primer ciclo deriva 0.3% y 0.4%	79
Figura 4.34: Deformación exy primer ciclo deriva 0,5% y 0,75%	80
Figura 4.35: Deformación exy primer ciclo deriva 1,0% y 1,25%	80
Figura 4.36: Deformación exy primer ciclo deriva 1,6% y 2,0%	81
Figura 4.37: Deformación exy primer y segundo ciclo deriva 2,5%.....	81
Figura 4.38: Deformación exy tercer ciclo deriva 2,5%	81
Figura 4.39: Comparación Histéresis Muro Convencional vs Muro Alternativo	82
Figura 4.40: Degradación de Resistencia por Ciclos, Deriva 2%	84
Figura 4.41: Degradación de Resistencia Muro Alternativo, Deriva 2,5%	85
Figura 4.42: Energía Disipada MC vs MA	86
Figura 4.43: Modo de Falla Muro Convencional.....	87
Figura 4.44: Pandeo de Barras Longitudinales en el Alma del Muro Convencional	88
Figura 4.45: Pandeo de Barras Longitudinales en el Alma del Muro Convencional	88
Figura 4.46: Modo de Falla Muro Alternativo.....	89
Figura 4.47: Corte de Barras Longitudinales Muro Alternativo	89
Figura 4.48: Efectividad de estribos diagonales en el modo de falla.....	90
Figura 7.1: Ancho Efectivo Diagonal	111

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

Los muros cortos son elementos estructurales que encontramos en edificaciones de hormigón armado. Estos tipos de muro se caracterizan por su baja relación de aspecto. Podemos encontrarlos principalmente en construcciones de baja altura como lo son edificios industriales, estacionamientos, pasos sobre nivel de autopistas y pilares de puentes. También pueden ser usados en edificios de gran altura donde una parte significativa de la carga lateral es asignada a estos elementos estructurales. Esto suele ser el caso de nuestro país, donde los edificios habitacionales son estructurados mediante sistema de muros, encargados de disipar la energía generada por los sismos, evitando fallas frágiles.

En muros cortos, debido a su baja relación de aspecto, los esfuerzos de corte generados en la base son suficientes para generar daños frágiles en el muro antes de que este alcance la fluencia de la armadura a flexión. Debido a esto se considera que estos muros son controlados por esfuerzos de corte y su diseño es fundamental para definir sus modos de falla. Las fallas de corte muestran baja ductilidad y degradación muy rápida de rigidez y fuerza.

Para comprender más en detalle los muros de baja relación de aspecto, tenemos que entender sus modos de falla y como estos se producen.

1.1.1 Falla por tracción diagonal

La falla de tracción diagonal se produce en muros de hormigón armado cuando no se proporciona un refuerzo horizontal adecuado en el alma del muro. Como resultado, se producen grietas diagonales que pueden extenderse por todo el muro, lo que lleva a un deslizamiento a lo largo del plano diagonal (Figura 1.1).

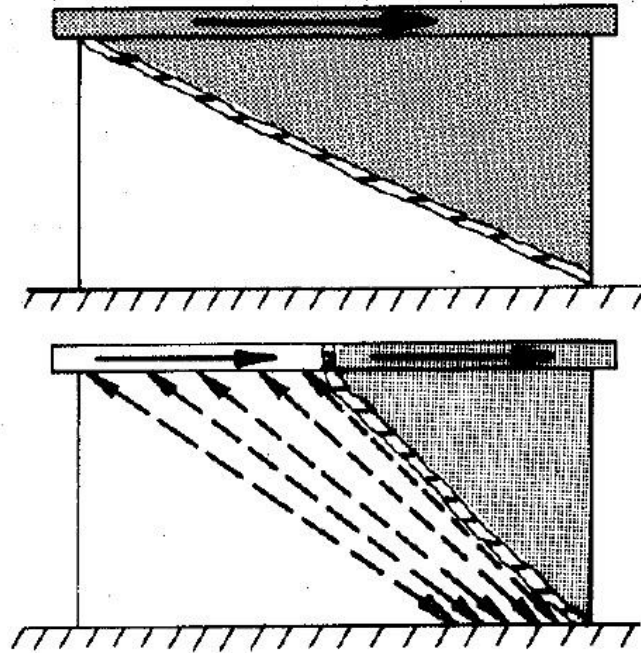


Figura 1.1: Modo de Falla por Tracción Diagonal (Paulay et al. 1982)

La causa de esta falla se debe a la falta de refuerzo horizontal en el alma del muro, que es la parte central del mismo. Cuando una carga lateral actúa sobre el muro, la tensión diagonal se produce en el alma del muro, lo que hace que se abra una grieta diagonal. Si no hay suficiente refuerzo horizontal para resistir esta tensión diagonal, las grietas diagonales pueden propagarse por todo el muro, lo que conduce a un deslizamiento a lo largo del plano diagonal. Cuando la carga lateral continúa actuando en el muro, se produce una tensión de tracción en la armadura que cruza la dirección diagonal. Si esta tensión supera la capacidad de la armadura, la armadura se rompe, lo que finalmente lleva a la falla del muro (Figura 1.2).

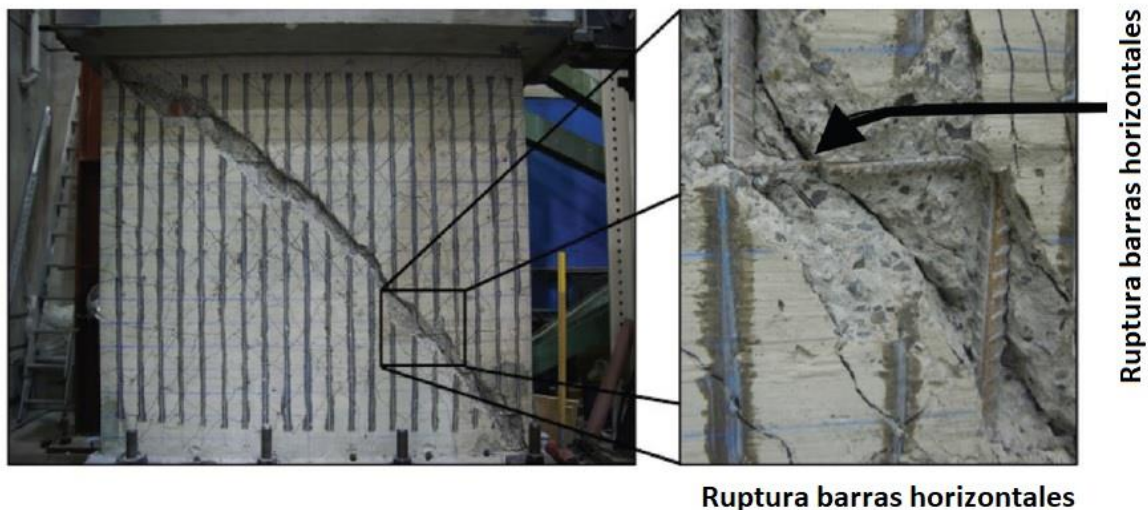


Figura 1.2: Falla por Tracción Diagonal (Arafa et al. 2021)

Experimentar una falla por tracción diagonal es altamente indeseable debido a que es repentina e irreparable. Para evitar este tipo de falla, es importante proporcionar refuerzo horizontal de corte capaz de transferir una fuerza de corte mayor que la que causa la deformación por flexión, con una relación no inferior a 1,25 debido al endurecimiento por deformación.

1.1.2 Falla por compresión diagonal

En muros de baja relación de aspecto que cuentan con refuerzo horizontal de corte suficiente, la resistencia de los puntales de compresión de concreto en la sección central del muro se deteriora a medida que las grietas inclinadas en dos direcciones opuestas se abren y cierran con cambios en la carga. Finalmente, los puntales de concreto se aplastan, como se muestra en la Figura 1.3. Los muros de sección transversal en forma de T y doble T pueden potencialmente acomodar más refuerzo en los extremos del muro, lo que proporciona una resistencia sustancial a la flexión y aumenta la demanda de corte en la sección central del muro. Por lo tanto, esta categoría de muro es vulnerable a la falla por compresión diagonal. A pesar del efecto preferible de la carga axial en la reducción del ancho de las grietas por corte y en el aumento de la resistencia al corte, su presencia con un valor elevado aumenta las tensiones de compresión en la sección central del muro y acelera la aparición de la falla por compresión diagonal. (Looi, Su, Cheng, & and Tsang, 2017)

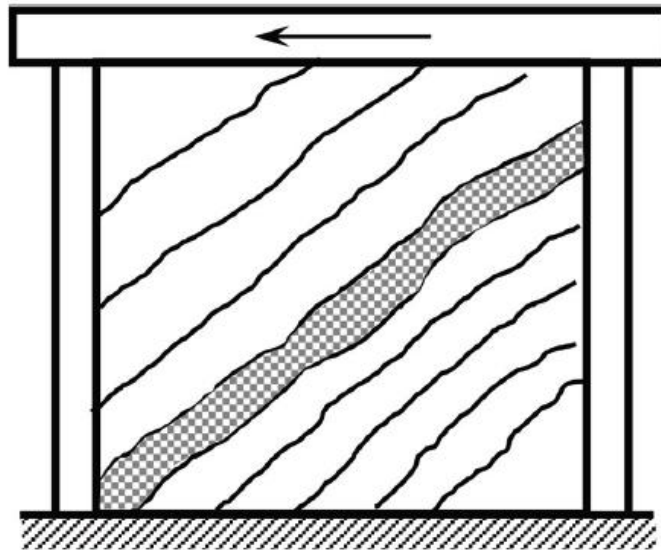


Figura 1.3: Modo de Falla por Compresión Diagonal (Paulay et al. 1982)

La falla por compresión diagonal generalmente está asociada con una pérdida de resistencia repentina e irreversible. Por lo tanto, este modo de falla es altamente indeseable (Paulay, 1982). Algunos estudios mostraron que esta falla se puede evitar limitando la tensión de corte en las secciones críticas entre $0,5f_c^{0,5}$ y $0,9f_c^{0,5}$ en función

de los requisitos de desplazamiento lateral aplicados al muro (Park, 1975). Se muestra un ejemplo de falla por compresión diagonal en la Figura 1.4 (Dabbagh, 2005).



Figura 1.4: Falla por Compresión Diagonal (Dabbagh et al. 2005)

1.1.3 Falla por deslizamiento

La falla por deslizamiento de corte tiene lugar cuando el muro tiene suficiente refuerzo horizontal para prevenir una falla por tensión diagonal, y una cantidad relativamente pequeña de refuerzo vertical en la parte central del muro con baja carga axial. En tales casos, después de unos pocos ciclos de fluencia del refuerzo longitudinal, comienzan a formarse deformaciones deslizantes a lo largo de grietas flexurales que se interconectan y forman un camino de corte horizontal continuo, como se muestra en la Figura 1.5. Este fenómeno se asocia con pandeo en el refuerzo longitudinal y deterioro y desprendimiento secuencial del concreto en la cercanía de las barras pandeadas. Esto, a su vez, provoca una reducción significativa en la rigidez lateral a bajas intensidades de carga. La falla típica por corte deslizante se muestra en la Figura 1.6 (Cheng, Hung, Lequesne, & and Lepage, 2016).

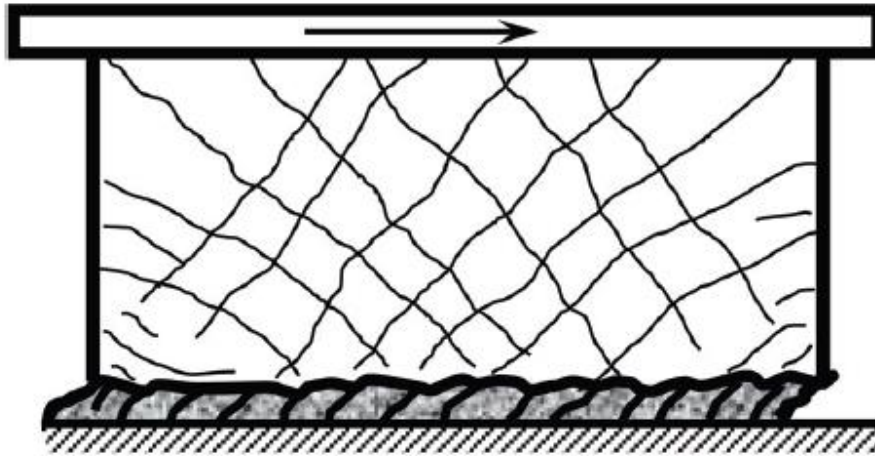


Figura 1.5: Modo de Falla Deslizamiento por Corte (Cheng et al. 2016)

Similar al caso de una falla por tensión diagonal después de una grieta causada por una carga en una dirección, una carga revertida en la dirección opuesta encuentra poca resistencia inicial a medida que la grieta se cierra. Posteriormente, las superficies agrietadas entran en contacto completo, aumentando la resistencia de carga. Además, el deslizamiento de una barra de refuerzo en la cercanía de una grieta resulta en deformaciones aumentadas con muy poca resistencia en la dirección opuesta a medida que el refuerzo se desliza de vuelta a su posición anterior antes de que la grieta se cierre completamente y se alcance la resistencia total.

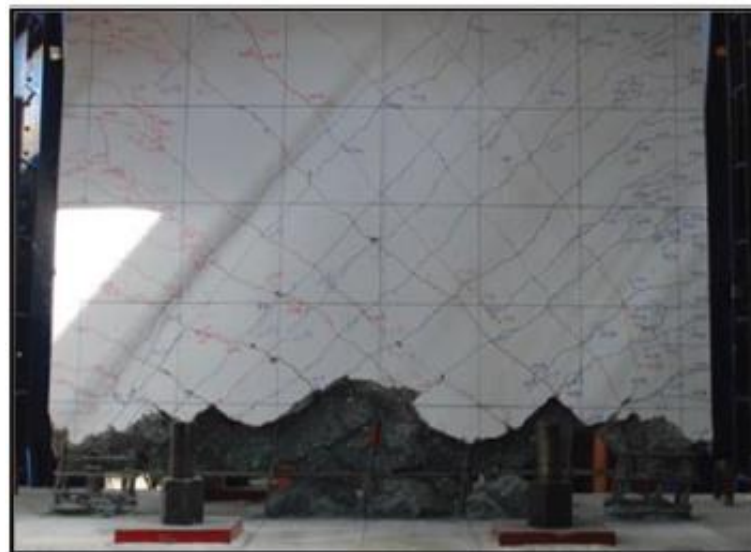


Figura 1.6: Falla de Deslizamiento por Corte (Cheng et al. 2016)

1.1.4 Factores que afectan el comportamiento de los muros cortos

Relación de aspecto

Se tiene conocimiento de que la relación de aspecto en muros de hormigón armado es un factor muy importante que influye en su resistencia al corte, deformabilidad y modo de falla. Uno de los estudios más antiguos que examinó este parámetro fue realizado por Barda, 1977, quienes construyeron y probaron ocho muros con relaciones de aspecto de 0.25, 0.5 y 1.0 bajo carga lateral. Los resultados demostraron que los muros con una relación de aspecto menor tienen una mayor resistencia al corte. En particular, la resistencia al corte de la muestra con una relación de aspecto de 0.5 fue un 20% mayor que la resistencia al corte de la muestra compañera con una relación de aspecto de 1.0. Este aumento se puede explicar por el mecanismo de transferencia de carga.

Los resultados de las pruebas también revelaron que una gran parte de la fuerza cortante se transmite desde la losa superior hasta la cimentación mediante la acción de celosía (acción de arco), que consiste en un refuerzo vertical que actúa a tensión (amarre) y puntales de concreto en la pared entre grietas inclinadas que actúan a compresión. Un factor crucial que influye en la eficiencia de los puntales es el ángulo entre el puntal y el amarre. A medida que este ángulo se acerca a la dirección del amarre, el puntal pierde su capacidad. Además de su influencia en la resistencia al corte, se ha encontrado que una relación de aspecto más baja también da como resultado estructuras más rígidas y menos deformables.

Refuerzo Horizontal y Vertical

Investigaciones anteriores sobre muros de hormigón armado han confirmado que es esencial tener un refuerzo mínimo horizontal y vertical en la armadura para controlar las grietas. Si bien algunos investigadores, como Paulayet al, 1982 e Hidalgo et al, 2002, informan que el uso de una cantidad adecuada de refuerzo horizontal controla la tensión diagonal, existen otros experimentos (Peng et al. 2015; Luna et al. 2015) que mostraron que el refuerzo horizontal de la armadura no tiene impacto en la resistencia al corte de los muros de hormigón armado mientras que la resistencia al corte aumenta significativamente en función del refuerzo vertical de la armadura. Se puede observar que la efectividad del refuerzo depende de la relación de aspecto del muro, es decir, que al aumentar la relación de aspecto por encima de 1.0 hace que el refuerzo vertical de la armadura sea más efectivo que el refuerzo horizontal de la armadura y viceversa.

La ACI 2014 asume de manera conservadora que la grieta por corte es en 45 grados y por ende se debe incorporar el mismo refuerzo horizontal que vertical para equilibrar las fuerzas internas y controlar la propagación de grietas.

Elementos de Borde

Los elementos de borde a menudo existen en los muros rectangulares para acomodar refuerzo de flexión, proporcionar estabilidad contra el pandeo lateral,

proporcionar confinamiento más efectivo del concreto comprimido en la potencial rótula plástica y permitir el anclaje efectivo de vigas transversales. La adición de elementos de borde en muros se proporciona para resistir las fuerzas sísmicas en ambas direcciones principales del edificio. La resistencia horizontal es una función de la geometría de la sección transversal, y la adición de elementos de borde mejora la resistencia de los muros cuadrados. Los muros con secciones transversales de tipo T o doble T resisten fuerzas cortantes significativamente más altas que un muro rectangular con la misma cantidad y disposición de refuerzo. La presencia de elementos de borde causa un efecto de confinamiento adicional que reduce el efecto de ablandamiento del concreto y controla el agrietamiento, aumentando así la capacidad de corte, de acuerdo con Kassem et al. 2015.

Refuerzo Diagonal

Se han realizado diversas investigaciones para evaluar cómo la armadura diagonal afecta la respuesta de elementos estructurales vulnerables al corte. Los resultados indican que, en el caso de muros cortos, el uso de armadura diagonal mejora significativamente el comportamiento estructural. Se ha observado un aumento en la resistencia máxima y, en particular, una mejora en la capacidad de deformación bajo cargas sísmicas.

Tassios, Moretti y Bezas, 1996, ensayaron 2 muros con vigas de acople. Uno con armadura convencional y otro con un arreglo de armadura convencional y armadura diagonal. Se observó un incremento en la ductilidad y almacenamiento de energía. Una vez que se agrieta el hormigón, las barras diagonales son encargadas de tomar las cargas de corte.

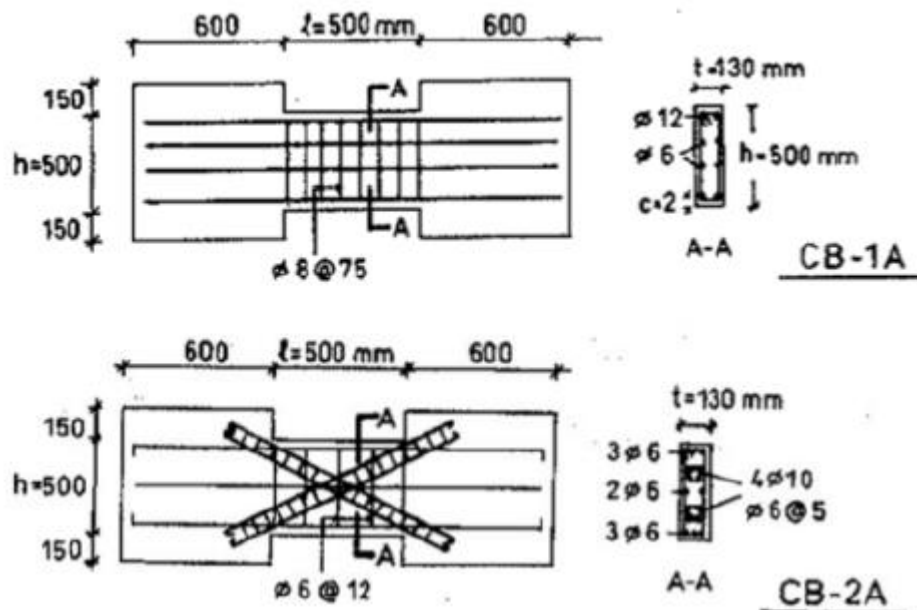


Figura 1.7 Tassios, Moretti y Bezas, 1996. Vigas de Acoplamiento.

Para ahondar más en el estudio de vigas de acoplamiento, Nash, Fry y Wallace, 2013, diseñaron 5 vigas, donde en la Figura 1.8 se puede observar el detallamiento de las más relevantes para el estudio. El espécimen FB33 fue probado para evaluar el impacto de proporcionar barras rectas como refuerzo flexural mientras que el espécimen CB33F fue probado con barras diagonales. Una gráfica de carga versus deformación para FB33 indica que se pueden alcanzar rotaciones plásticas mayores del 4% antes de la degradación de la resistencia. En comparación con CB33F, FB33 experimentó pinzamiento en la gráfica de carga-deformación, lo que indica que se disipa menos energía. Además, las vigas con refuerzo diagonal exhibieron una mayor ductilidad, alcanzando rotaciones plásticas que superan el 7% antes de la degradación de la resistencia.

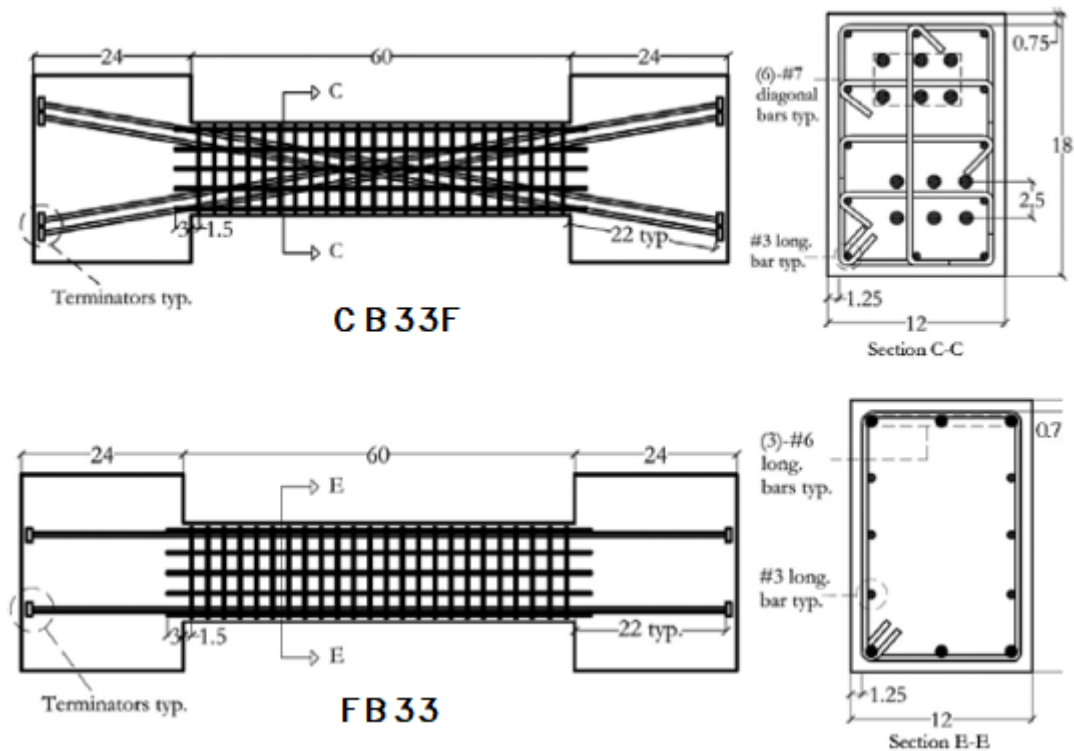
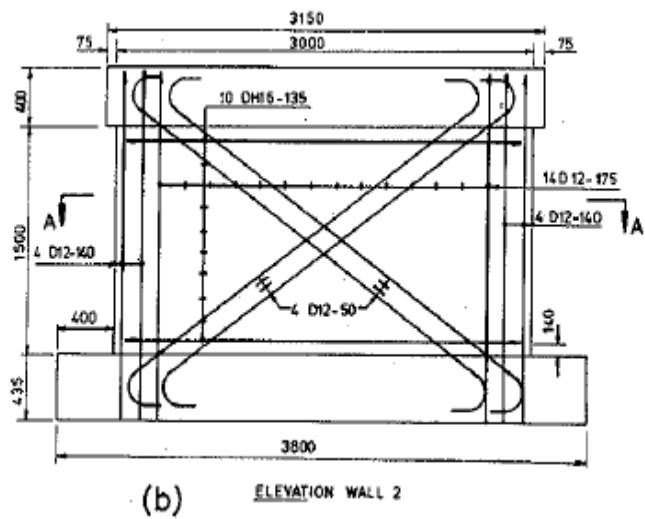
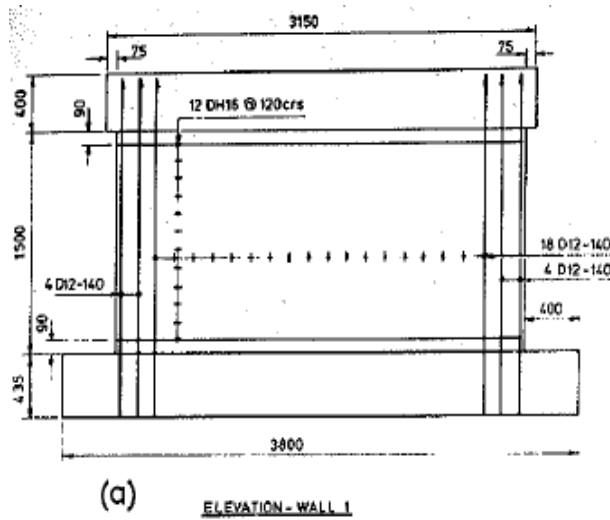


Figura 1.8: Refuerzo de Vigas de Acoplamiento (Nash, Fry y Wallace et al. 2013)

El primer intento de utilizar refuerzo diagonal en muros cortos fue realizado por parte de Iliya y Bertero en 1980. En su estudio, se construyeron dos muros con una relación de aspecto de 1,3. El primer muro se reforzó con la misma cantidad de refuerzo horizontal y vertical, mientras que el segundo se reforzó con la misma armadura pero orientada diagonalmente con un ángulo de 45 grados. Los resultados de la prueba indicaron que el refuerzo diagonal a 45 grados era más efectivo para resistir las fuerzas de corte, y también mostró una mayor ductilidad durante la carga cíclica. En comparación, los muros reforzados convencionalmente fallaron principalmente debido a la fisuración diagonal, mientras que los muros reforzados diagonalmente fallaron flexuralmente.

Para evitar la falla por cortante de deslizamiento en la base de los muros cortos, se agregó refuerzo bidiagonal en dos muros cortos probados por Paulay et al. 1982 (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**). Los muros con refuerzo bidiagonal presentaron una mejor respuesta sísmica, incluso cuando solo el 30% de la fuerza de cortante era resistido por el refuerzo. Aunque el refuerzo diagonal utilizado en estas pruebas no fue suficiente para evitar el deslizamiento, la deformación de las barras diagonales resultó en una significativa disipación de energía adicional debido a la flexión (Figura 1.9).



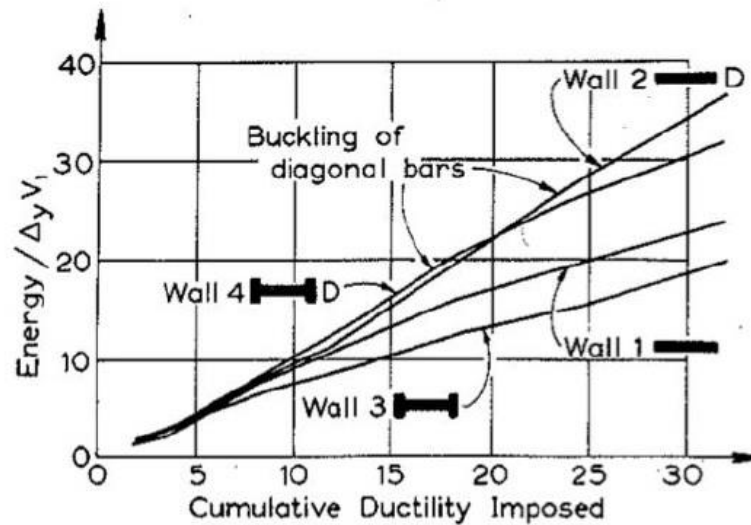


Figura 1.9: Disipación de Energía Unitaria y Ductilidad Acumulada (Paulay, et al. 1982)

Años más tarde, Choi et al. 2006 realizó ensayos a muros de relación de aspecto 0,75. En estos ensayos dispuso probetas con armadura diagonal con el objetivo de controlar las fallas por deslizamiento de corte.

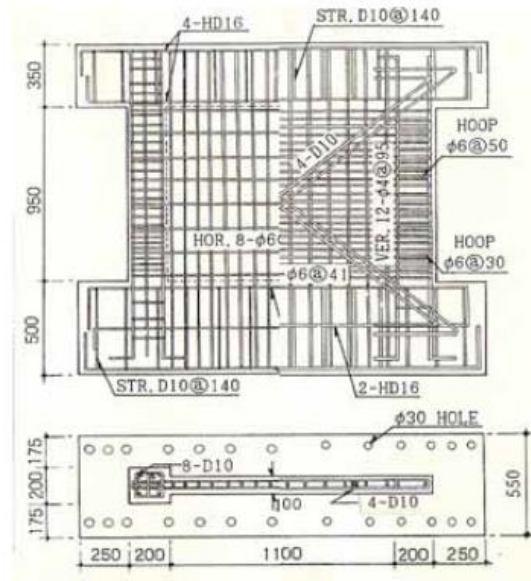


Figura 1.10: Detalle de refuerzo de muros (Choi et al. 2006)

Table 1 Summary of walls tested

Wall Name	Shape	f'_c (MPa)	$\frac{M}{Vl_w}$	Axial Load (kN)	Shear Rein. Detail	Wall			Boundary Element			$\frac{V_{max}}{\sqrt{f'_c}}$ (psi)	Design Method
						W x H x T (mm)	ρ_n (%)	ρ_h (%)	B x D (mm)	ρ_f (%)	ρ_s (%)		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
SW4		37.26	0.75	300.0	H	1,500x950x100	0.46	0.53	200x200	1.42	1.30	9.12	Con.
SW5		41.91	0.75	300.0	H	1,500x950x100	0.87	0.48	200x200	1.42	1.30	11.28	Con.
SW6		40.34	0.75	300.0	H	1,500x950x100	0.46	1.85	200x200	1.42	1.30	9.12	Cap.
SW7		40.34	0.75	300.0	H+D	1,500x950x100	(0.60)	(1.85)	200x200	1.42	1.30	10.21	Cap.
SWR1		40.34	0.75	300.0	H	1,500x950x100	0.46	1.85	100x200	1.42	1.30	6.10	Cap.
SWR2		40.34	0.75	300.0	H+D	1,500x950x100	(0.60)	(1.85)	10x20	1.42	1.30	6.28	Cap.

(4) Shear span ratio, l_w : Wall total length (5) Axial load except self weight (6) H: Horizontal reinforcements, D: Diagonal shear reinforcements (8)(9): Equivalent steel ratio including cross diagonal shear reinforcements (11) Ratio of main flexural reinforcements area to gross concrete area of boundary element (12) Ratio of effective volume of confinement reinforcements to the volume of core (13) $v_{max} = V_i / (0.8l_w \cdot t)$, $V_i = 1.25V_u$ (14) Con.: Conventional(ACI), Cap.: Capacity Design Method

Tabla 1.1: Resumen de Detallamiento de muros ensayados (Choi et al. 2006)

El estudio analizó el modo de agrietamiento y los tipos de fallas en muros de hormigón armado. Se observó que las primeras grietas eran de flexión cerca de la base, con grietas de flexión desarrollándose gradualmente en la parte superior. Las grietas luego evolucionaron hacia cortante. Los muros reforzados con el método convencional fallaron debido al aplastamiento del alma, mientras que los muros reforzados diagonalmente presentaron modos de fallo ligeramente más dúctiles.

La tasa de degradación de resistencia en la muestra SW5 es más gradual que en la muestra SW4. En la muestra SW5, la resistencia disminuyó solo un 5% en comparación con el 21% de la muestra SW4 en la deriva del 2,0%. Es se explica por el incremento en la cuantía equivalente de acero que incluye refuerzos diagonales. Los muros SW7 y SWR2 finalmente fallaron por pandeo de las barras diagonales de compresión después del aplastamiento del hormigón en las esquinas inferiores y en el puntal de compresión diagonal.

Durante este trabajo se discutirá la viabilidad de los métodos de incorporación de armadura diagonal y se presentará un diseño novedoso que busca llevar a cabo a la práctica constructiva una alternativa a la armadura diagonal que ya se ha investigado.

La motivación del alumno para desarrollar el presente trabajo es aportar al estudio de un detallamiento alternativo en muros cortos de hormigón armado, buscando una alternativa a una respuesta dúctil de este tipo de muros, con la finalidad de poder establecer un análisis de la factibilidad de incorporar este tipo de diseño en las normas chilenas de diseño de estructuras sismo resistentes.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivos Generales

- Realizar un estudio experimental y análisis fotogramétrico de un diseño con detallamiento alternativo de la armadura de repartición de muros cortos de hormigón armado.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Diseño, construcción y ensayo de muros cortos de hormigón armado
- Realizar análisis fotogramétrico de desplazamientos y esfuerzos

1.3 Alcances

El trabajo de título consiste en ensayar 2 probetas de muros cortos de hormigón armado. Una de las probetas será construida con detallamiento convencional de muros de hormigón armado, mientras que la segunda probeta será construida aplicando el diseño alternativo, incluyendo estribos a lo largo de la diagonal del muro con la finalidad de mejorar la ductilidad de este.

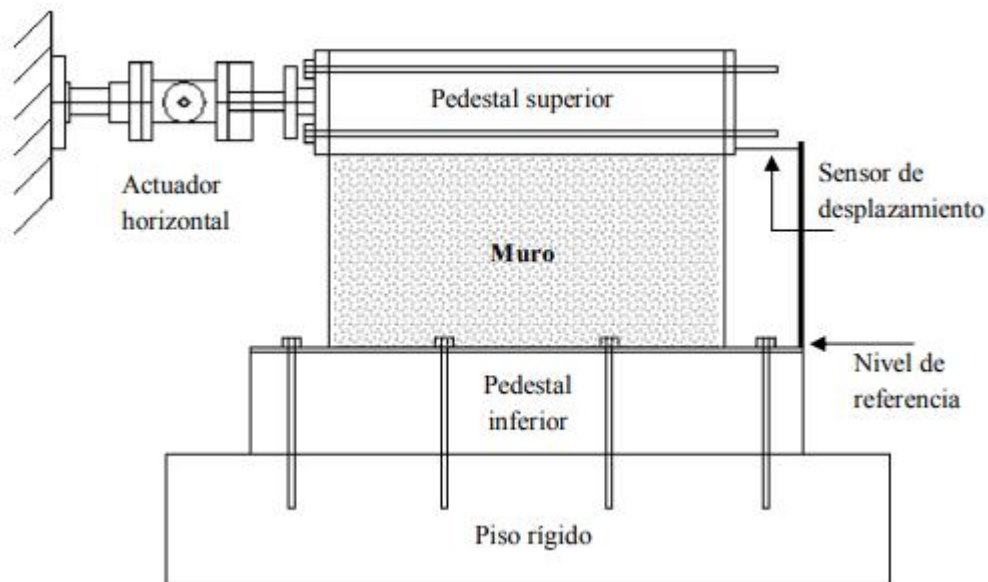
Para esto, el trabajo de título comienza con una revisión bibliográfica. Esta consiste en la lectura de una variedad de artículos técnicos relacionados con el tema de estudio. Durante esta etapa, se pretende también avanzar con el diseño de manera paralela. El trabajo también abarca la cotización con contratistas para la construcción de las probetas y la posterior construcción. Una vez construidas las probetas, se ensayan en el laboratorio de IDIEM, ubicado en Plaza Ercilla 883. Luego se analizan los resultados para incluirlos en el borrador del trabajo de tesis.

1.4 Metodología

Para lograr los objetivos, se diseñan 2 especímenes de muros cortos de hormigón armado. El primer espécimen será reforzado con detallamiento convencional de muros, siguiendo las normas de diseño a flexión y con armadura de repartición adecuada. El segundo espécimen será construido con un detallamiento alternativo, incluyendo estribos en las diagonales del muro, donde se busca mejorar el comportamiento a corte, minimizando el pandeo de las barras. Con esto se busca evaluar los modos de falla utilizando este detallamiento no convencional.

Los especímenes serán ensayados en posición vertical y sometidos a una carga horizontal cíclica cuasiestática en el plano del muro. Los especímenes se encuentran sobre un pedestal inferior, y bajo un pedestal superior, ambos de hormigón armado, y

construidos de manera tal que el muro y los pedestales forman una estructura monolítica. El pedestal inferior se encuentra postensado contra el suelo (15 tonf por conector), a fin de eliminar deslizamientos y rotaciones indeseables, y asegurar las condiciones de borde requeridas en el ensayo. El pedestal superior cumple la función de traspasar la carga del actuador horizontal al muro. El actuador horizontal transmite la carga al pedestal a través de 2 placas de acero dispuestas en cada extremo del pedestal, y sujetas a éste mediante pernos tensados que lo atraviesan completamente a través de tubos de PVC. Además, se dispuso un soporte en el sentido perpendicular a la acción de la carga, a la altura del pedestal superior, para evitar desplazamientos de los muros fuera de su plano durante el ensayo.



El ensayo se realiza imponiendo desplazamientos cíclicos a la estructura, comenzando con valores de desplazamiento lateral superior bajos, aumentando levemente hasta llegar a la falla del muro. Durante este proceso el muro será pintado con puntos heterogéneos y de distintos tamaños con el objetivo de ser usados como referencia para el proceso de fotogrametría, donde mediante una cámara fotográfica se obtienen imágenes a una distancia prudente de tal manera que la calidad de la imagen y sea lo suficientemente alta para que cada píxel sea reconocido sin problemas para el análisis.

1.5 Organización de la memoria

Capítulo 1: Introducción

Se describen las razones detrás del interés en abordar el tema de la memoria, junto con los objetivos específicos que se esperan lograr en el transcurso del proyecto y

la estrategia que se empleará para alcanzarlos. Además, se muestran conclusiones de estudios anteriores similares que pueden aportar con información relevante al tema de estudio.

Capítulo 2: Diseño y descripción de probetas

Se detalla la forma y disposición de los refuerzos en cada muro, así como los resultados de los ensayos de materiales y parámetros relevantes que se obtuvieron. Asimismo, se proporciona información sobre la metodología empleada para la construcción de los muros.

Capítulo 3: Metodología Experimental

Se presenta la metodología utilizada en el laboratorio. Además, se explica detalladamente los elementos utilizados para el montaje y la instrumentación utilizada para la adquisición de datos.

Capítulo 4: Resultados Experimentales

Se presentan la histéresis de cada muro ensayado. Además, se discute el comportamiento global y la evolución de las grietas de cada uno, así como también se discute sus modos de falla. Finalmente se realiza un análisis comparativo entre ambas probetas.

Capítulo 5: Conclusiones

Se presentan las conclusiones obtenidas a partir de los resultados.

2 DISEÑO Y DESCRIPCIÓN DE PROBETAS

Para comparar los dos muros en cuestión se establece que ambos muros serán idénticos en cuanto a su armadura de borde y de repartición del alma. Es importante definir el diámetro de las barras y el espaciamiento entre los refuerzos verticales y horizontales del alma del muro, así como las barras longitudinales y los estribos del borde del muro. Para obtener esta información, se utilizan los ensayos Rojas et al. 2023. Estos ensayos tienen como objetivo evaluar la respuesta de los muros con y sin armaduras electro-soldadas. Sin embargo, solo se utilizarán como referencia los resultados correspondientes a los muros con baja relación de aspecto y sin armadura electro-soldada para este proyecto.

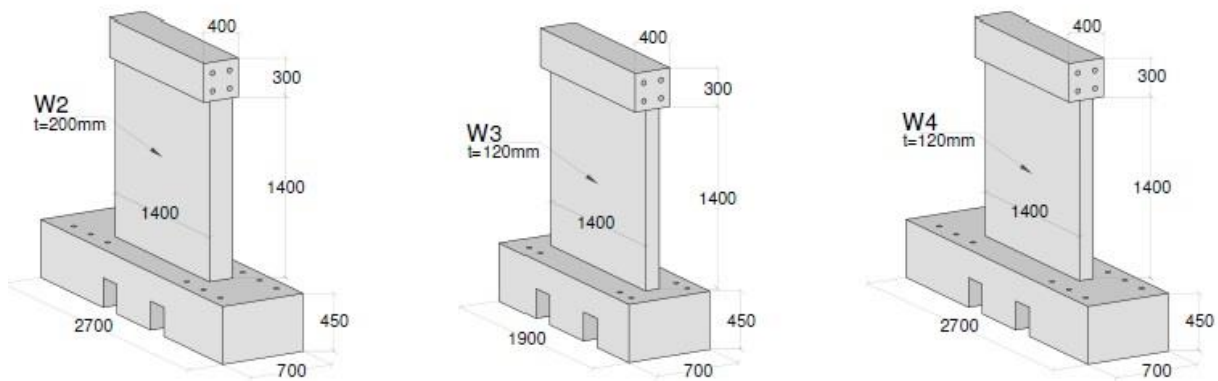


Figura 2.1: Geometría de Muros W2, W3 y W4 (Rojas et al. 2022)

Muro	Malla horizontal/vertical	Estribos de confinamiento (entre malla)	Trabas	Barras longitudinales de borde	ρ_l, ρ_t	ρ_b
W2	$\Phi 8@200\text{mm}$ doble	$2E\Phi 8@150\text{mm}$	$\Phi 8@150\text{mm}$	$4\Phi 12$	0.0025	0.0130
W3	$\Phi 8@200\text{mm}$ simple	$2E\Phi 8@150\text{mm}$	-	$4\Phi 12+\Phi 8$ en el centro	0.0021	0.0220
W4	$\Phi 8@120\text{mm}$ simple	$1E\Phi 8@150\text{mm}$	-	$4\Phi 12+\Phi 8$ en el centro	0.0035	0.0220

Tabla 2.1: Detallamiento de W2, W3 y W4 (Rojas et al. 2022)

De acuerdo con el detallamiento y los modos de falla que se observaron en los ensayos de los Muros de la Figura 2.1, se decide seguir un diseño similar al W3. Si bien W3 y W4 siguen una geometría de muro idéntica, la fundación de W3 es menos maciza,

por lo que se opta por este diseño. Los modos de falla de ambos muros fueron originados por corte, siendo falla por tracción diagonal el espécimen W3 y falla por compresión diagonal el espécimen W4.

Como se puede observar, ambos muros (W3 y W4) cuentan con armadura de repartición simple. Para el caso de este proyecto eso es inviable ya que se pretende formar mediante estribos una equis en ambas diagonales. Los estribos van amarrados a una doble malla, por lo que es este último una doble malla es necesaria para la construcción de estos elementos estructurales.

En el siguiente capítulo se describen las propiedades geométricas y de refuerzo de las probetas. Estas fueron construidas de manera que fuera posible adaptarse al laboratorio donde se trabajó. En vista de que se trabaja con muros de baja relación de aspecto, se establecieron las dimensiones de las probetas que se detallan en los subcapítulos siguientes.

2.1 Geometría y Detallamiento de probetas

El proyecto contempla la construcción de 2 probetas de hormigón armado. Una se construye con un diseño convencional mientras que otra se construye con un diseño alternativo. El diseño alternativo consiste en amarrar los dos puntales de compresión diagonal mediante estribos, de manera de lograr un confinamiento en este sector. Las dimensiones ambas probetas corresponden a un muro de baja relación de aspecto (1:1). La altura y el largo de la probeta es de 1,4 m, con un espesor de 120 mm, como se muestra en la tabla 2.1

Tabla 2.2: Dimensiones de las probetas

Largo [mm]	1400
Alto [mm]	1400
Espesor [mm]	120

El refuerzo de la probeta de armadura convencional se detalla en la Tabla 2.3. Como se puede observar, la cuantía de refuerzo horizontal del alma es de 0,42%, similar al 0,35% del W4 de Rojas et al. 2023, por lo que se espera que el Muro Convencional tenga un modo de falla por compresión diagonal.

Tabla 2.3: Detalle del refuerzo de la probeta 1

Elemento	Cuantía [%]	Armadura
Borde	2,73	4Ø12
Central Vertical	0,47	D.M.V Ø8@180

Central Horizontal	0,42	D.M.H Ø8@200
Confinamiento	1,25	EØ8@70

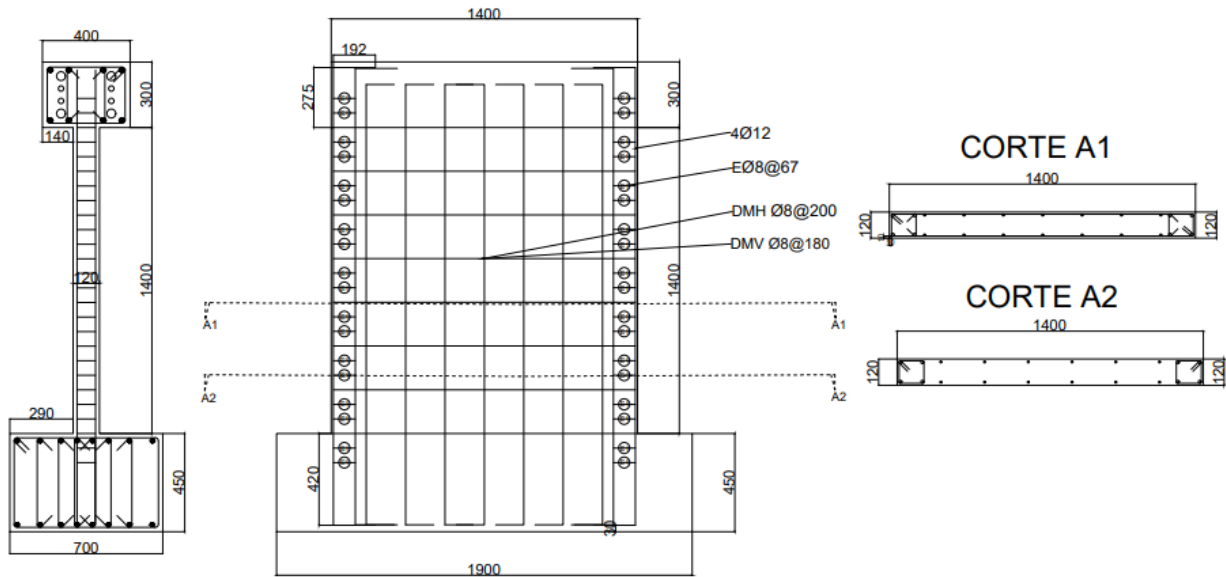


Figura 2.2 Esquema Muro Convencional

Para la probeta de Muro Alternativo se mantuvo los mismos parámetros geométricos y de refuerzo que la primera, excepto que esta segunda se le incluyen estribos distribuidos en las diagonales principales del muro. Los estribos corresponden a barras de diámetro 8 mm espaciados a 67 [mm], ubicados en la malla como se muestra en la Figura 2.3. Esta disposición se logró de acuerdo con el requisito del ancho del puntal diagonal, que estipula que este debe ser mayor al 25% de la diagonal del muro. Con la configuración se obtiene un ancho efectivo del puntal diagonal de 411 [mm], correspondiente al 22,4% de la diagonal del muro.

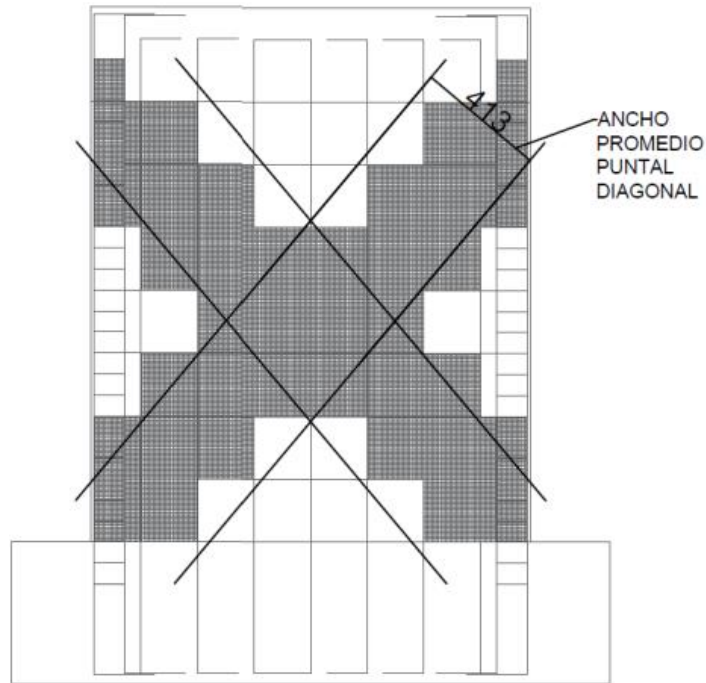


Figura 2.3: Área Efectiva de Confinamiento Diagonal

El refuerzo de la probeta de armadura convencional se detalla en la Tabla 2.4

Elemento	Cuantía [%]	Armadura
Borde	2,73	4 ϕ 12
Central Vertical	0,47	D.M.V ϕ 8@180
Central Horizontal	0,42	D.M.H ϕ 8@200
Confinamiento	1,25	E ϕ 8@70

Tabla 2.4: Detalle del refuerzo de la probeta 2

En la Figura 2.4 y Figura 2.5 se puede observar la vista lateral, frontal y los cortes en elevación del Muro Alternativo. Como se puede observar, las diagonales principales del muro van confinadas mediante estribos espaciados a 67 [mm] entre mallas. Como se aprecia con más detalle en la Figura 2.5 y que no se aprecia en la vista frontal, cada estribo va ubicado en un cuadrado de la doble malla.

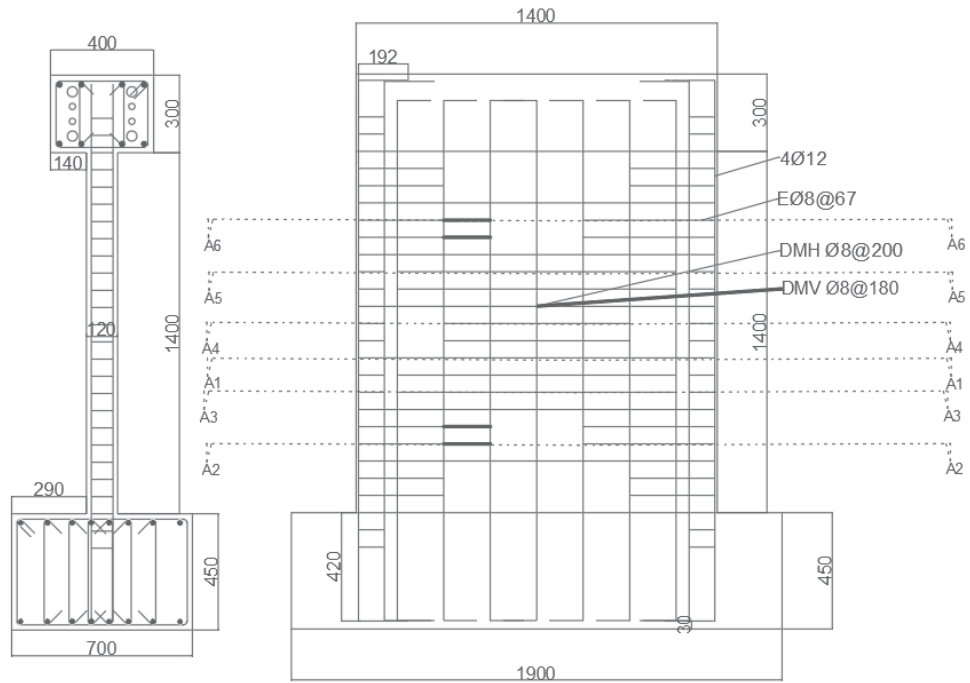


Figura 2.4 Esquema Muro Alternativo (1)

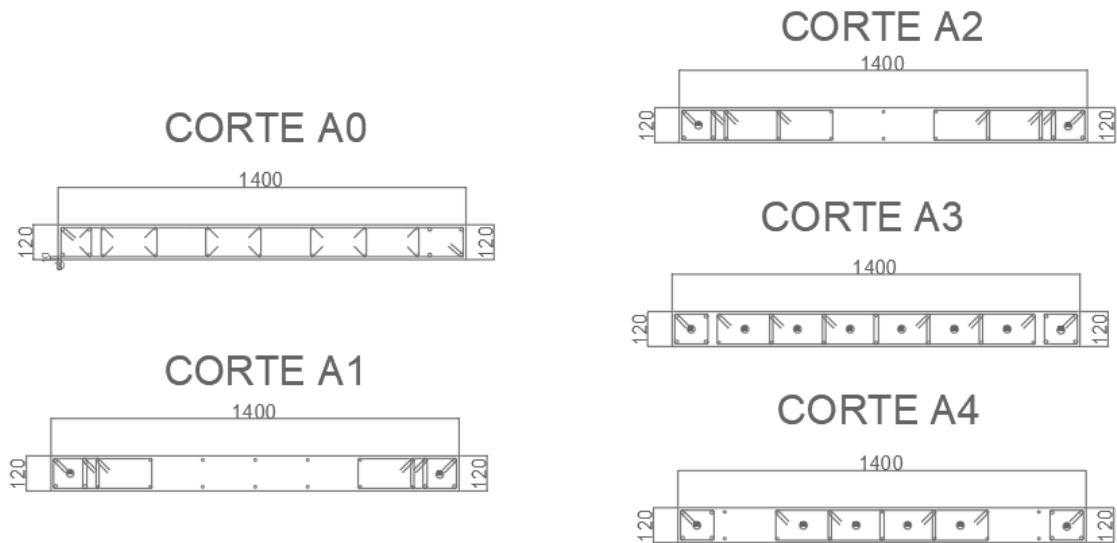


Figura 2.5 Esquema Muro Alternativo (2)

La resistencia al corte V_n del Muro Convencional es de 561,6 [kN] (ACI 318-19, ec 11.5.4.3) y la resistencia M_n es de 913,7 [kN m]. La resistencia nominal del hormigón es de 30 [MPa], por lo que el confinamiento aportado por los estribos logra una resistencia confinada nominal de 36,3 [MPa] (Saatcioglu & Razvi). Para el caso del confinamiento diagonal, la resistencia confinada nominal es de 36,0 [MPa]. Esta diferencia en el valor del confinamiento se produce debido a que los estribos utilizados en la diagonal del muro son más largos que los del borde del muro, por lo que el confinamiento del hormigón a compresión es menor.

2.2 Caracterización de Materiales

2.2.1 Acero

El acero utilizado para la construcción de las probetas corresponde a un A63-42H. Para la caracterización se consideran 3 barras de 30 centímetros de largo para los diámetros $\phi 8$ y $\phi 12$. En el muro tanto de diseño convencional como en el de diseño alternativo se utilizan barras de diámetro 8 mm para la armadura de repartición del alma y estribos de confinamiento mientras que las barras de diámetro 12 mm corresponden a la armadura longitudinal de borde, por lo que los resultados de este ensayo apuntarán hacia aquellas de tales diámetros, debido a la importancia que tendrán en el comportamiento general del muro. La enfierradura utilizada en la fundación y en la viga de transferencia de carga no será caso de estudio.

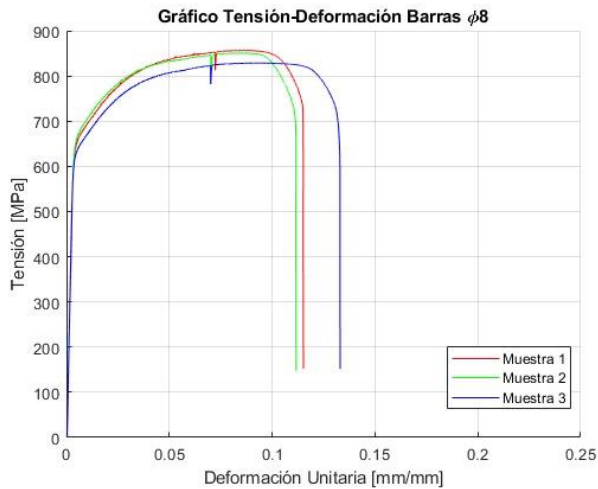
Los ensayos a tracción se realizan a una tasa de deformación de 5 mm/min, tratando de emular una condición cuasi-estática. Estos resultados son obtenidos a través de la máquina universal. Adicionalmente se utiliza un extensómetro en la barra para así registrar las deformaciones del acero con mayor precisión para deformaciones pequeñas, teniendo el cuidado de remover dicho dispositivo antes de que se la rotura para así prevenir un posible daño por el impacto. Tras remover el extensómetro, se continúa registrando deformaciones mediante la lectura de la máquina universal.



Figura 2.6: Montaje máquina universal ensayo de tracción de barras de acero

Una vez realizado el ensayo a las barras en estudio, se procesan los datos para obtener la curva de tensión deformación característica de cada diámetro de barra. Estos datos serán de mucha relevancia ya que corresponden a las características reales de la enfierradura con la que se construyeron las probetas. Para obtener la tensión de fluencia se trabaja con los datos obtenidos del extensómetro, ya que este mide con precisión la deformación de la barra ya que se encuentra instalada directamente sobre ella. La máquina universal experimenta deformaciones de los materiales de esta misma, por lo que la lectura no es completamente precisa. Una vez que se supera la fluencia de las barras, la lectura de datos corresponde a los proporcionados por la máquina universal.

Las curvas de tensión-deformación se presentan en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** En estos gráficos se encuentran las curvas tanto de la máquina universal como las obtenidas mediante el extensómetro.



Cabe destacar que los ensayos de las barras de diámetro 8 mm no poseen una zona de fluencia marcada. Esto dado que su manufactura se realiza en rollos y para instalarlas estas son enderezadas. Los resultados característicos de la enfierradura se presentan en la Tabla 2.5

	fy phi 8 [MPa]	fy phi 12 [MPa]
Muestra 1	655.5	508.5
Muestra 2	666.7	476.6
Muestra 3	634.8	491.9
Promedio	652.3	492.3

Tabla 2.5: Resultados Promedio de ensayo a tracción de barras

COMPLETAR BLABLA

2.2.2 Hormigón

El hormigón utilizado corresponde a un G30 autocompactante de resistencia nominal 30 [MPa]. El proveedor del material es Melón Hormigones. Se utiliza un hormigón autocompactante dada la alta densidad de enfierradura debido al pequeño espesor de los muros ensayados. Además, en la interfaz muro fundación también se encuentra una densidad alta de enfierradura, por lo que con hormigones convencionales se podría enfrentar dificultades de flujo del hormigón, provocando nidos no deseables en este sector tan importante.

Para verificar la resistencia real del hormigón, se preparan 8 cilindros de 105 mm de diámetro y 210 mm de altura, de acuerdo con las especificaciones de la norma NCh

1017-2009. La extracción de las muestras se realiza de acuerdo a la norma NCh 171-2008, de manera que se extrae una muestra después de haber hormigonado las fundaciones de ambas probetas. Esto nos asegura obtener la resistencia de la porción de hormigón utilizada durante el vaciado del muro. La extracción de muestra no se realiza al inicio del bombeo dado que tiende a arrojar valores de resistencia real menores. Los cilindros se ensayan después de los 28 días del vaciado del hormigón, por lo que se asume que ya se encuentran en su capacidad máxima.



Figura 2.7: Llenado de cilindros

Los cilindros son ensayados en la máquina universal a una tasa de deformación de 0,5 [mm/min]. El protocolo de ensayo se realiza de manera que el ensayo se detiene cuando la probeta haya alcanzado una degradación del 80% de su resistencia máxima. Para medir con precisión los desplazamientos se utilizan 2 sensores LVDT que miden la deformación real de las probetas. En paralelo también se obtienen datos de la máquina universal, considerando que estos últimos incluyen las deformaciones de los materiales del sistema.



Figura 2.8: Montaje Ensayo a Compresión de Cilindros

Se obtienen los resultados de las 8 probetas de hormigón, considerando que contienen la información relevante de las 2 probetas. Los valores característicos de los materiales se presentan en la Tabla 2.6. Los cilindros numerados del 1 al 4 fueron ensayados 6 días después del ensayo del muro convencional, mientras que los cilindros numerados del 5 al 8 fueron ensayados 4 días después del ensayo del muro alternativo. Es relevante mencionar que la muestra de hormigón para los 8 cilindros se extrajo de una misma lechada, por lo que la única diferencia entre estos es el momento del ensayo. Todos los cilindros fueron ensayados después de los 28 días de endurecimiento.

Cilindro	Resistencia f'_c [Mpa]
1	41.6
2	39.1
3	42.6
4	42.4
5	36.2
6	37.9
7	41.8
8	37.9
Promedio	39.9

Tabla 2.6: Resistencia f'_c cilindros de hormigón

2.3 Construcción de las probetas

Una vez que se ha finalizado con el diseño de los muros, se procede a la construcción de estos. Este proceso se caracteriza por 3 fases importantes; Enfierradura, Moldajes y Hormigonado. Cada uno de estos procesos son tan importantes como cualquier otra fase del trabajo, por lo que se realizan seguimientos y se resuelven problemas que se presentan durante la ejecución de estos. A continuación, se presentan las distintas fases de la construcción de los muros y se explica que trabajos de llevaron a cabo en cada uno, que problemas presentaron cada uno de estos y como fueron resueltos.

2.3.1 Fase 1 de Construcción: Enfierradura

La primera fase de construcción corresponde a la enfierradura. Este proceso se llevó a cabo dentro del laboratorio Arturo Arias por medio de contratistas especialistas en esta labor.

La primera parte del proceso corresponde a la llegada de los materiales a la obra. La enfierradura requerida llega en lotes de 6 metros por cada diámetro de barra, como se puede ver en la Figura 2.9. El acero es cortado y doblado en obra de acuerdo con las características requeridas para la construcción del esqueleto estructural.



Figura 2.9: Corte de Enfierradura



Figura 2.10: Doblado de Enfierradura

Una vez que las barras de acero se encuentran dobladas y cortadas según planos de cálculo, se ensamblan y amarran los elementos correspondientes, comenzando con la fundación, luego los elementos de borde y el alma del muro, para finalizar con la confección de la viga de transferencia de carga. El procedimiento se repite para ambos muros.

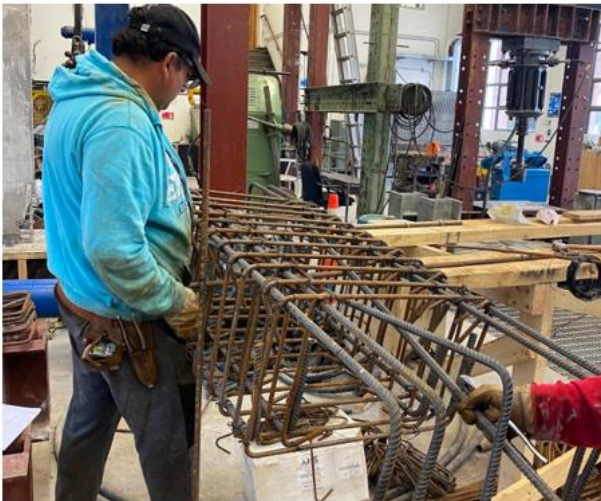


Figura 2.11: Ensamblado del esqueleto estructural

Para la colocación de los estribos en el alma, estos se deben insertar por la parte superior de la enfierradura. Esto requiere que sea un trabajo meticuloso y muy preciso. En caso de que se requiera agregar estribos en la diagonal cuando la viga de transferencia ya fue montada, estos se deben agregar mediante dos piezas en forma de J. Luego estas dos piezas son ensambladas para formar un estribo y se doblan las puntas para armar el gancho. Esto debido a la complejidad que implica el montaje de estribos de manera convencional en una ubicación poco común.



Figura 2.12: Esqueleto Estructural de Muro Concencional (izq) y Muro Alternativo (der)

2.3.2 Fase 2 de Construcción: Moldajes

El proceso de construcción y ensamblado de los moldajes para el hormigonado fue llevado a cabo por contratistas especializados en la labor. Debido a problemas externos al equipo de trabajo, el inicio de esta fase de construcción demoró más de lo planeado. Algunos de los inconvenientes enfrentados fue la poca disponibilidad de materiales de construcción sumado a un paro de camiones de abastecimiento a nivel nacional.

Durante este proceso se ensambla el esqueleto de armadura dentro de los moldajes de madera. Se comienza con la fundación (Figura 2.13) y luego se sigue con el muro (Figura 2.14) para finalizar con la viga de transferencia de carga (Figura 2.15).

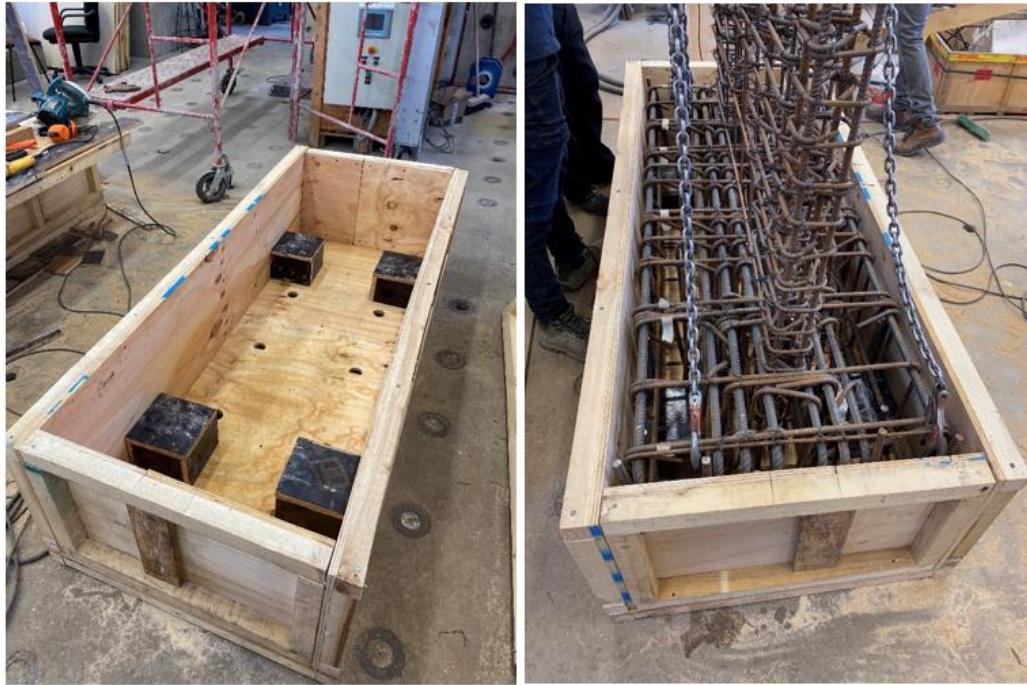


Figura 2.13: Moldaje Fundación



Figura 2.14: Moldaje Muros



Figura 2.15: Moldaje Vigas

Para asegurar que se cumplan los recubrimientos propuestos en el diseño, se colocan estratégicamente trozos de madera de las dimensiones requeridas y se amarran a las barras por su lado exterior, en contacto con el moldaje de manera que entregue el espacio requerido de recubrimiento libre.

Dentro del proceso de moldajes se preparan los tubos de PVC, que será por donde pasan posteriormente las barras de anclaje, carga axial, restricción de movimiento lateral y de anclaje al sistema actuador de desplazamiento horizontal. La dimensión y ubicación de los tubos PVC se debe llevar a cabo con alta precisión, dado que la gran mayoría de estos deben adaptarse al entorno donde se trabaja, como lo es la losa de reacción, placas metálicas, muro de reacción, entre otros. Estos elementos ya tienen orificios definidos y en la mayoría de los casos, son fijos y no se pueden modificar.

Una vez finalizado el proceso de moldaje de ambos muros, se procede a conectar los moldajes mediante tablonos de madera. Esto se realiza para asegurar la estabilidad del moldaje durante el proceso de hormigonado (Figura 2.16).



Figura 2.16: Moldaje de Muro Convencional y Alternativo

2.3.3 Fase 3 de Construcción: Hormigonado

La Fase final de Construcción corresponde al hormigonado. En este proceso se realiza el vaciado de hormigón bombeado dentro de los moldajes preparados en la fase anterior. Para el día del hormigonado se prepara el laboratorio, los cilindros para extraer muestras y los materiales necesarios para realizar ensayos de consistencia del material.

La preparación del laboratorio consiste en colocar rollos de nylon con el objetivo de mantener el orden y facilitar la limpieza del laboratorio después del vaciado del hormigón, ya que durante el bombeado pueden ocurrir percances donde se derrama hormigón por el laboratorio, pudiendo filtrarse por los orificios de la losa de reacción y dañando materiales y equipos que se encuentran en las bodegas de la instalación. La Figura 2.17 muestra las condiciones del laboratorio una vez que se encuentra todo preparado para el hormigonado.



Figura 2.17: Preparación previa a Hormigonado

Los cilindros de muestras de hormigón se construyeron previamente y se dejan en posición para la extracción de hormigón. Al mismo tiempo se preparan los materiales necesarios para realizar el ensayo de extensión de flujo. Para esto se utiliza el Cono de Abrams y una varilla utilizada para realizar golpes al cono y a los cilindros para extraer las partículas de aire atrapadas (Figura 2.18).

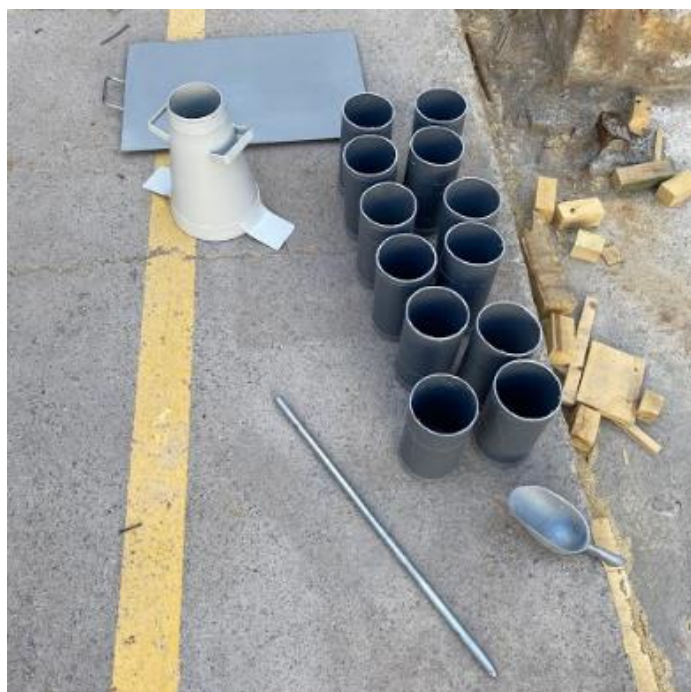


Figura 2.18: Cilindros y materiales Cono de Abrams

Se ha hecho una solicitud a la compañía Hormigonera Melón para suministrar 3.5 metros cúbicos de hormigón FLUIDIA G 3013. Según la información proporcionada en su catálogo, este es un tipo de hormigón autocompactante (HAC) que ha sido especialmente diseñado para satisfacer las aplicaciones más exigentes y complejas. Este producto se caracteriza por su fluidez excepcional y es altamente productivo debido a que permite acortar los plazos de construcción y obtener superficies con acabados de alta calidad. Este hormigón posee una resistencia cilíndrica de 30 [MPa] y un tamaño máximo del árido de 13 [mm]. Su diámetro de escurrimiento característico es de 72 [cm].

Propiedad	Unidad	Vertical y OOCC (G)	Pilotes (GP)	Relleno (GRE)
Resistencia cilíndrica	MPa	17-60	17-60	17-30
Nivel de confianza	%	90	90	90
Tamaño máximo de arido	mm	10-13-20*	13-20*	13-20*
Fluidez diámetro de escurrimiento NCh 3113	cm	72±5**	72±5**	72±5**
Mantenimiento de Fluidez	hrs	2	4	4
Cohesión (ICV)		0-1	0-1	0-1

*Uso de tamaño máximo de árido dependerá del tipo de estructura a hormigonar.

**Cumple con HAC clasificado como SF3 de acuerdo a los requisitos expuestos por EFNARC

Módulo de elasticidad referencial de Fluidia G30 = 26.300 MPa a 28 días.

Se ha optado por utilizar este tipo de hormigón debido a que no requiere vibrado y es capaz de llenar los espacios interiores de los muros de manera más efectiva. En ambos muros, debido al pequeño espesor de los muros, se genera una gran congestión de enfierradura, en específico en la zona de la interfaz muro-fundación. Estos espacios pequeños pueden tender a generar nidos para hormigones normales. En el caso del muro

alternativo en particular, los estribos colocados a lo largo de la diagonal del alma crean un espacio muy estrecho para que el hormigón fluya. Dado el tamaño y grosor de la estructura, existe una alta probabilidad de que se formen vacíos en la estructura si se utilizara hormigón convencional, lo que se traduce en tener que invertir recursos a futuro en reparaciones.

El hormigón se suministra mediante camión mixer de la empresa Melón (Figura 2.19). Para el bombeo del hormigón se utiliza un camión bomba (Figura 2.20), que cuenta con un estanque y una bomba integrada, capaz de recibir grandes cantidades de mezcla y bombearlas de manera inmediata mediante una tubería a las zonas de hormigonado.



Figura 2.19: Camión Mixer Empresa Melón



Figura 2.20: Carro Bomba

Una vez que arriban ambos camiones, se comienza la faena de hormigonado. El camión mixer vacía su contenido en el estanque del camión bomba y se comienza el flujo de hormigón hacia la cima de los muros a la altura de la viga de transferencia de carga (Figura 2.21). El mismo procedimiento se realizará para ambos muros.



Figura 2.21: Vaciado de Hormigón en probetas

Durante el vaciado de hormigón del primer muro, al superar la altura de la fundación, se observa como el moldaje de este elemento comienza a levantarse. Debido a la gran presión que el hormigón autocompactante genera, el moldaje no resiste y se rompe (Figura 2.22). Debido a esto, se detiene el hormigonado del primer muro y se vierte mezcla sobre el segundo muro hasta el nivel de la fundación para evitar problemas con este moldaje. Mientras se espera el endurecimiento parcial del hormigón en las fundaciones, se hormigonan elementos de otros proyectos. Finalmente, se llenan tres tambores con el hormigón (Figura 2.23) del camión mixer y se finaliza el hormigonado mediante la elevación de baldes con el puente grúa (Figura 2.24).



Figura 2.22: Rotura de Moldaje Fundación



Figura 2.23: Llenado de Hormigón en tambores



Figura 2.24: Maniobra de Hormigonado Manual

Cuando se finaliza la maniobra de hormigonado, se realiza un enrasado de la superficie del hormigón, de manera que queda completamente liso y a nivel para su endurecimiento (Figura 2.25).



Figura 2.25: Enrasado final de superficie

Una vez finalizado el hormigonado, se procede a tapar los muros con tela. Posteriormente se procede a regar las probetas diariamente, de manera de lograr un curado del hormigón sin pérdidas de agua por el proceso químico del endurecimiento (Figura 2.26). Diez días después del hormigonado, se retiran los moldajes (Figura 2.27)



Figura 2.26: Regado de Probetas



Figura 2.27: Desmoldaje de Muros Endurecidos

En simultáneo al hormigonado de las probetas, se extraen muestras de hormigón para los cilindros de ensayos de compresión (Figura 2.28) y se realiza el ensayo de extensión de flujo (Figura 2.29) para verificar que el hormigón utilizado corresponde a las características solicitadas. El ensayo de extensión de flujo se realiza con el Cono de Abrams invertido. Una vez que se levanta el cono, se mide el tiempo que demora la mezcla en llegar a un diámetro de 50 cm. Luego, cuando el flujo llega a un estado estático, se miden dos diámetros perpendiculares, obteniendo así el diámetro de extensión de flujo.

Tiempo 50 cm (t_{50})	6.76 [s]
Diámetro 1	53 [cm]
Diámetro 2	51 [cm]
Diámetro Promedio	52 [cm]

Tabla 2.7: Tabla Resumen Ensayo Extensión de Flujo

De acuerdo con lo obtenido en la Tabla 2.7 y al compararlo con los parámetros entregados por el proveedor, se observa que el diámetro de extensión de flujo obtenido

es menor al del catálogo. Esto debido a que la superficie utilizada para el ensayo no cumple con los requisitos que establece la norma NCh3113. La zona utilizada para el ensayo fue necesaria debido a que no se contaba con una placa con las dimensiones requeridas para un escurrimiento de grandes diámetros. La zona utilizada es rugosa y no permite el escurrimiento natural del hormigón (Figura 2.29)



Figura 2.28: Llenado de cilindros de hormigón



Figura 2.29: Ensayo de extensión de flujo

3 METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

En este capítulo se desarrolla la metodología utilizada para desarrollar el proyecto, describiendo el laboratorio, la instrumentación e implementos utilizados, así como la metodología de cada ensayo.

3.1 Laboratorio de Estructuras

Se llevan a cabo pruebas de muros en el Laboratorio de Estructuras "Arturo Arias" del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile. El laboratorio tiene un muro y una losa de reacción con orificios a 40 cm de distancia que permiten la fijación de equipos y muestras de prueba. El muro tiene 3.7 m de altura, 3.95 m de ancho y 1.4 m de espesor, mientras que la losa cubre un área de 18.45 x 9.7 m² y tiene un espesor de 60 cm. Ambas estructuras están diseñadas para soportar cargas de hasta 100 [tonf]. Para mover cargas, hay un puente grúa Kixio (Figura 3.2) con una capacidad de elevación de 10 toneladas y un marco de acero con un tecele manual con cadenas que puede levantar hasta 5 toneladas.

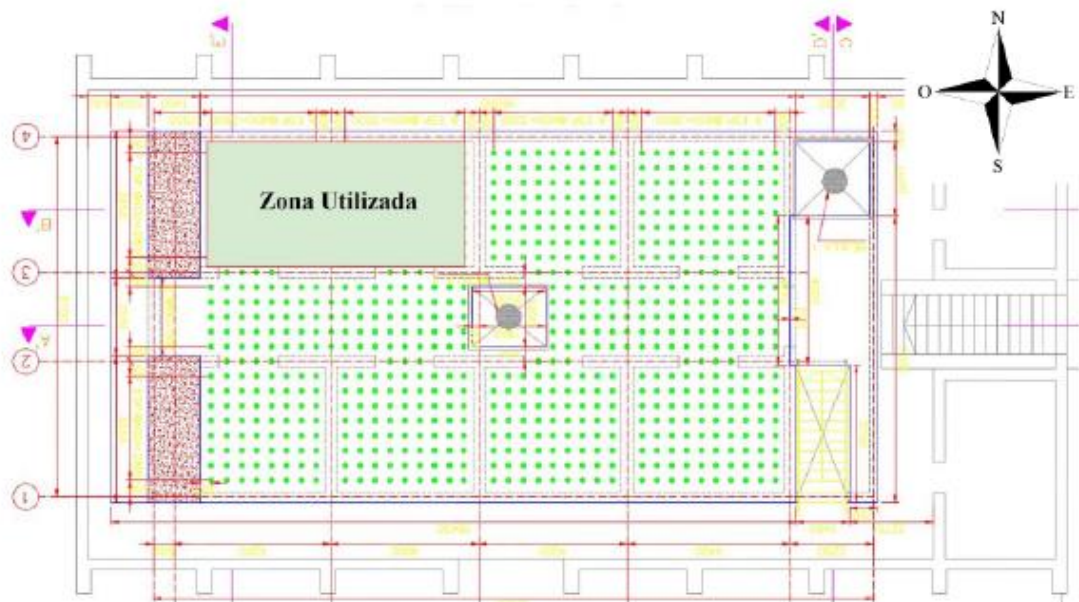


Figura 3.1 Plano en planta del laboratorio Arturo Arias



Figura 3.2: Muro de Reacción y Puente Grúa



Figura 3.3: Losa de Reacción

3.2 Montaje Experimental

Con respecto a los muros, el hormigón se deja fraguando por al menos 28 días antes de comenzar los ensayos. Es importante verificar que las superficies de las probetas que tendrán contacto con placas de acero se encuentren lo suficientemente lisas para que las

cargas se transmitan correctamente, así como también que las perforaciones no se encuentren obstruidas ni dañadas y permitan el paso a las barras de acero especificadas.

La Figura 3.4 muestra el esquema general del montaje de los muros y los implementos utilizados, los cuales serán descritos a continuación.

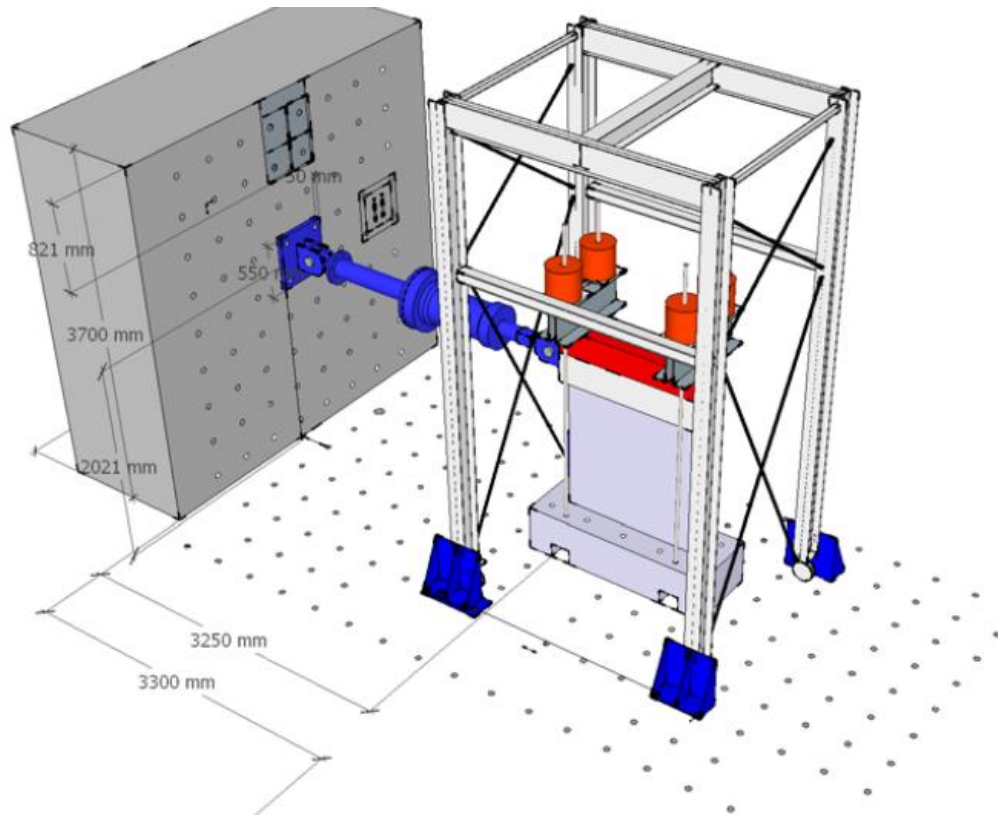


Figura 3.4 Esquema Montaje Experimental

3.2.1 Actuador Horizontal

Se entiende por actuador horizontal a un dispositivo que se encarga de controlar el movimiento en una dirección específica en un sistema de carga. Es decir, actúa mediante el mecanismo de extensión y compresión de una rótula de conexión que permite imponer desplazamientos en el techo del muro, específicamente en la viga de transferencia de carga.



Figura 3.5: Actuador Horizontal

El rango de desplazamientos permitido por el actuador horizontal es de 47 [cm], donde en su posición más extendida el pistón hidráulico alcanza una distancia de 60 [cm] y en su posición más comprimida alcanza los 13 [cm]. Dado que el movimiento del actuador es limitado, se debe posicionar de manera estratégica para asegurar de contar con el rango de extensión y compresión deseado para el ensayo. Para lograr montar el actuador en su posición óptima, es decir, cuando se encuentra en el centro del rango de movimiento, se utiliza una cantidad deseada de placas de espesor 5 [cm] ubicadas en el muro de reacción. La conexión a este muro se realiza mediante barras Dywidag® de diámetro 32 milímetros apernadas a un apoyo rotulado. La conexión del actuador al muro se realiza una conexión rotulada más pequeña y barras Dywidag® de 20 milímetros. El tamaño de las barras de conexión al muro viene dado por las cargas a las que estará sometido el ensayo, dado que cuando se comprime el actuador, son estas barras las encargadas de imponer el desplazamiento al muro.

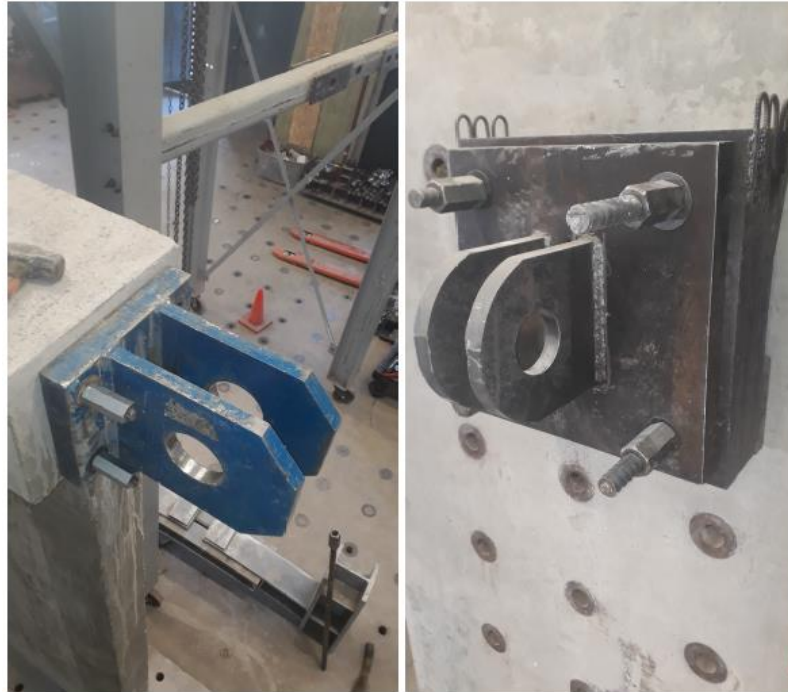


Figura 3.6: Rotulas de Conexión al Actuador

El actuador es controlado mediante una bomba hidráulica (Figura 3.7) que permite controlar el flujo de aceite que es el encargado de imponer movimiento al pistón. Este movimiento es controlado por carga mediante una botonera, que es parte de la bomba hidráulica y va conectado al actuador. El ensayo es controlado por carga mediante la botonera (Figura 3.7) pero es indirectamente controlado por desplazamiento, mediante el ciclo de carga establecido para el ensayo. La medición de la carga es registrada por una celda de carga Interface y modelo 1200HC.1244 de capacidad de 1200 [kN], la cual forma parte del actuador y se ubica entre el émbolo que controla el desplazamiento y la rótula que da hacia al muro de ensayo. El actuador tiene una capacidad máxima de 100 [tonf] y se sugiere trabajar con valores menores para no exponerse a problemas durante el ensayo. Durante los ensayos de este proyecto no se superaron las 60 [tonf].



Figura 3.7: Bomba Hidráulica y Botonera Actuador

El desplazamiento impuesto por el actuador cumple con lo impuesto por la ACI374.1 de manera de estandarizar para estandarizar los ensayos y hacerlos comparables con experimentos realizados tanto a nivel nacional como internacional. El procedimiento implica aplicar desplazamientos cíclicos pseudo-estáticos que contienen al menos dos desplazamientos de techo dentro del rango lineal del sistema en cuestión, seguidos por un aumento gradual hasta que se produzca la falla global del muro. Estos desplazamientos se calculan a partir de una altura de 1,6 [m], medida desde la fundación hasta el punto medio de la viga de transferencia.

Con lo anterior descrito es posible llegar a un ciclo de carga nominal, que luego será modificado por condiciones del laboratorio y geometrías reales de los Muros. Este ciclo de carga contempla un incremento gradual de la deriva, aplicando un desplazamiento 3 veces por cada ciclo. Tanto en la Figura 3.8 como en la Tabla 3.1 Tabla 3.1 se puede ver los niveles de desplazamientos asociados a cada deriva que será utilizada durante el ensayo. Por disposiciones mismas del montaje el día del ensayo, este ciclo de carga fue modificado. Esta modificación es describe en el capítulo de Resultados Experimentales.

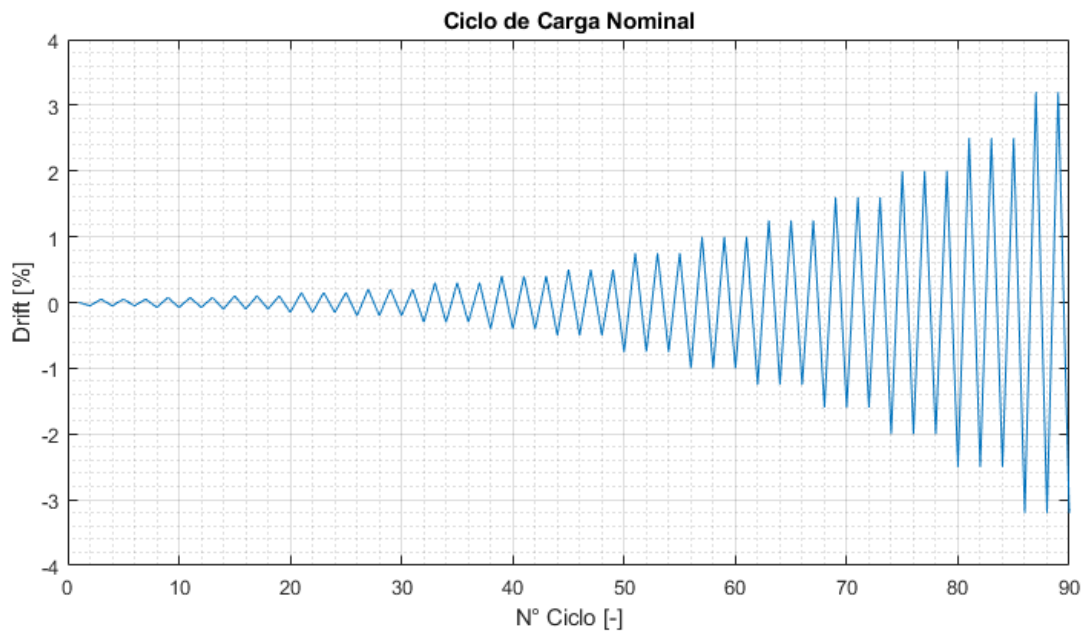


Figura 3.8: Ciclo de Carga Nominal Inicial

Drift	Despl. (mm)
0.050%	0.8
0.075%	1.2
0.10%	1.6
0.15%	2.4
0.20%	3.2
0.30%	4.8
0.40%	6.4
0.50%	8.0
0.75%	12.0
1.00%	16.0
1.25%	20.0
1.60%	25.6
2.00%	32.0
2.50%	40.0
3.20%	51.2

Tabla 3.1: Resumen Ciclo de Carga Nominal Inicial

3.2.2 Gatos Hidráulicos

Se utilizan 4 gatos hidráulicos como los mostrados en la Figura 3.9 para realizar las maniobras de postensado de barras. Para medir la carga se utiliza una celda de carga que se ubica apernada entre un gato y una placa de acero. Esta celda va registrando la carga con la que se está tensando la barra en su interior.



Figura 3.9: Gatos Hidráulicos

Postensado de Barras

El postensado de barras se utiliza en barras Dywidag® de diámetro 32 [mm] encargadas del anclaje de la fundación y la losa. Esto se realiza para evitar que la fundación deslice y rote durante el ensayo, ya que el muro estará sometido a grandes cargas, por lo que es necesario realizar este procedimiento de manera efectiva. Para las barras que se encuentran en las esquinas de la fundación se ubica una celda de carga sobre un gato hidráulico y una silla de carga. Se potencia las barras a una carga de 15 [ton] cada una. El montaje de esta maniobra se observa en la Figura 3.9. Debido a que el postensado se realiza por la parte superior de la fundación, una gran parte de la barra queda expuesta. Por debajo de la losa de reacción mediante un perno helicoidal Dywidag® 32 [mm] de alta resistencia se asegura el postensado, dejando 3 hilos de barra como margen de seguridad.

Para el postensado de barras que se encuentran en las zonas de interés de fotogrametría, se realiza una maniobra similar a la anterior, pero de manera inversa. Para esto es necesario armar el sistema de postensado por debajo de la losa de reacción (Figura 3.10) y apernar por la superficie, dejando esta zona con el menor largo de barra posible. Por seguridad se dejan 3 hilos por fuera del perno helicoidal Dywidag® 32 [mm] de alta. De esta manera se logra un postensado como el de la Figura 3.11. En la superficie se puede apreciar en la Figura 3.12 postensado final, dejando las zonas de fotogrametría libre de barras que puedan entorpecer la calidad de las fotos y el análisis del progreso del daño.



Figura 3.10: Maniobra de Postensado Inferior



Figura 3.11: Vista de Barras Postensadas



Figura 3.12: Vista General de Postensado de Anclaje

Para el postensado de barras encargas de anclaje de actuador horizontal al muro de reacción y a la viga de transferencia se utilizan pernos helicoidales Dywidag®32 [mm] de alta resistencia. Dado la complejidad de maniobrar con el gato hidráulico, la celda de carga y la silla de carga en horizontal es que el postensado de estas barras se hace manualmente con una llave inglesa y un perfil circular de acero que otorga la capacidad de ejercer brazo palanca sobre los pernos. El actuador queda fijado en el muro de reacción como se ve en la Figura 3.13



Figura 3.13: Anclaje Actuador a Muro de Reacción

El anclaje del actuador a la viga de transferencia se realiza mediante barras Dywidag® de diámetro 20 [mm]. El postensado se realiza de la misma manera que con

el muro de reacción, es decir, mediante un brazo palanca y una llave inglesa. En la Figura 3.14 se observa el anclaje mientras que en la Figura 3.15 se observa el montaje final del actuador en posición para el ensayo.



Figura 3.14: Anclaje Actuador a Viga de Transferencia de Carga



Figura 3.15: Actuador Horizontal Montado

Sistema de Carga Axial

El sistema de carga axial descrito en la Figura 3.16 es un equipo utilizado en ensayos de carga en muros para simular las cargas axiales de edificios. Para simular la carga compresiva, se utilizan 4 barras Dywidag® de 32 mm (Sistema GEWI®) de 40 [ton] de carga de elasticidad, las cuales se anclan a la fundación en la zona inferior y en la zona superior son ancladas a gatos hidráulicos. Los gatos hidráulicos transfieren la reacción de compresión a la viga de transferencia mediante una serie de perfiles de acero. Durante el ensayo, se mantiene la tensión de cada barra uniforme y constante

mediante el movimiento del émbolo de cada gato hidráulico. Los gatos hidráulicos son regulados por el flujo de aceite de la bomba, lo que mantiene un sistema cuasi-estático.



Figura 3.16: Sistema de Carga Axial

El valor de la carga axial sobre cada muro se calcula en base al 10% de la resistencia máxima nominal del hormigón y el área transversal nominal ($0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$). La bomba hidráulica que controla cada gato puede aplicar valores enteros de carga, lo que significa que puede haber un delta de carga extra. La Tabla 3.2: Carga Axial Impuesta proporciona los valores de carga axial nominal y la carga real sobre cada barra. Esta tabla es importante para controlar y monitorear las cargas aplicadas durante el ensayo y garantizar que se estén aplicando las cargas deseadas en cada etapa del ensayo.

Carga Axial [tonf]		Carga por Barra [tonf]	
Nominal	Real	Nominal	Real
51,4	52	12,85	13

Tabla 3.2: Carga Axial Impuesta

3.2.3 Marco de Acero y Restricción Lateral

Manríquez y Díaz, 2016, diseñaron y construyeron un sistema de restricción lateral para muros, que consiste en un marco de acero con cuatro barras conectadas a dos planchas de acero que están unidas al sistema de carga axial. Este marco de acero se utiliza para evitar que el muro se desplace fuera del plano durante la realización del ensayo. El sistema de restricción lateral también incluye dos puntales ajustables en altura, que se utilizan para unir las barras al marco de acero. La altura de los puntales se ajusta en función de la altura del muro ensayado. En la Figura 3.17 se puede observar

una representación visual del sistema de restricción lateral, donde se muestra el marco de acero, las barras, las planchas de acero, el sistema de carga axial y los puntales ajustables en altura.



Figura 3.17: Montaje Restricción Lateral

En su zona superior el marco de acero cuenta con un tecele de capacidad 5 [ton], que se utiliza para movimiento de elementos dentro del laboratorio. Durante el ensayo el tecele se utiliza para amarrar el sistema de carga axial para otorgar seguridad en caso de que ocurra un colapso total del muro ensayado. En su zona inferior se encuentran 4 ruedas que permiten el desplazamiento dentro del laboratorio. Para restringir su movimiento durante el ensayo, los 4 apoyos del marco son anclados a la losa de reacción mediante topes de acero como los que se ven en la Figura 3.18



Figura 3.18: Topes Anclados Marco de Acero

3.2.4 Instrumentación

Con el fin de analizar el comportamiento global del muro, se dispone de instrumentos de medición de desplazamientos del muro mediante LVDT, de sus siglas en inglés Transformadores Diferenciales de Variación Lineal. Estos sensores permiten medir desplazamientos lineales en ubicaciones deseadas para obtener la curva histerética del ensayo. Por otro lado, para visualizar el agrietamiento y modo de falla del muro, se utiliza el método de Fotogrametría, que consiste en obtener registros fotográficos de alta calidad para luego ser procesados con el fin de obtener los desplazamientos y esfuerzos del muro.

Transformadores Diferenciales de Variación Lineal (LVDT)

Los LVDT (Linear Variable Differential Transformer) son sensores de desplazamiento utilizados para medir movimientos lineales preciso. Consisten en un núcleo (core) y un cilindro hueco por el que el núcleo se inserta y produce un voltaje de salida proporcional al desplazamiento del núcleo dentro del cilindro. En el caso específico de los LVDT bipolar Macrosensors®DC 750, se puede medir en un rango de -10 [V] a 10 [V], lo que significa que el sensor puede detectar tanto desplazamientos positivos como negativos en relación con una posición de referencia. Además, se pueden medir desplazamientos que van desde 1 hasta 20 pulgadas, lo que significa que el sensor puede ser utilizado para detectar movimientos de diferentes magnitudes dependiendo de la aplicación específica. Estos sensores son muy precisos y confiables, y su capacidad de

medición es altamente dependiente de su calibración y de las condiciones ambientales en las que se utilizan. Por lo tanto, es importante seguir cuidadosamente las instrucciones del fabricante para su instalación y calibración, y asegurarse de que se utilicen en un entorno adecuado para garantizar mediciones precisas y confiables.

La ubicación y nomenclatura de cada sensor utilizado para obtener el desplazamiento de techo y sus correcciones asociadas se encuentra a continuación:

- LVDT ROT. IZQUIERDO: es un sensor ubicado en el lado Oeste de la fundación. Su función es medir el levantamiento que ocurre en esta zona debido a las cargas aplicadas en dirección Este sobre el muro. El sensor puede medir hasta 1 pulgada de desplazamiento. Debido a la asimetría en el postensado de las barras, se espera que el lado Oeste se levante aproximadamente el doble que el lado Este.
- LVDT ROT. DERECHO: es un sensor ubicado en el lado Este de la fundación. Su función es medir el levantamiento que ocurre en esta zona debido a las cargas aplicadas en dirección Oeste sobre el muro. Este sensor tiene una capacidad de medición de hasta 1 pulgada. Se espera que el levantamiento en este lado de la fundación sea menor que en el lado opuesto. Junto con el LVDT anterior, permite obtener la corrección por giro de la fundación.
- LVDT Inferior: es un sensor ubicado en la zona inferior del pedestal lateral. Su función es medir el desplazamiento lateral de la fundación debido a las cargas aplicadas tanto en dirección Este como en dirección Oeste. El sensor tiene una capacidad de medición de hasta 1 pulgada.
- LVDT Superior: es un sensor ubicado en la zona superior del pedestal lateral, que se encuentra en la mitad de la altura de la viga de transferencia. Este sensor se encarga de medir el desplazamiento lateral del muro en altura, lo que permite determinar la deriva a la que se somete al muro en cada ciclo. El sensor tiene una capacidad máxima de 20 pulgadas.
- LVDT Actuador: se utiliza para medir el desplazamiento del pistón del actuador que es el encargado de aplicar la carga en la parte superior del muro. A diferencia de los otros LVDT, este sensor no mide las deformaciones del muro sino solo el desplazamiento del pistón, por lo que sirve como un control secundario del desplazamiento de techo. El sensor tiene una capacidad máxima de 20 pulgadas.

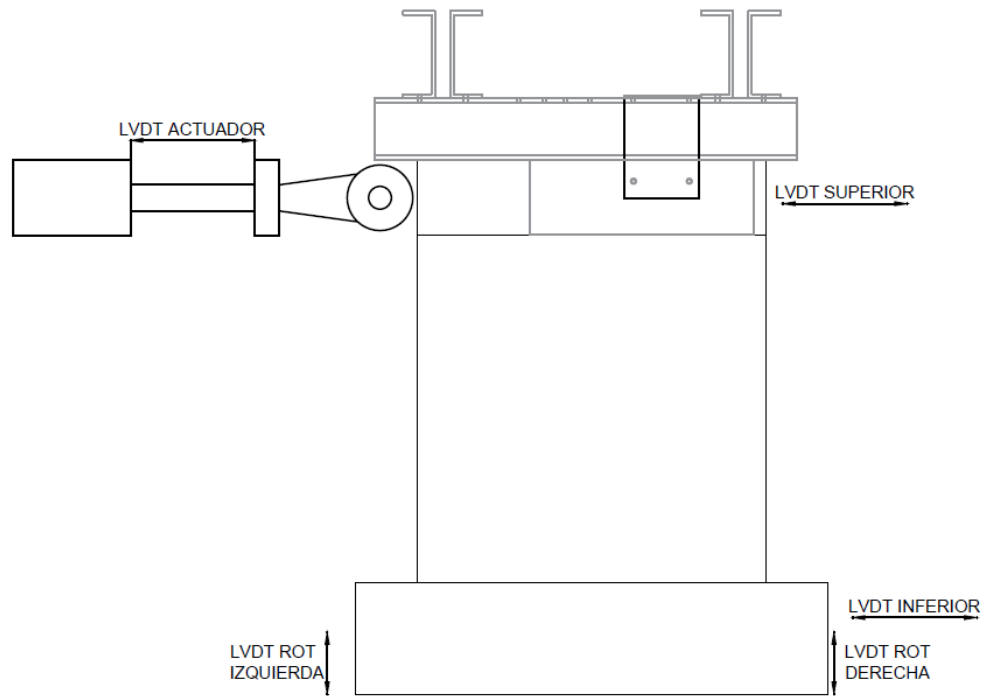


Figura 3.19: Ubicación Sensores LVDT

Acompañar con figura y ubicación de cada sensor. (si no alcanzo para el borrador no es tan terrible)

En la Figura 3.19 podemos ver de manera gráfica la ubicación de cada uno de los sensores y la orientación de estos. Cada LVDT va conectado a una caja de conexión donde se debe especificar en que canal se encuentra la conexión de cada sensor. En la Tabla 3.3 se muestra detalladamente qué canal es el encargado de recibir la lectura de cada LVDT, así como también la calibración de cada sensor.

Canal	Código	Tamaño	Factor [mm/V]	Ubicación
0	148462	±0.5"	-1.346	LVDT ROT IZQUIERDA
1	148461	±0.5"	-1.364	LVDT ROT DERECHA
2	148463	±0.5"	-1.270	LVDT Inferior
3	6165466	±10"	-28.963	LVDT Superior
4	86005	±10"	-29.061	LVDT Actuador

Tabla 3.3: Calibración y Ubicación de cada LVDT

Sistema de Adquisición de Datos

En su trabajo, Muñoz, 2018, construyó una caja de conexión para LVDT's, con 32 entradas DB9 y una salida DB37 que lleva las señales de los sensores a un solo módulo

del sistema de adquisición y tres entradas de voltaje (positivo, neutro y negativo) que se conectan a una fuente de alimentación de la marca RIGOL® (modelo DP832) con una alimentación de ± 15 [V]. En esta caja de conexión se conectan los 5 LVDT's descritos anteriormente, ordenados según los canales de la Tabla 3.3.



Figura 3.20: Caja de Conexión (izq) y Fuente de Alimentación (der)

El equipo utilizado para la adquisición de datos consta del chasis NI cDAQ-9188XT (National Instruments®) y los módulos de adquisición de datos NI9205 (lectura de voltaje) y NI9237 (lectura de celda de carga). La caja de conexión de LVDT se conecta al módulo NI9205 mediante una extensión DB378. El chasis se conecta a una fuente de alimentación específica, el modelo NIPS-15, para ser alimentado. La celda de carga del actuador se conecta al Canal 4 del módulo NI9237.



Figura 3.21: Chasis, Módulo Adquisición de Datos y Fuente de Poder

Las señales son transmitidas al computador principal a través de un conector RJ45. Este computador utiliza el software LabVIEW® para procesar las señales mediante un VI programado para las condiciones específicas de este set de ensayos. La interfaz

del software permite la lectura en tiempo real de las 7 señales utilizadas durante cada ensayo (5 LVDT's y 2 celdas de carga) y las almacena en un archivo de texto.

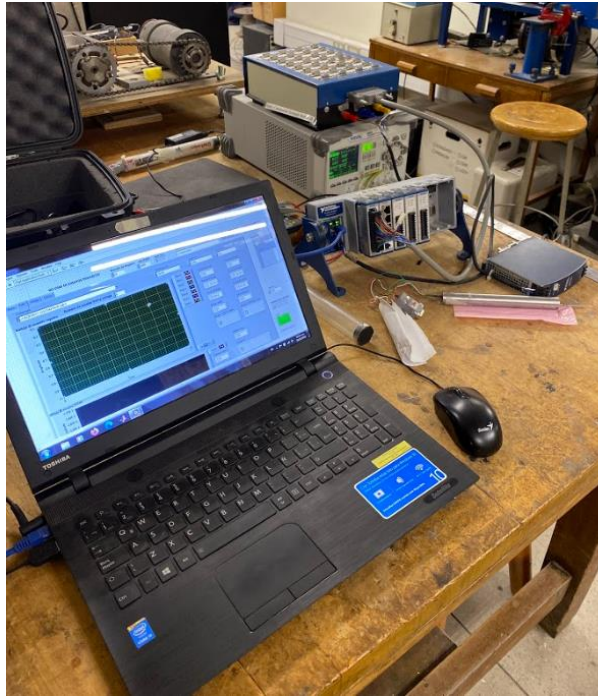


Figura 3.22: Computador con LabVIEW conectado al sistema

Fotogrametría

Se monta un sistema de trípodes y cámaras alrededor del con el objetivo de obtener información visual de las deformaciones unitarias y desplazamientos en diferentes zonas de interés durante el ensayo. Esto se logra tomando fotografías semiautomáticas. Para lograr la sincronización de las cámaras se ha utilizado el software DSLR Remote Pro Multi-Camera ®. Este software permite controlar de forma remota varias cámaras DSLR y asegura que las fotografías sean tomadas de manera sincronizada para poder obtener imágenes comparables en diferentes momentos del ensayo. De esta manera, se puede monitorear visualmente la evolución de las deformaciones y desplazamientos del muro durante el ensayo, lo que proporciona información adicional y complementaria a la obtenida a través de los sensores de medición.

Para el procesamiento de las imágenes se utiliza el software Ncorr (referencia). Para el correcto funcionamiento de dicho software es necesario pintar una grilla de puntos heterogéneos en la cara del muro de interés. En primer lugar, se pinta la superficie del

muro con 3 manos de pintura cal. Posteriormente se pinta una grilla de puntos negros de distintos tamaños en toda la superficie del muro y la fundación (Figura 3.23).



Figura 3.23: Superficie Pintada para Fotogrametría

Para los dos ensayos se utilizaron cámaras para obtener el comportamiento global y local de los muros. Para el ensayo del Muro Alternativo se agregó una cámara lateral para analizar el pandeo fuera del plano que se pudo observar en el ensayo del Muro Convencional. El protocolo de fotografías consiste en obtener imágenes en momentos determinados. Estas imágenes se obtienen de manera manual al alcanzar la deriva negativa (Este), negativa (Oeste) y momento de cero carga.

3.2.5 Ensayo Experimental

A continuación, se enumeran las tareas necesarias para llevar a cabo el ensayo. Estas se encuentran ordenadas de manera que este sea el orden óptimo para una ejecución ordenada

1. Posicionar y postensar rótula en el Muro de reacción.
2. Izar muro desde ganchos dispuestos en la fundación.
3. Aplicar Pasta Muro en la base para nivelar superficie losa de reacción - muro de ensayo.
4. Posicionar Muro y postensar barras de Fundación.
5. Instalar y postensar rótula que conecta la viga de transferencia al actuador.
6. Posicionar actuador en ambas rótulas.
7. Instalación de sistema de carga axial
8. Posicionar y anclar marco de soporte y ajustar sistema de restricción lateral.
9. Asegurar todo el sistema de carga axial al marco de soporte.
10. Humectar y pintar con cal todo el Muro.
11. Generar patrón de puntos en las zonas de fotogrametría
12. Instalar sensores de Instrumentación.
13. Instalar cámaras fotográficas.
14. Energizar todo el sistema de instrumentación, verificar y ajustar.

Una vez que se llevan a cabo todas las tareas enumeradas, es posible llevar a cabo el ensayo. Tanto el ensayo de Muro Convencional como el Muro Alternativo se llevaron a cabo bajo los mismos procedimientos de montaje.

4 RESULTADOS EXPERIMENTALES

4.1 Introducción

En el presente capítulo se presentan los resultados experimentales obtenidos para cada muro. Se analizan los modos de falla y se compara la evolución de las grietas a lo largo del ensayo. Se analizan los registros de sensores LVDT y se proporcionan correcciones asociadas a imprecisiones del montaje, como lo son el deslizamiento y la rotación de la fundación durante el ensayo. Dado que ambos muros fueron construidos en exactamente las mismas condiciones ambientales y geoméricamente idénticos, estos son comparables entre sí, pudiendo llegar a conclusiones en cuanto al aporte que entrega el diseño convencional de estribos de confinamiento en las diagonales principales para el caso del muro alternativo.

Para obtener el desplazamiento de techo real se debe considerar los aportes en el desplazamiento horizontal que aporta la rotación de la fundación, asumiendo ese movimiento como un sólido rígido. Además, se debe descontar cuanto se desliza la fundación en el sentido de aplicación de la carga. La relación utilizada para las correcciones se presenta en la

$$\Delta_{corregido} = \Delta_{superior} - \Delta_{inferior} - \frac{(\Delta Rot_{der} - \Delta Rot_{izq})\Delta H}{\Delta L}$$

Durante el inicio del ensayo del Muro Convencional se observó que la sensibilidad de la botonera correspondiente al actuador horizontal que ejerce carga sobre el techo del muro no posee alta precisión, por lo que durante los primeros ciclos no se logró alcanzar con exactitud las derivas de techo pequeñas, por lo que se optó por controlar las primeras 4 derivas nominales por carga en lugar de controlar por desplazamiento. Con esta corrección, el nuevo protocolo de carga nominal se observa en la Figura 4.1: Ciclo de Carga Nominal Modificado y los detalles se observan en la Tabla 4.1: Protocolo de Carga Nominal Modificado. El ciclo asociado a la deriva de 0,75% fue eliminado del protocolo de ensayo, mientras que las derivas 0,15% y 0,20% fueron reemplazadas por 0,125% y 0,25% respectivamente. De esta manera las primeras 4 derivas correspondientes a 0,05%, 0,1%, 0,125% y 0,25% fueron controlados por carga. A partir de la deriva 0,3% el ensayo siguió su protocolo controlado por desplazamiento.

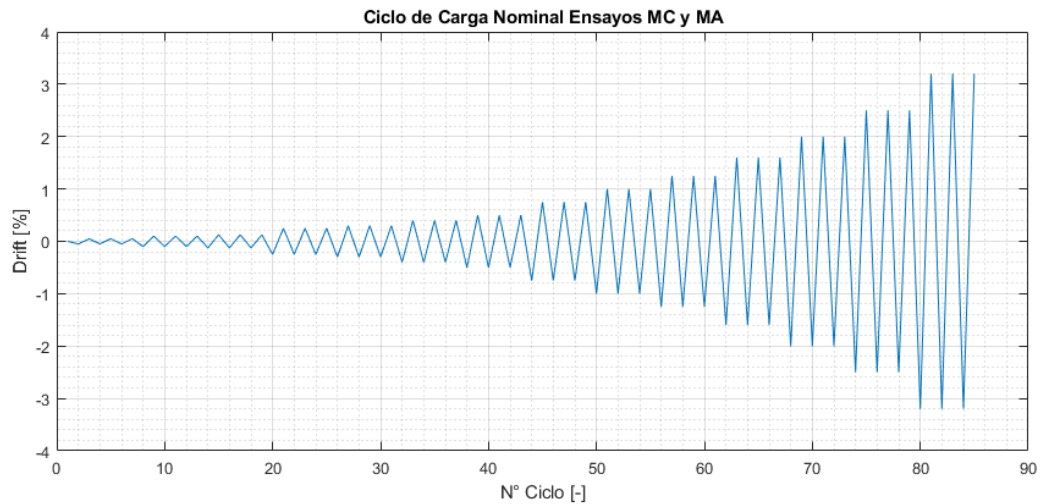


Figura 4.1: Ciclo de Carga Nominal Modificado

Drift [%]	Desplazamiento [mm]
0.05	0.8
0.10	1.6
0.125	2.0
0.25	4.0
0.30	4.8
0.40	6.4
0.50	8.0
0.75	12.0
1.00	16.0
1.25	20.0
1.60	25.6
2.00	32.0
2.50	40.0
3.20	51.2

Tabla 4.1: Protocolo de Carga Nominal Modificado

Por convención se establece que el sentido negativo corresponde a la dirección Este del Laboratorio y ambos ensayos se realizan con exactamente el mismo protocolo de carga.

Ambos ensayos se realizaron bajo las mismas condiciones ambientales y de montaje dentro del laboratorio. Las diferencias en la respuesta global de cada muro dependen exclusivamente del diseño de confinamiento de la armadura diagonal del Muro Alternativo. A continuación, se presenta la respuesta global de cada uno de los muros, detallando su comportamiento durante el ensayo y como se produjo el modo de falla en cada uno.

4.2 RESPUESTA GLOBAL MURO CONVENCIONAL

Se mantuvo aplicada una carga axial constante de 52 toneladas distribuidas en 4 barras durante el ensayo, correspondiente al 10% de $f_c \cdot A_g$. Se mantuvo la misma carga durante todo el ensayo y se verificó durante el ensayo que la carga se mantuviese estable. La carga oscilaba entre valores cercanos a las 13 toneladas por barra debido a la dificultad de la bomba hidráulica de mantener constante la carga durante los ciclos del ensayo. Estas oscilaciones de carga se mantuvieron controladas y siempre cercanas al valor establecido para la ejecución del ensayo

Durante el ensayo el muro experimenta desplazamientos asociados a la rotación y al deslizamiento de la fundación. Debido a que el postensado entre la fundación y la losa de reacción no es homogénea, el lado oeste del muro experimenta rotaciones más grandes que el lado este. El deslizamiento del Muro Convencional fue mayor al del Muro Alternativo ya que para el segundo ensayo mencionado, se logró instalar las cuñas de corte de manera más efectiva. En la Figura 4.2: Corrección de Deriva Muro Convencional se puede observar que la corrección es mayor cuando se avanza en la dirección negativa (Hacia el Este) por lo antes mencionado. Por cada vez que se alcanza la deriva y por el momento de cero cargas se detiene el ensayo para proceder con la captura de fotografías para el proceso de fotogrametría.

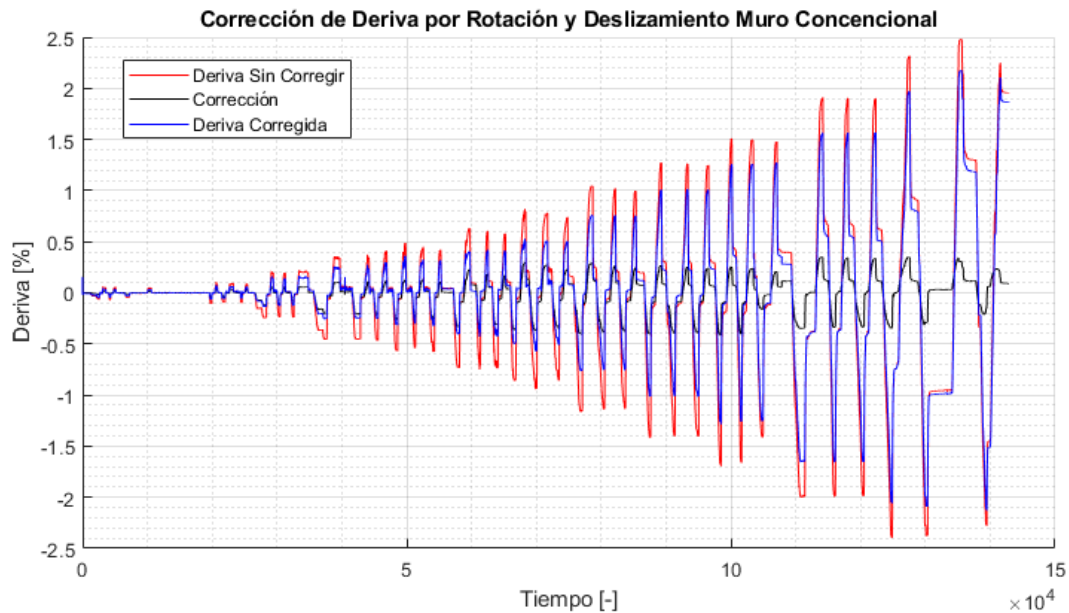


Figura 4.2: Corrección de Deriva Muro Convencional

La Figura 4.3 muestra la curva histerética generada con el registro de deriva corregido y la celda de carga del actuador horizontal. En esta se puede observar que el comportamiento del muro es dentro de todo simétrica. Vemos que tiene una respuesta

lineal hasta una deriva de 0,3%. Después se observa como la pendiente varía, evidenciando la no linealidad del material. La forma que adopta la histéresis muestra que el muro está fallando principalmente por corte. Se observan grietas diagonales características de este tipo de fallas, que serán abordadas más adelante. El muro alcanzó una carga máxima de 572 [kN] y una deriva máxima de 2%, completando un ciclo completo asociado a esta deriva. Posterior a eso, se observa una rápida degradación del hormigón en el segundo ciclo, evidenciando una falla de tipo frágil en el muro.

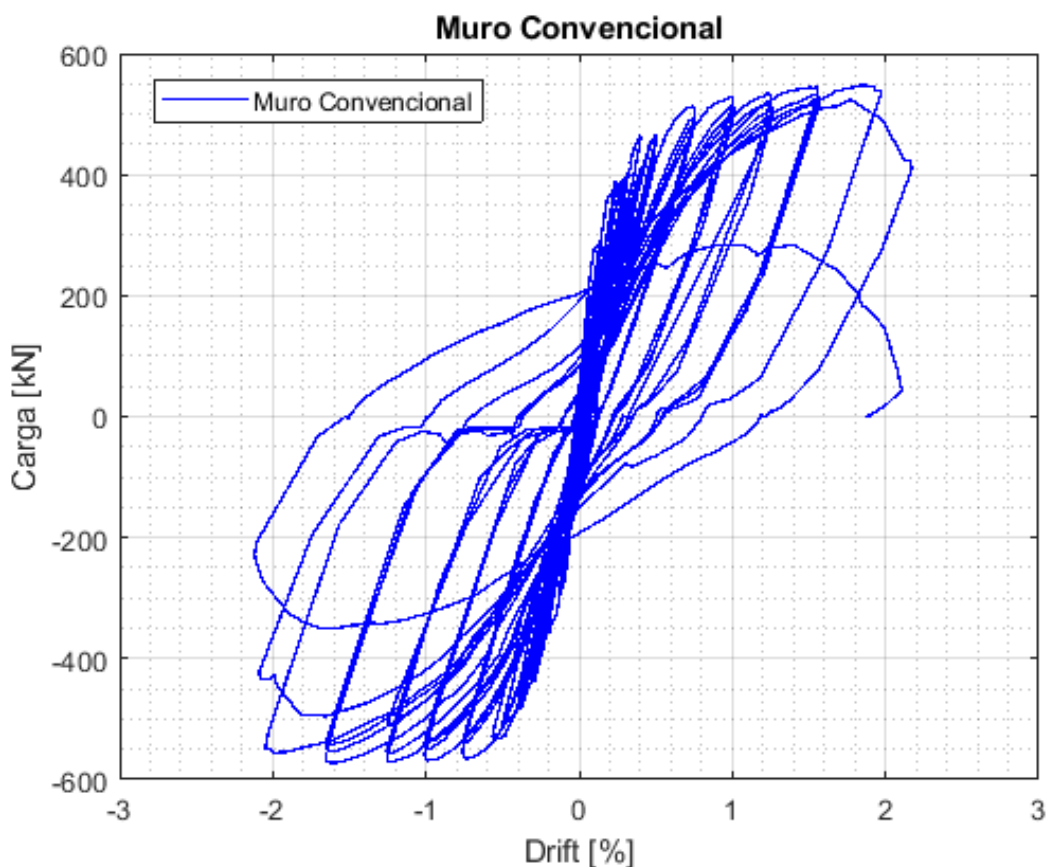


Figura 4.3: Histéresis Muro Convencional

4.2.1 – Evolución del Daño Muro Convencional

El desarrollo de grietas se comienza a observar a partir en la deriva de 0,125%. En el tercer ciclo de esta deriva se percata de manera visual una grieta diagonal en la zona inferior del lado oeste del muro, cuando este está siendo cargado hacia el este. Inmediatamente después, al completar el primer ciclo de la deriva 0,25%, se logran apreciar 2 grietas diagonales, ambas ubicadas en la zona inferior del lado este. Una de estas grietas es similar a la observada en la deriva anterior, mientras que la segunda grieta se observa espaciada verticalmente por encima de esta. Al regresar en la dirección oeste y completar el primer ciclo en esta deriva, se observan 3 grietas, 2 idénticas a las observadas en la dirección este y una tercera ubicada por encima de estas. En la deriva

de 0,4% se observan las primeras grietas en la diagonal principal del muro cuando se carga en la dirección este (Figura 4.4). Sobre la grieta de la diagonal principal se suma la aparición de dos grietas pequeñas. Todo lo anterior señala que el Muro Convencional está teniendo un modo de falla asociado a cortante.

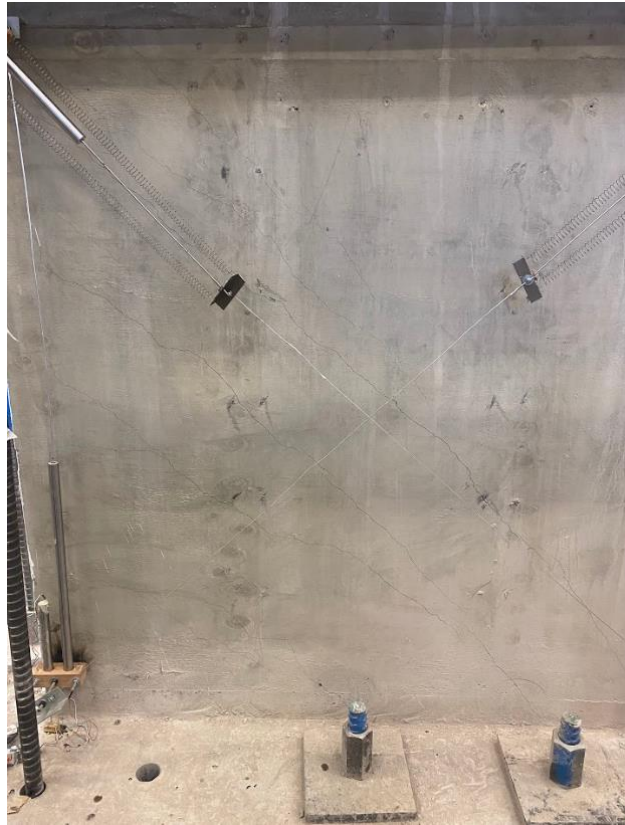


Figura 4.4: Grieta en diagonal principal deriva 0,4%

A partir de la deriva de 0,5% en adelante, las grietas observadas son las mismas que se han visto. El tamaño de las grietas comienza a agrandarse a medida que la deriva aumenta. En la Figura 4.5 se puede dimensionar el tamaño de las grietas en la deriva 1,6% cuando el muro está siendo cargado hacia el este. Vemos que a nivel de la base del muro la grieta diagonal se expande con más intensidad que las otras. El muro completó satisfactoriamente los tres ciclos de la deriva 1,6%.

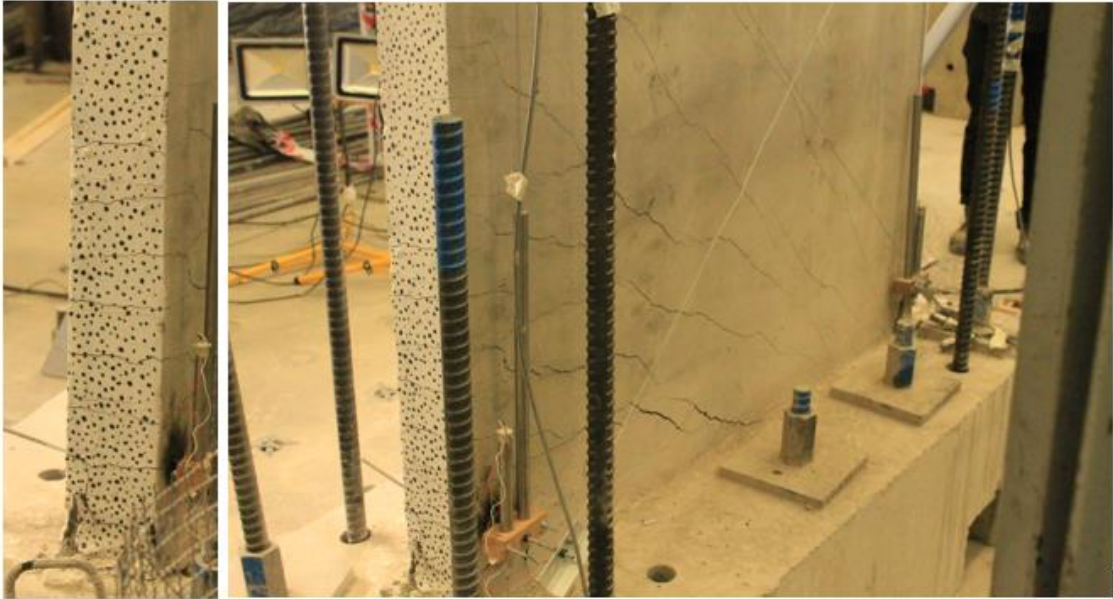


Figura 4.5: Evolución de grietas en deriva -1,6% (Este)

A partir de la deriva del 2% se puede observar el descascaramiento del hormigón de recubrimiento. A nivel de coronamiento de ambos lados, este recubrimiento ya se encuentra completamente descascarado (Figura 4.6).



Figura 4.6: Grietas primer ciclo deriva 2,0% (Oeste)



Figura 4.7: Coronamiento lado oeste, primer ciclo deriva 2,0% (Oeste)



Figura 4.8: Segundo Ciclo Deriva -2,0% (Este)

Durante el desarrollo del segundo ciclo de la deriva 2,0%, se observa como las barras de la armadura de repartición del alma que se encuentran en el puntal diagonal principal y las barras longitudinales de borde se pandean localmente (figura 4.10) y se observa inestabilidad fuera del plano.



Figura 4.9: Pandeo Barras Armadura de Repartición (Izq) y de Borde (Der)

Cuando se intenta alcanzar el tercer ciclo de la deriva 2,0% en dirección Este, se registra el fallo total del muro. La grieta diagonal principal se abre y las barras verticales del alma se pandean en el eje del puntal de compresión diagonal (figura 4.11). El hormigón se aplasta y la carga cae repentinamente, evidenciando una falla frágil de tipo compresión diagonal.



Figura 4.10: Tercer Ciclo Deriva -2,0%

Finalmente, se carga el muro en dirección oeste y ocurre lo mismo que en la dirección anterior. Una vez que se limpia la zona de agrietamiento, se evidencia el estado del muro ensayado. El hormigón de ambas diagonales se encuentra completamente aplastado y las barras de estas zonas se encuentran pandeadas localmente (Figura 4.13 y Figura 4.14). Además, se observó una inestabilidad fuera del plano originado por el pandeo de las barras longitudinales de borde (Figura 4.15).



Figura 4.11: Estado Final Muro Convencional, Vista Lado Sur



Figura 4.12: Estado Final Muro Convencional, Vista Lado Norte



Figura 4.13: Pandeo de Barras Verticales del Alma, Vista Lado Sur

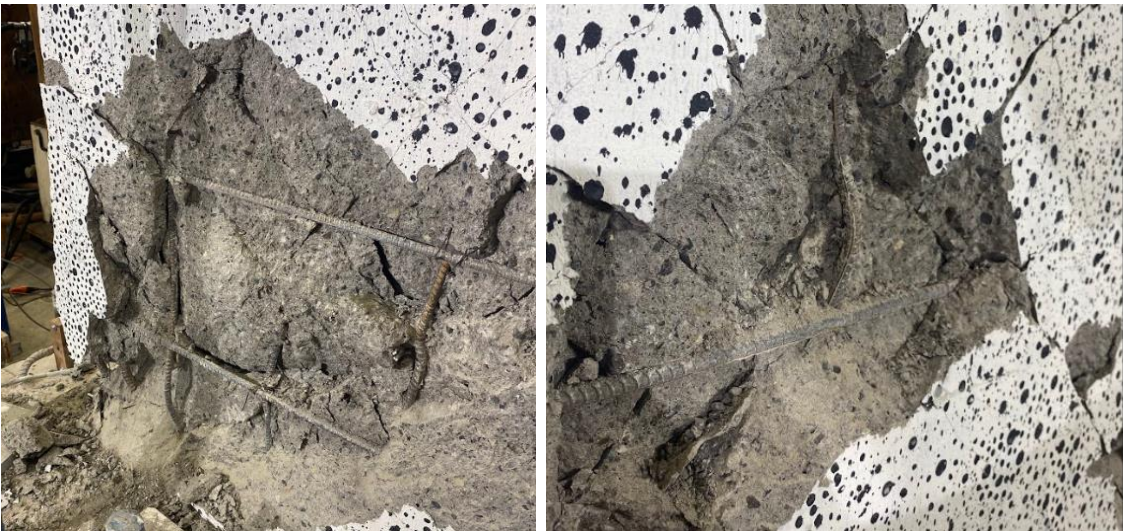


Figura 4.14: Pandeo de Barras Verticales del Alma, Vista Lado norte



Figura 4.15: Pandeo de Barras Longitudinales

4.2.2 Distribución de Deformaciones Muro Convencional

A continuación, se presentan los resultados obtenidos por el procesamiento de imágenes mediante el Ncorr. En estos resultados se muestra el progreso de la distribución de deformaciones unitarias de corte mediante un mapa de color.

En las imágenes asociadas a las derivas del 0,125% hasta 0,75% se utiliza un rango de valores de $-0,001$ hasta $0,004$ de escala. Para las imágenes asociadas a las derivas de 1,0% hasta 2,0% se utiliza una escala de $-0,001$ hasta $0,008$. En las dos primeras derivas del protocolo, correspondientes a 0,05% y 0,1%, no se observaron fisuras en el muro. A partir de la deriva 0,125% se puede apreciar la aparición de la primera grieta. Esta se puede apreciar de manera gráfica en el mapa de deformaciones unitarias de corte ϵ_{xy} en la Figura 4.16. Esta grieta se ubica en el primer tercio de la altura del muro y tiene una dirección diagonal hacia el centro del muro. En el primer ciclo de la deriva 0,25% vemos la aparición de dos grietas diagonales a la altura de la mitad del muro. Estas grietas también tienen una dirección diagonal, paralela a la primera.

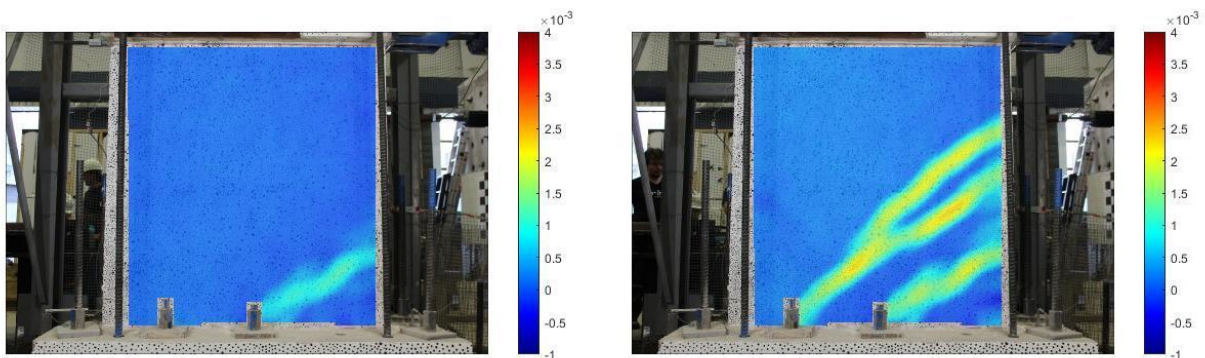


Figura 4.16: Deformación ϵ_{xy} primer ciclo deriva 0.125% y 0.25%

Una vez que se inicia la deriva del 0,3%, vemos que aparece una nueva grieta. Esta grieta se ubica en la diagonal principal del muro y nace en la parte superior y se extiende hasta antes de alcanzar el otro extremo del muro. En este momento tras observar las grietas es posible identificar que estas fisuras están asociadas a cortante.

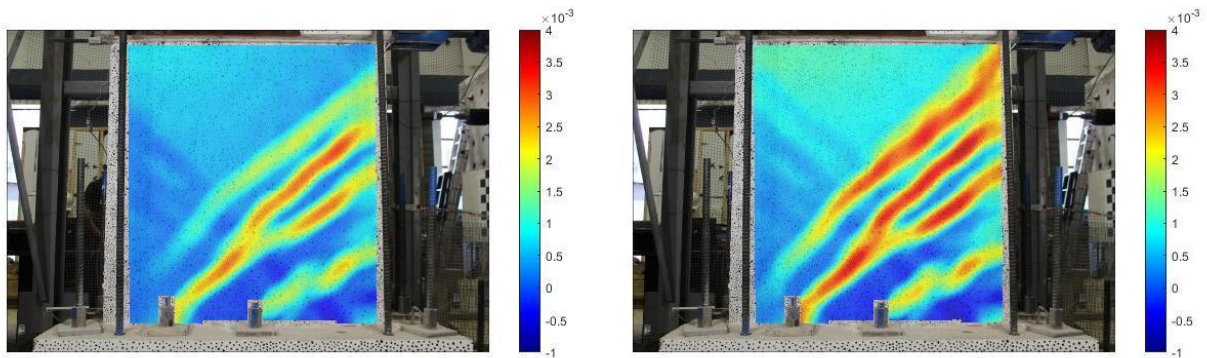


Figura 4.17: Deformación exy primer ciclo deriva 0.3% y 0.4%

El progreso de las grietas de la deriva 0,5% se mantiene igual a los casos anteriores. Para el caso de la deriva 0,75% se aprecia una grieta desarrollándose encima de la diagonal principal, paralela a esta. Se puede apreciar como la deformación en cada una de las derivas incrementa.

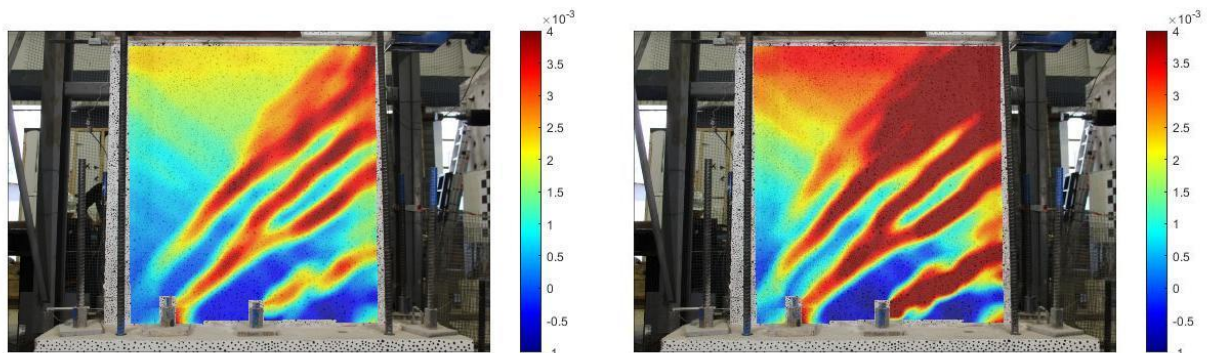


Figura 4.18: Deformación exy primer ciclo deriva 0.5% y 0.75%

A partir de la Figura 4.19 se implementa el cambio de escala mencionado anteriormente. Para la deriva del 1,0% se aprecia como la grieta inferior se deforma más con respecto a las otras. El mismo comportamiento se observa en la deriva 1,25%, donde además se suma una gran deformación en el coronamiento del muro. Este sector se comienza a descascarar producto de las grandes inversiones de carga a las que se ve sometido.

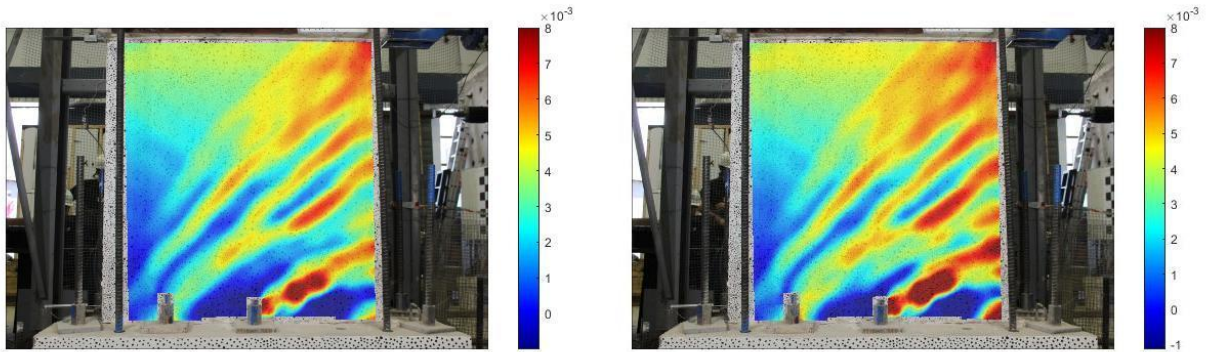


Figura 4.19: Deformación exy primer ciclo deriva 1,0% y 1,25%

En la Figura 4.20 muestra como las grietas de la intersección de las diagonales principales comienza a aumentar.

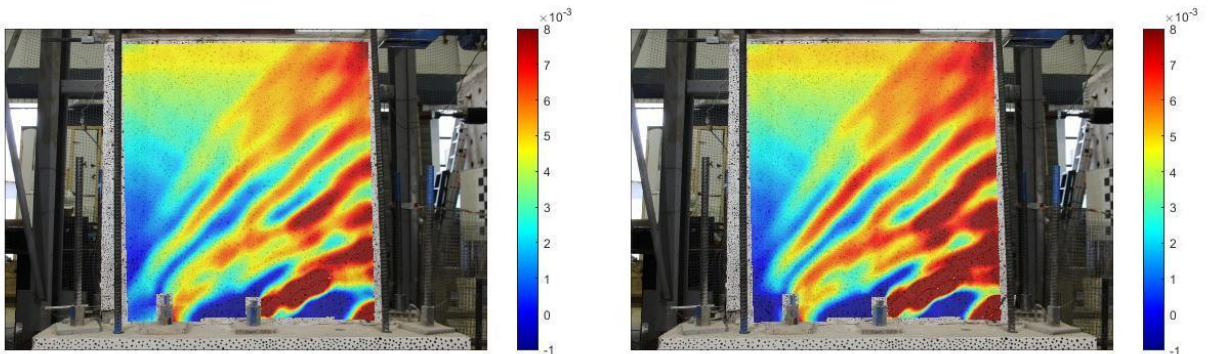


Figura 4.20: Deformación exy primer ciclo deriva 1,6% y 2,0%

Finalmente en el segundo y tercer ciclo de la deriva 2,0%, las deformaciones de la diagonal principal alcanzan su máximo. La deformación unitaria de corte se encuentra a lo largo de todo el muro, por lo que se evidencia un modo de falla cortante.

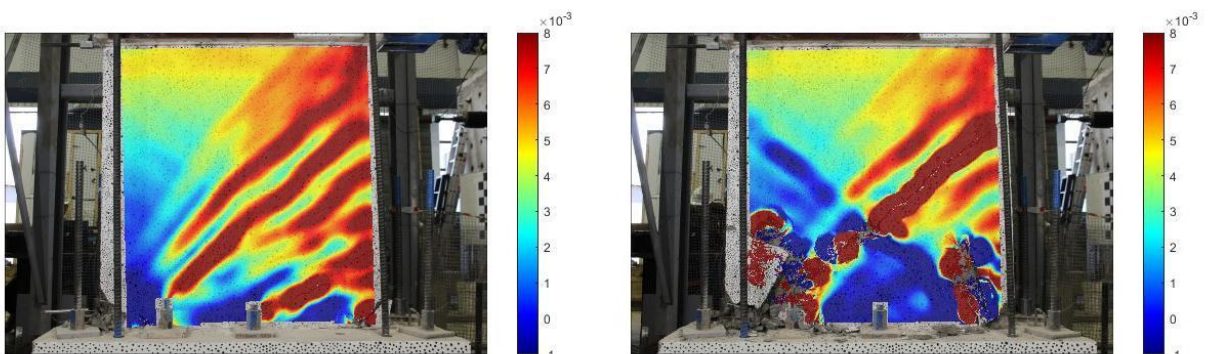


Figura 4.21: Deformación exy segundo y tercer ciclo deriva 2,0%

4.3 RESPUESTA GLOBAL MURO ALTERNATIVO

El Muro Alternativo es idéntico en cuanto a geometría al Muro Convencional, pero en cuanto al diseño de enfierradura el Muro Alternativo posee la particularidad de contar con sus dos diagonales principales confinadas con estribos. Con esto se busca mejorar el comportamiento y buscar una mayor ductilidad que el Muro Convencional. Se mantuvo la misma carga axial que el caso anterior dado que es la misma geometría y por tanto el 10% f_c -Ag sigue siendo equivalente a 52 toneladas. Durante el ensayo se monitoreó periódicamente el valor de carga axial aplicado para verificar su consistencia y de manera similar al caso anterior se mantuvo oscilando en valores cercanos a los establecidos.

El montaje del Muro Alternativo se logró realizar de mejor manera que el Muro Convencional. Principalmente se puede observar que las cuñas de corte, encargadas de restringir el deslizamiento de la fundación, fueron más eficaces por lo que la corrección realizada a la deriva fue menor. En la Figura 4.22 se puede verificar que la corrección es menor. También se observa que la corrección por rotación es mayor cuando se carga en sentido negativo (Hacia el Este), es decir, cuando el lado Oeste se levanta, ya que posee menos barras postensadas a la losa de reacción.

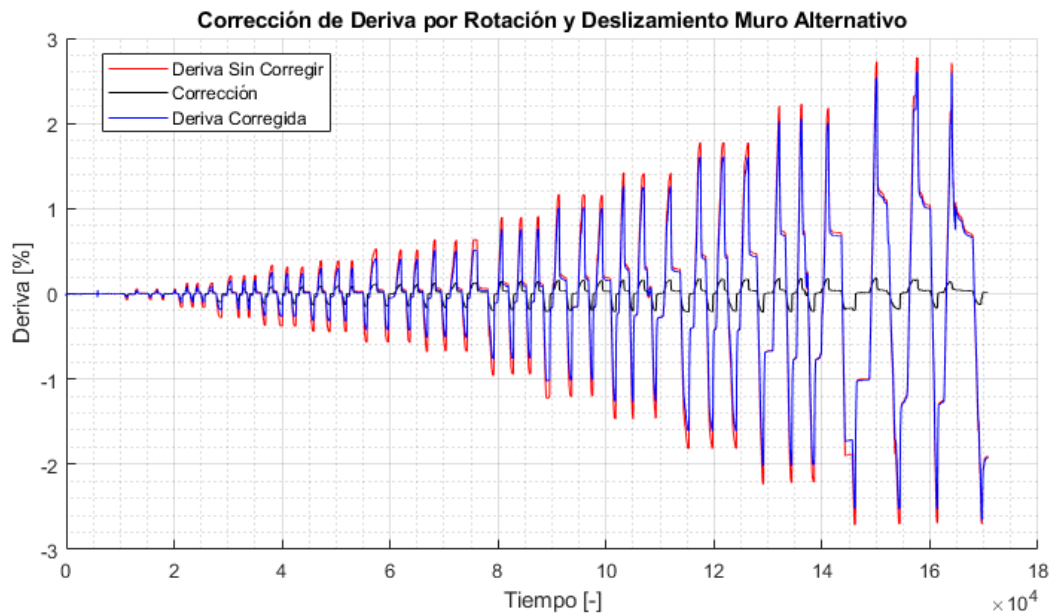


Figura 4.22: Corrección de Deriva Muro Alternativo

En la Figura 4.23 se observa la curva histerética del Muro Alternativo, con la deriva corregida de la figura anterior. Al igual que el caso del Muro Convencional, vemos una linealidad en el comportamiento hasta una deriva del 0,3% para después comportarse de manera no lineal. El comportamiento de falla del muro es distinto al anterior, donde en esto caso se puede observar una pérdida de rigidez menos abrupta que el caso de una falla de corte. El muro alcanzó una carga máxima de 594 [kN] y una deriva de 2,5%,

completando todos los ciclos. El ensayo se detuvo al intentar completar el primer ciclo de la deriva de 3,2%.

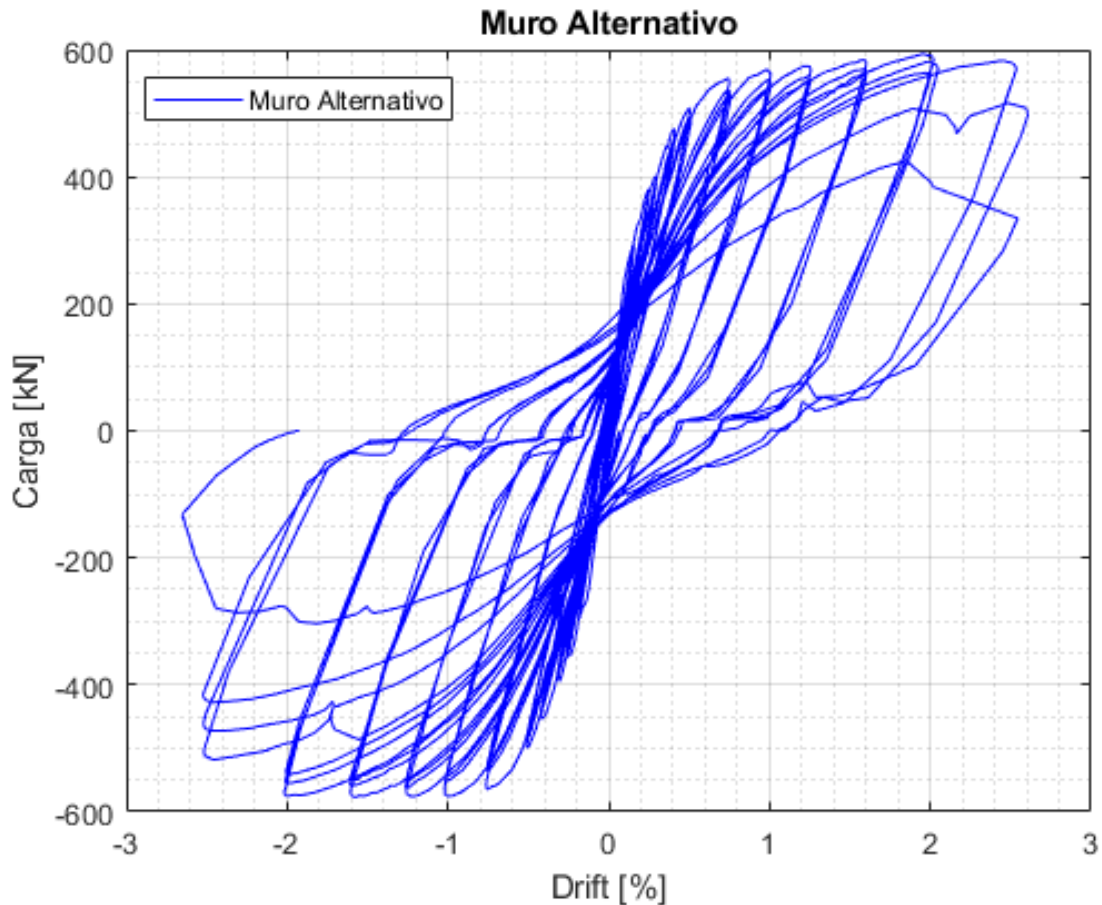


Figura 4.23: Histéresis Muro Alternativo

4.3.1 Evolución del Daño Muro Alternativo

Durante el desarrollo de los primeros ciclos del ensayo no se observan grietas superficiales. A partir del segundo ciclo de la deriva 0,25% se observan las primeras grietas en el coronamiento del muro que pueden asociarse a grietas de flexión. A partir de la deriva de 0,5% aparece en la diagonal principal la primera grieta en la diagonal principal del muro. En la Figura 4.24 se puede observar las grietas en el lado oeste cuando se alcanza la deriva de 0,75%. En el segundo ciclo de la deriva 1,0% se desprende el coronamiento del lado oeste del muro producto de la compresión ejercida en ese sector cuando el muro se carga en esta dirección (Figura 4.25).



Figura 4.24: Grietas primer ciclo deriva 0,75%

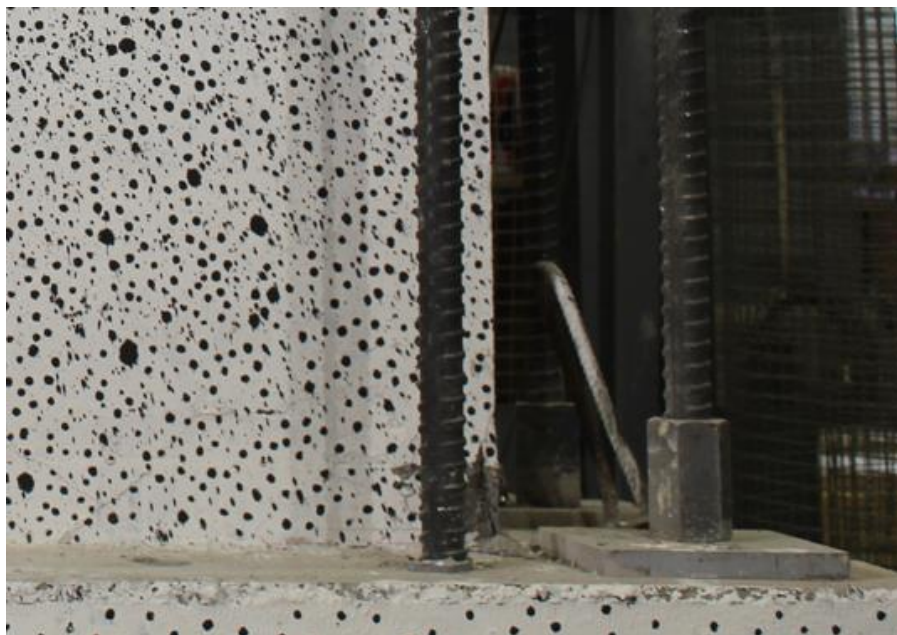


Figura 4.25: Desprendimiento coronamiento oeste deriva 1,0%

En el tercer ciclo de la deriva 2,0% se puede observar el desarrollo de las grietas del muro (Figura 4.26). Vemos como se distribuyen las grietas desde el borde del muro, inclinándose hacia la base. Por el lado del cabezal de compresión vemos como este se encuentra aplastado. Las barras longitudinales de borde se pandean localmente (Figura 4.27). El muro aún mantiene su integridad y capacidad de resistir altas demandas de carga.



Figura 4.26: Tercer ciclo deriva 2,0%



Figura 4.27: Pandeo de barras longitudinales lado oeste

En el primer ciclo de la deriva 2,5%, cuando se carga en la dirección este, se corta una barra longitudinal del lado oeste (Figura 4.28). El primer ciclo de la dirección oeste se completa sin corte de barras. Lo mismo para el segundo ciclo en dirección este. En el segundo ciclo de la deriva 2,5% en dirección oeste, se corta una barra longitudinal del lado este (Figura 4.30), que se encuentra tensionado. En el ciclo siguiente, correspondiente al tercer ciclo de la deriva 2,5% en dirección oeste, se cortan 4 barras (Figura 4.31) del lado tensionado (Este). Esto se puede ver gráficamente en la curva histerética de la Figura 4.23, en el tercer ciclo de la dirección positiva, se observa un

decaimiento de la carga antes de llegar al 2% de deriva. De todas maneras, el muro es capaz de resistir la demanda de 2,5% de deriva. El ensayo se finaliza cuando se intenta completar la deriva de 3,2% en dirección Este.



Figura 4.28: Corte de barra longitudinal primer ciclo deriva 2,5%, lado oeste



Figura 4.29: Patrón de grietas primer ciclo deriva 2,5%



Figura 4.30: Corte de Barra Longitudinal segundo ciclo deriva 2,5%



Figura 4.31: Corte de Barras Longitudinales Tercer Ciclo Deriva 2,5%

4.3.2 Distribución de Deformaciones Muro Alternativo

A continuación, se muestra el mapa de deformaciones unitarias de corte del Muro Alternativo. Se obtienen estas deformaciones mediante la misma escala que el Muro Convencional, de modo que sean comparables entre ellas. En las imágenes asociadas a las derivas del 0,125% hasta 0,75% se utiliza un rango de valores de -0,001 hasta 0,004 de escala. Para las imágenes asociadas a las derivas de 1,0% hasta 2,0% se utiliza una escala de -0,001 hasta 0,008

De manera similar al Muro Convencional, las derivas 0,05% y 0,1% no muestran deformaciones unitarias que se puedan asociar a un agrietamiento. A partir de la deriva 0,125% se observa la aparición de una grieta en el primer tercio del muro con dirección diagonal hacia la base del muro. Además, se observa que esta grieta no es completamente diagonal, sino que en la mitad tiene un desarrollo curvo para luego volver a ser diagonal. En la deriva 0,25% se observa como inmediatamente encima de la grieta anterior figura el desarrollo de una nueva grieta en la misma dirección diagonal.

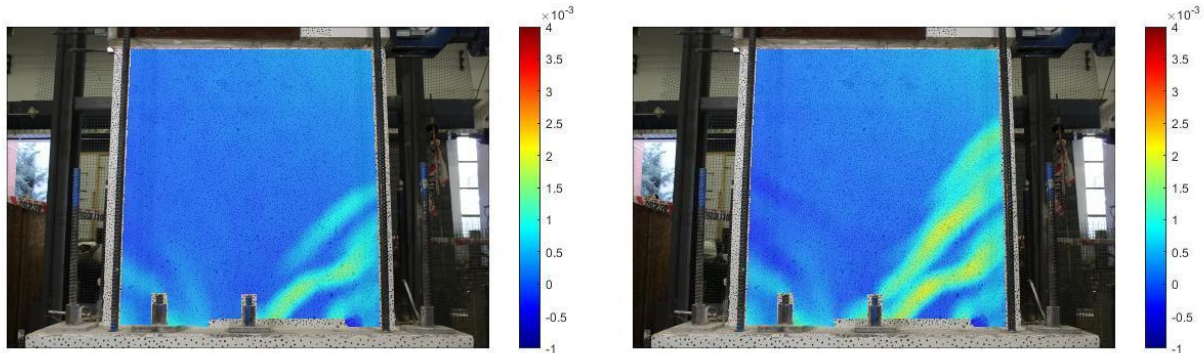


Figura 4.32: Deformación exy primer ciclo deriva 0.125% y 0.25%

En el ciclo de derivas de 0,3% comienza a desarrollarse una nueva grieta por encima de las anteriores. Tiene la misma dirección que la inmediatamente por debajo. Para el ciclo de derivas 0,4%, esta nueva grieta se extiende casi por completo hasta la base del muro. Se puede diferenciar cierta curvatura en esta grieta.

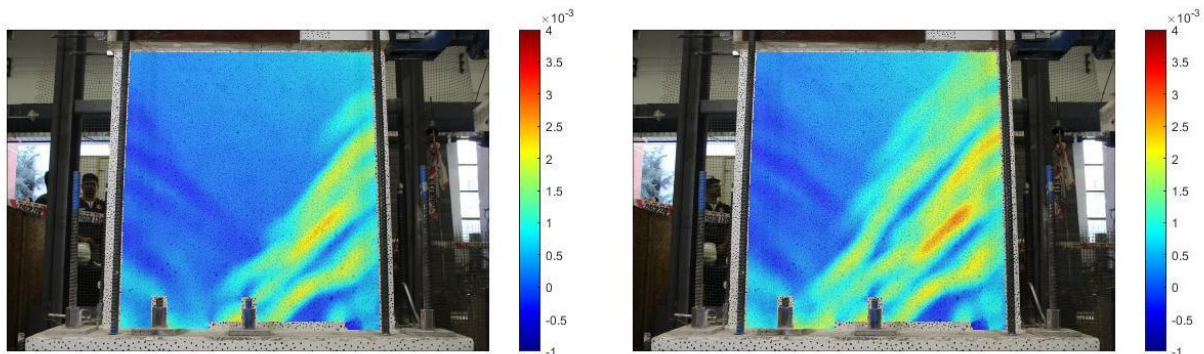


Figura 4.33: Deformación exy primer ciclo deriva 0.3% y 0.4%

En el primer ciclo de la deriva 0,5% se puede ver como comienza a desarrollarse una pequeña grieta en la diagonal principal del muro. Al aumentar la deriva a 0,75%, esta grieta ya se encuentra desarrollada casi por completo, pero sin grandes deformaciones unitarias. Las deformaciones unitarias más grandes se encuentran en la primera grieta que se desarrolló en el primer tercio del muro, seguida de la grieta inmediatamente encima.

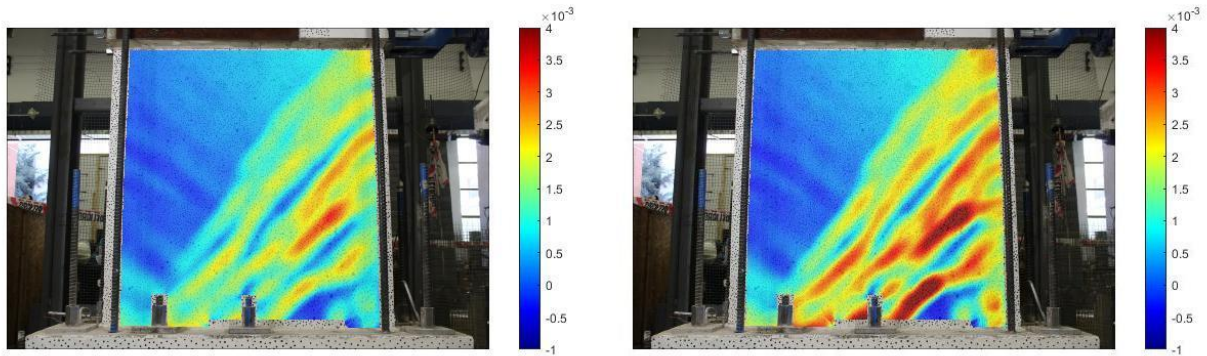


Figura 4.34: Deformación exy primer ciclo deriva 0,5% y 0,75%

A partir de la Figura 4.35 se implementa el cambio de escala mencionado anteriormente. A partir de la deriva del 1% no se observa el desarrollo de nuevas grietas, sino más bien una concentración de deformaciones en grietas ya existentes. Además, se puede ver que comienzan a concentrarse deformaciones en el coronamiento del muro.

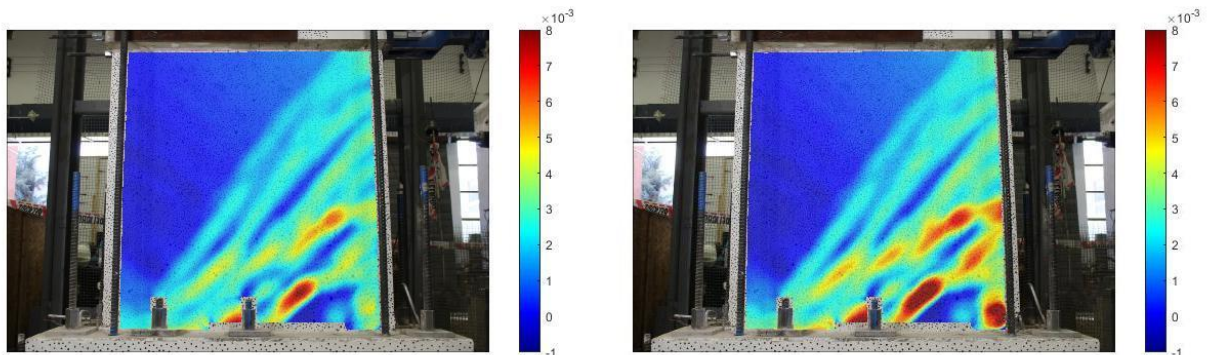


Figura 4.35: Deformación exy primer ciclo deriva 1,0% y 1,25%

Desde la deriva 1,6% se puede ver como las grandes deformaciones se concentran solamente en las grietas que se encuentran desde la mitad del muro hacia

abajo. Lo mismo se puede observar en la deriva de 2%, donde además las deformaciones en esta zona incrementan.

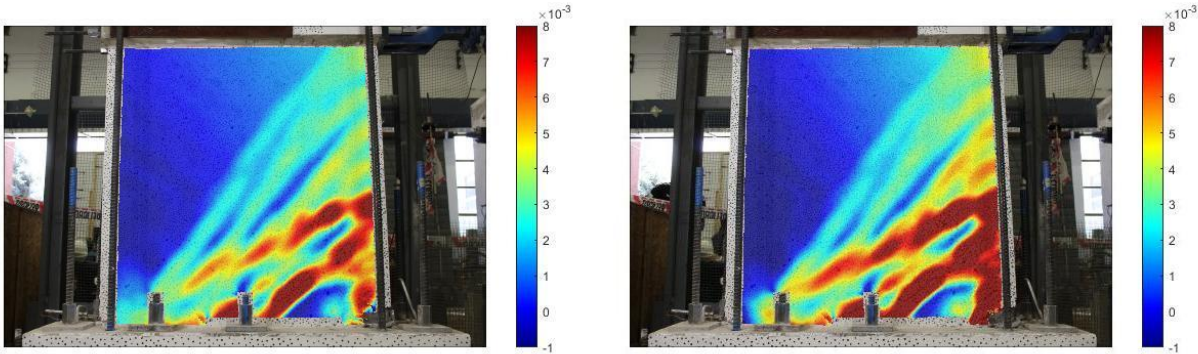


Figura 4.36: Deformación exy primer ciclo deriva 1,6% y 2,0%

Durante el primer ciclo de la deriva 2,5% vemos como la grieta de la mitad del muro tiene una dirección más horizontal en dirección del coronamiento del lado contrario del muro.

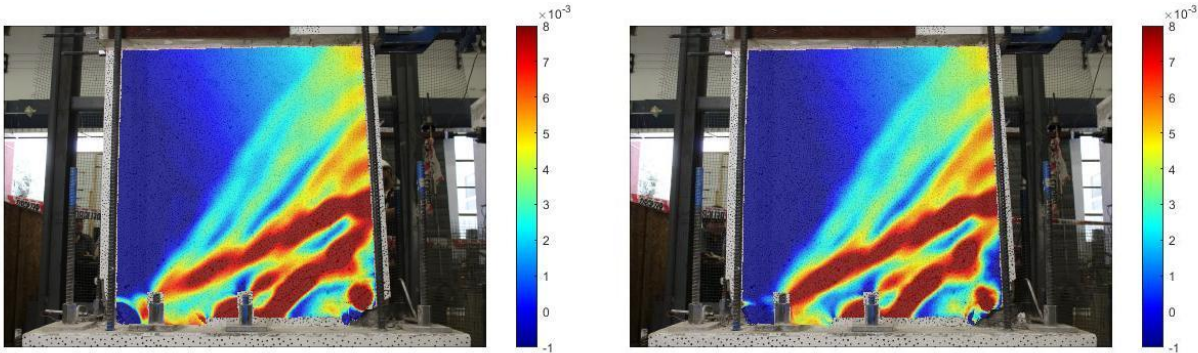


Figura 4.37: Deformación exy primer y segundo ciclo deriva 2,5%

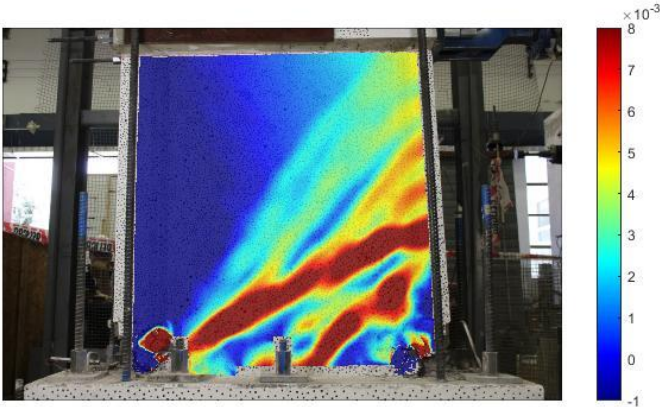


Figura 4.38: Deformación exy tercer ciclo deriva 2,5%

4.4 Análisis Comparativo

En la siguiente sección se realiza un análisis comparativo del desempeño de los muros ensayados. En la Figura 4.39 se observa la curva de histéresis de ambos muros, evidenciando las principales diferencias de resistencia, degradación y ductilidad de ambos muros. La rigidez de ambos muros es bastante similar, por lo que no será caso de estudio. Estos parámetros serán discutidos en el presente apartado del capítulo.

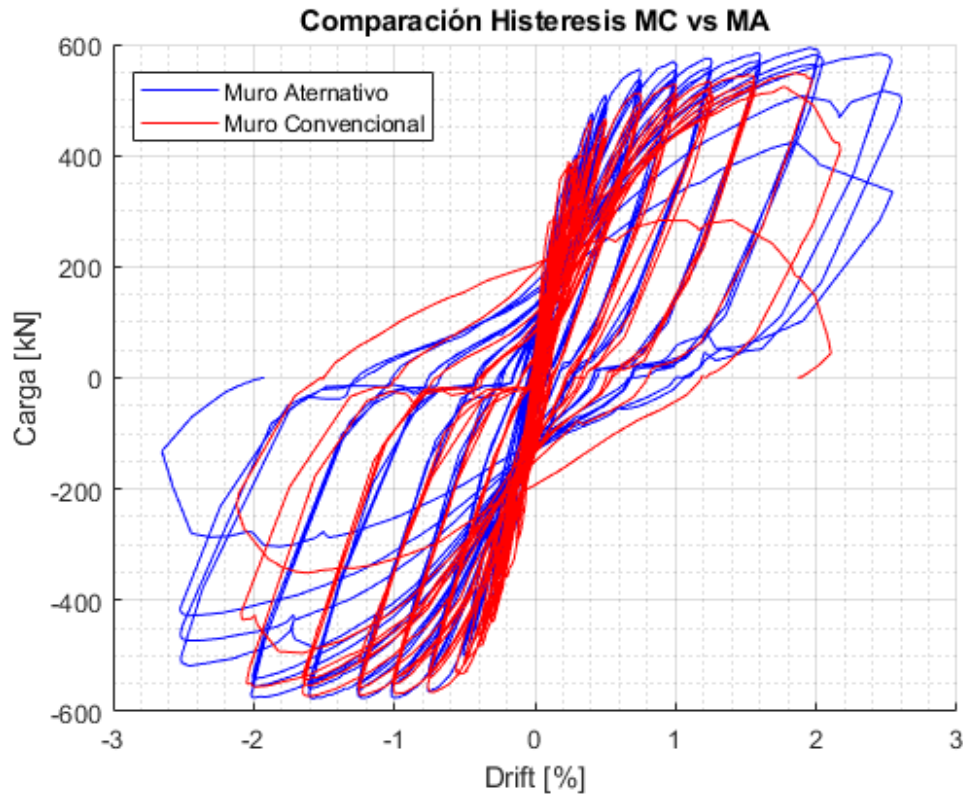


Figura 4.39: Comparación Histéresis Muro Convencional vs Muro Alternativo

4.4.1 Resistencia y Degradación

A continuación, se realiza un análisis comparativo de las resistencias máximas de cada muro. Es importante notar que la resistencia máxima alcanzada en el sentido negativo (Este) difiere de la máxima en sentido positivo (Oeste). A partir de la Tabla 4.2 observamos que el Muro Alternativo alcanzó una resistencia de 593,76 [kN], mientras que el Muro Convencional alcanzó una resistencia de 572,06 [kN], es decir, el Muro Alternativo alcanzó una resistencia 3,8% mayor a la del Muro Convencional. El Muro Convencional alcanzó su resistencia máxima en el primer ciclo de la deriva 1,6%, mientras que el Muro Alternativo alcanzó su resistencia máxima en el primer ciclo de la deriva 2,0%

	Carga Máxima [kN]
Muro Convencional	572.06
Muro Alternativo	593.76

Tabla 4.2: Resistencia Máxima MC y MA

La Figura 4.40 muestra el progreso de la degradación del muro convencional. Vemos que en el primer ciclo de la deriva 2% el muro aún se encuentra con capacidad resistente, ya que la resistencia solamente ha degradado un 3,8% en el sentido negativo y un 2,7% en el sentido positivo. La resistencia del Muro Convencional decae abruptamente al comenzar el segundo ciclo de la deriva 2%. Se observa una degradación de 23,9% al comenzar hacia el sentido negativo, mientras que al seguir con el sentido positivo esta degradación aumenta a 25,1%. El criterio de falla del muro establece que este se considera en falla cuando la resistencia alcanza una degradación del 20%, por lo tanto, el Muro Convencional solamente logró completar un ciclo de la deriva 2% antes de la falla. Cuando el muro se somete al tercer ciclo de esta deriva, comienza con una degradación de 60,2% en la dirección Este. Cuando se sigue a la dirección Oeste, la degradación alcanza un 91,9%, evidenciando la fragilidad que caracteriza a este tipo de fallas.

A diferencia de la rápida degradación de la resistencia del Muro Convencional, la Figura 4.40 también muestra la evolución de la resistencia durante la deriva 2%. En ella podemos ver que la degradación en el primer ciclo no supera el 0,8% en ningún sentido de carga. Cuando se completa el segundo ciclo la degradación es de 3,8% y 3,0% en el sentido Este y Oeste respectivamente. Tras finalizar el tercer ciclo y completar el protocolo de carga para este nivel de deriva, la degradación del Muro Alternativo es de 6,5% en su caso más desfavorable. Se puede observar la comparación de las degradaciones entre el Muro Convencional y el Muro Alternativo que cuando el Muro Alternativo se encuentra en su caso más desfavorable de la deriva 2%, el Muro Convencional ya había fallado completamente, manteniendo solamente el 8,1% de su resistencia máxima.

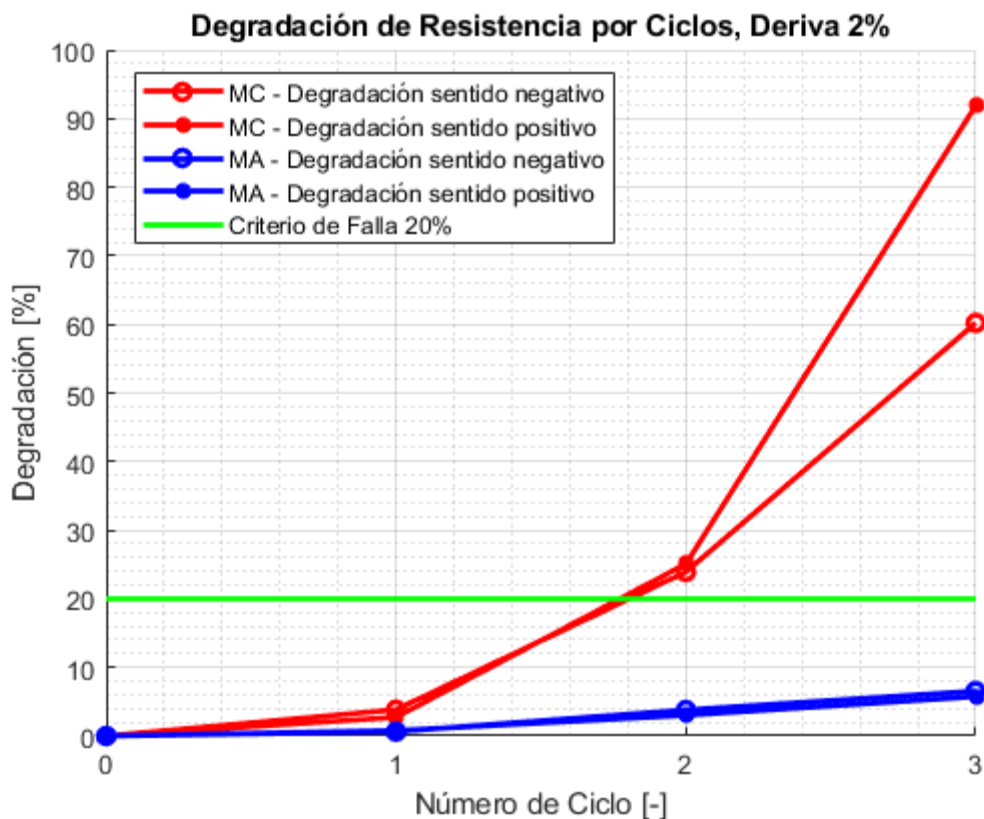


Figura 4.40: Degradación de Resistencia por Ciclos, Deriva 2%

Comparación Deriva 2% Muro Convencional y Muro Alternativo			
Deriva	N° Ciclo	Degradación MC [%]	Degradación MA [%]
-2%	1	3.8	0.6
	2	23.9	3.8
	3	60.2	6.5
2%	1	2.7	0.8
	2	25.1	3.0
	3	91.9	5.7

Tabla 4.3: Tabla Resumen Valores Degradación Resistencias MC y MA Deriva 2%

Quando observamos el comportamiento del Muro Alternativo en la deriva 2,5% en la Figura 4.41, vemos que en el primer ciclo de la deriva 2,5% se alcanza una degradación de 11,4% de la resistencia. Esta degradación viene asociada a la rotura de una barra longitudinal de borde. En el primer ciclo en dirección Oeste no hay roturas que afecten la resistencia, por lo que esta solo se ve degradada en un 4,0%. La degradación del segundo ciclo aún no supera el 20% por lo que el muro aun no falla. Cuando se carga en la dirección Oeste (positivo), al pasar por la deriva de 2% se rompen las barras de borde del lado Este. Esto se ve reflejado en la curva de histéresis en la Figura 4.23. Esto se traduce en una degradación del 16% al completar la deriva de 2,5%. El muro falla en el tercer ciclo de la deriva 2,5%, cuando se supera la degradación del 20%, llegando a un

valor de 28,1% en el lado negativo, mientras que hacia el lado positivo se llega a una degradación del 43,6% tras la rotura de más barras longitudinales de borde.

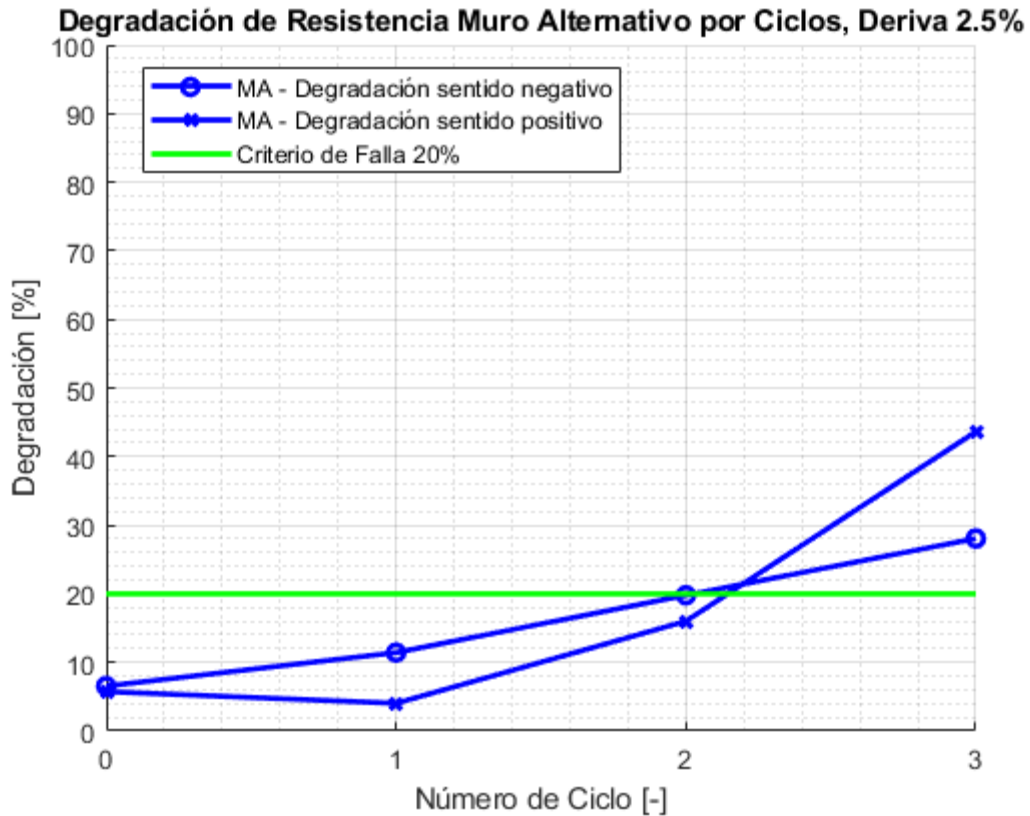


Figura 4.41: Degradación de Resistencia Muro Alternativo, Deriva 2,5%

4.4.2 Deriva de techo y Disipación de Energía

La deriva máxima corresponde al desplazamiento de techo máximo alcanzado por el muro antes de que este falle. Para el Muro Convencional esta deriva corresponde a 2% mientras que para el Muro Alternativo esta deriva corresponde al 2,5%. Estos dos valores nos indican que el aumento de ductilidad fue de un 25% en favor del Muro con diseño Alternativo.

En cuanto a la energía disipada por los muros, en la Figura 4.42 se observa el progreso de disipación de energía. Las líneas punteadas indican la cantidad de energía disipada en cada deriva, mientras que la línea continua lleva el registro de la energía disipada acumulada durante el ensayo. El criterio utilizado para calcular la energía corresponde al área bajo la curva carga vs desplazamiento. Se considera hasta el ciclo en que el muro sigue bajo el criterio de degradación del 20%, por lo que los ciclos donde se considera que el muro ha fallado no son considerados dentro del cálculo de la energía. Vemos que la energía disipada hasta a la deriva de 1,6% se mantiene en rangos similares. Esto debido a la similitud de las rigideces de ambos muros. En la curva histerética de la Figura 4.23 se puede observar que el comportamiento de ambos muros

hasta esta deriva es semejante. Una vez que comienza a degradar el Muro Convencional, se observa inmediatamente el aporte a la energía disipada, donde en la deriva del 2% se observa como el Muro Alternativo es superior. Debido a que este muro logró completar la deriva del 2%, y fallo en el tercer ciclo de la deriva 2,5% es que se observa una gran cantidad de energía disipada en comparación con el Muro Convencional. En concreto, el Muro Alternativo disipó un 46% más de energía que el Muro Convencional antes de la falla durante el ensayo.

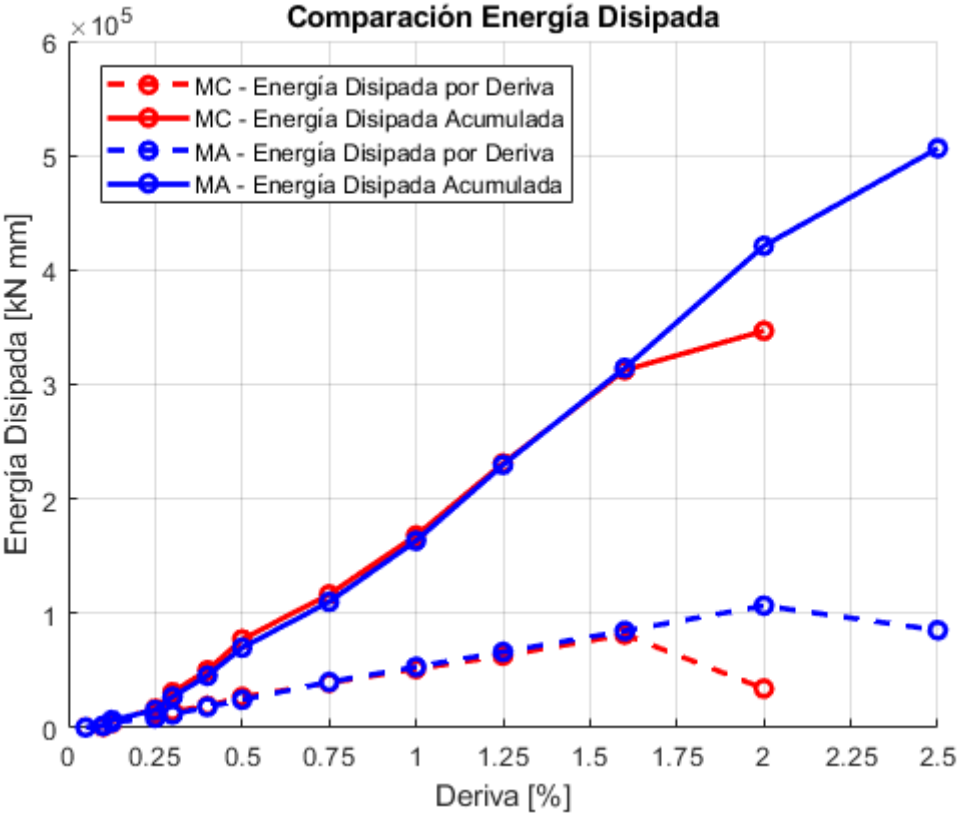


Figura 4.42: Energía Disipada MC vs MA

4.4.3 Modo de Falla

Si bien el Muro Convencional y el Muro alternativo eran idénticos en cuanto a geometría, los modos de falla de los muros fueron completamente distintos. El caso del Muro Convencional, se observó un modo de falla característico de Fallas de Corte (Figura 4.43). En las fallas de tipo cortante es común ver grietas que se forman en las diagonales de los elementos.



Figura 4.43: Modo de Falla Muro Convencional

En muros, se genera una grieta de 45° que atraviesa la diagonal principal del muro. Se observó durante el desarrollo del ensayo como las grietas se abren al cargar en una dirección. Al regresar el muro no impone resistencia importante hasta que las grietas inicialmente abiertas, se cierran. En ese momento el muro recupera resistencia y las grietas de la dirección diagonal opuesta comienzan a abrirse. Durante este proceso de abre y cierre de grietas, la armadura dentro del muro se encuentra trabajando tanto en tensión como en compresión, dependiendo de hacia dónde se está cargando el muro. La armadura de repartición del sector del alma que se encuentra comprimido comienza a pandearse localmente, como se observa en la Figura 4.44 .



Figura 4.44: Pandeo de Barras Longitudinales en el Alma del Muro Convencional

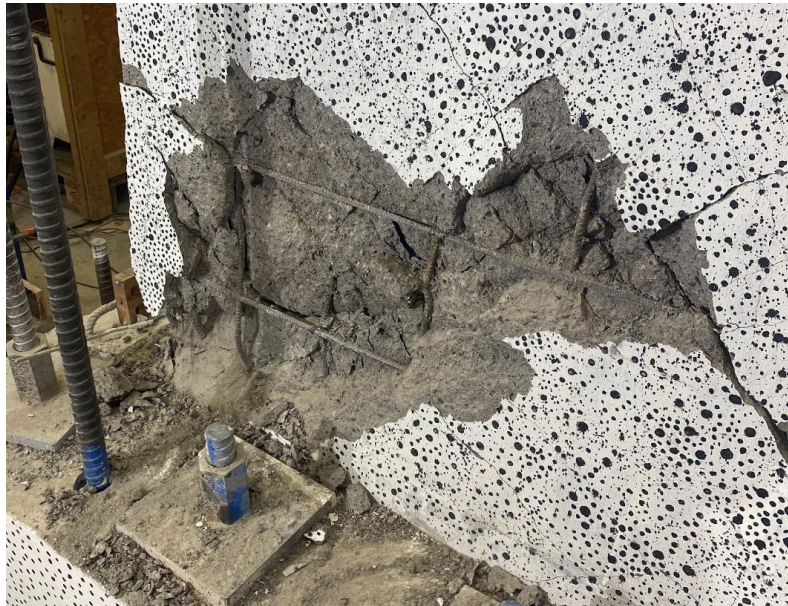


Figura 4.45: Pandeo de Barras Longitudinales en el Alma del Muro Convencional

Tras el pandeo de las barras longitudinales del alma y la caída del hormigón de recubrimiento, se alcanza la capacidad del Muro, que viene asociado al aplastamiento del hormigón del puntal de compresión, generando una pérdida de resistencia irrecuperable. Este modo de falla corresponde a una falla cortante de tipo Compresión Diagonal.

El caso del Muro Alternativo fue distinto al observado en el ensayo del Muro Convencional. El comportamiento del Muro Alternativo evidenció concentración de grietas

cercanas a la base del muro, en direcciones más horizontales y en algunos casos con un grado de curvatura. Estas grietas se observan en la zona de tracción de la sección transversal del muro, en la zona inferior del muro. El muro finalmente falla por la rotura de las barras longitudinales de borde generada por la fatiga del material sometido a los ciclos de carga del ensayo.



Figura 4.46: Modo de Falla Muro Alternativo



Figura 4.47: Corte de Barras Longitudinales Muro Alternativo

Las grietas diagonales que se observaron en el Muro Convencional no pudieron desarrollarse en el Muro Alternativo. Esto se debe a la efectividad de los estribos de confinamiento en las diagonales principales del muro. Como se puede observar en la Figura 4.44 y Figura 4.37, el pandeo local de la armadura ubicada en la diagonal del alma y el aplastamiento del hormigón de esa zona fue la causante de la falla del muro. En el caso del Muro Alternativo, estos modos de falla asociados a pandeo de armadura no se desarrollaron. Esto se explica por la ubicación estratégica de los estribos de confinamiento. Este confinamiento no solo entrega mayor resistencia al hormigón del puntal diagonal, sino que también aporta en evitar el pandeo local de las armaduras longitudinales del alma. Como se puede ver en la Figura 4.48 en el Muro Convencional se observa el pandeo de estas barras y el aplastamiento del hormigón. Por otro lado, en el Muro Alternativo se observa exactamente la misma ubicación que el caso del Muro Convencional. se puede observar cómo los estribos lograron retrasar el pandeo local de las barras, impidiendo el desarrollo de grietas importantes en esta zona y el aplastamiento del hormigón, evitando una falla de tipo frágil, sino más bien permitiendo el desarrollo de una falla más progresiva y menos destructiva.

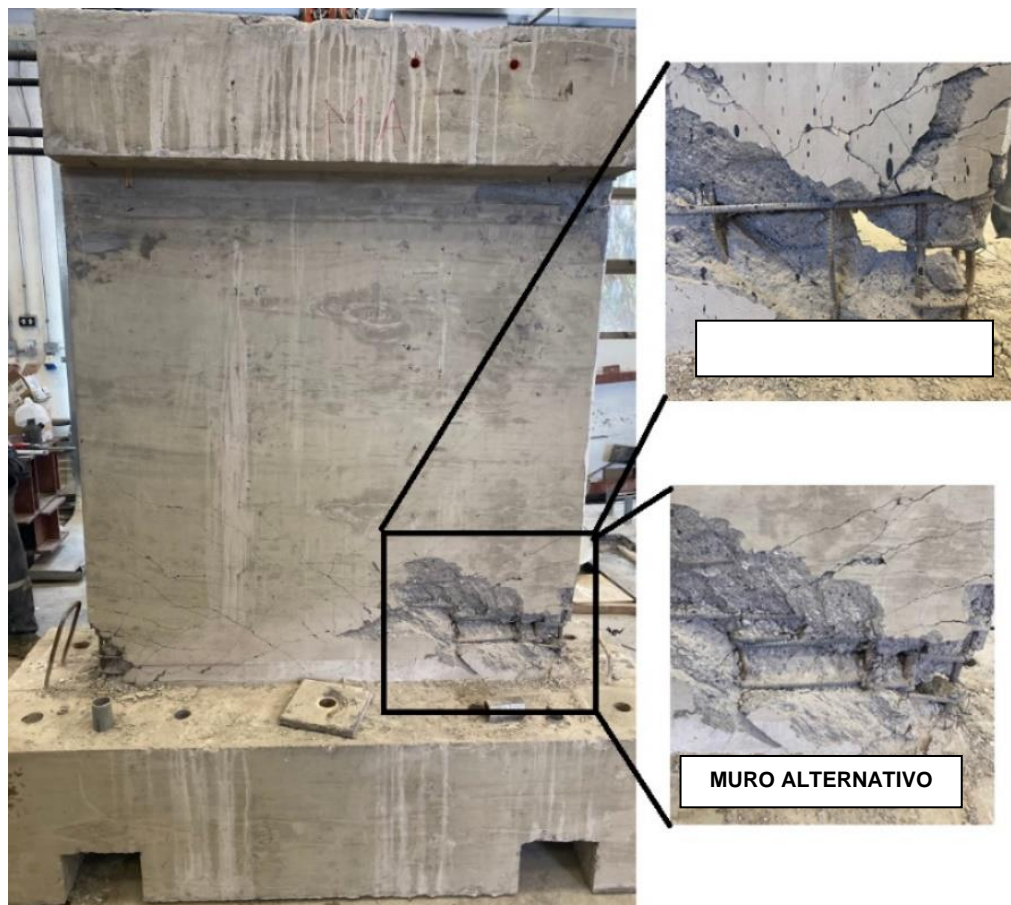


Figura 4.48: Efectividad de estribos diagonales en el modo de falla

4.4.4 Costos de Construcción

En esta sección se realiza una comparación en cuanto a la cantidad de enfierradura utilizada en ambos muros. El cálculo del peso de la enfierradura se realiza solamente a los elementos mismos del muro, que incluye la enfierradura longitudinal de borde, la enfierradura de repartición del alma del muro y los estribos de confinamiento. La enfierradura ubicada en la fundación y la viga de transferencia no es considerada ya que son elementos construidos únicamente para la realización del ensayo según las condiciones del laboratorio y no son parte del diseño alternativo propuesto.

Muro	Enfierradura [kg]
Muro Convencional	46.2
Muro Alternativo	56.5

Tabla 4.4. Tabla comparativa peso de enfierradura

De la tabla anterior se observa que el aumento de enfierradura en peso es de un 22,1%. Este valor representa solamente el costo asociado a los materiales necesarios del diseño alternativo. El costo de construcción, incluyendo hormigonado y moldajes, asumiendo una relación de costo de 1/3 para cada uno, se reduce a un 7,4%. Si se realiza un análisis más profundo y se considera que este diseño se aplicara a los muros cortos de un proyecto de edificio habitacional, este supone que no más del 10% de los muros del edificio corresponden a muros de baja relación de aspecto, por lo que el costo solamente asociado a la construcción de un edificio se reduce a menos de un 1% adicional. Si se profundiza más aún y se realiza un análisis comparativo con respecto al costo total de un proyecto, incluyendo las compras de terreno, patentes, permisos y todos los gastos asociados a la realización de un proyecto de esta envergadura, se reduce aún más el valor adicional que significa incluir estribos de confinamiento en las diagonales de los muros cortos.

5 CONCLUSIONES

Chile está en una zona de alta demanda sísmica, lo que hace que el diseño de las construcciones sea más complejo. Los sistemas de muros son comunes en edificios habitacionales, ya que permiten resistir la carga lateral y vertical. Los muros de corte son importantes para disipar energía durante los terremotos, pero deben diseñarse correctamente para evitar fallas frágiles. Los muros cortos son una categoría de muros que se encuentran principalmente en edificios de baja altura y pueden ser susceptibles a fallas frágiles bajo esfuerzos de corte, como se observó en el terremoto de 2010.

En dicho contexto, este trabajo de memoria de título entrega resultados experimentales de una propuesta de diseño alternativo en busca de una respuesta más dúctil en muros de baja relación de aspecto. Para lograrlo se construyen dos muros de idéntica geometría, cuantía de armadura de borde y de armadura de repartición del alma. El muro propuesto con diseño alternativo incluye un confinamiento en sus dos diagonales principales mediante estribos de confinamiento conformados por 2 elementos en forma de J que se amarran para conformar un estribo. Estos van se amarran en la doble malla a los elementos de refuerzo verticales de refuerzo.

Si bien la geometría y cuantía de elementos de borde y repartición es la misma, la respuesta global de los muros es distinta. En primer lugar, encontramos dos modos de falla distintos; Falla por Compresión Diagonal y Falla por fatiga y rotura de armadura longitudinal. La primera corresponde a una falla característica de cortante. Este tipo de fallas viene asociado con una pérdida de rigidez abrupta. En algunos casos puede producir el colapso repentino de estructuras. El segundo modo de falla se caracteriza por una mayor capacidad de disipación de energía, asociado a una degradación de resistencia más gradual.

El Muro Convencional alcanzó un nivel de resistencia máxima de 572 [kN]. Esta resistencia la alcanzó la deriva de 1,6%. El muro falló tras completar el primer ciclo completo de la deriva del 2%. El comenzar el segundo ciclo ocurre la falla del muro, se observa una degradación de resistencia de 25% y en el siguiente ciclo pierde resistencia abruptamente, degradando en un 92%. El modo de falla ocurre cuando las barras verticales del puntal de compresión diagonal se pandean localmente y el hormigón de esta zona se aplasta. La pérdida de resistencia es abrupta y por ende un modo de falla frágil e indeseable.

El Muro Alternativo alcanzó una resistencia máxima de 594 [kN], un 4% más que el Muro Convencional. La resistencia máxima del Muro Alternativo se alcanza en la deriva del 2%. El Muro logra completar satisfactoriamente dos ciclos de la deriva 2,5%, para luego fallar en el tercer ciclo asociado a una pérdida de resistencia de 28% en el sentido negativo y 44% en el sentido positivo. El confinamiento de los estribos en las diagonales permitió postergar la falla por compresión diagonal, por lo que el modo de falla asociado a este muro fue debido a que se cortaron las barras de refuerzo longitudinal. Esto permitió

una degradación de resistencia más progresiva, evitando los modos de falla frágiles que caracterizan las fallas de corte. El Muro Alternativo presentó un aumento de ductilidad de 25%. El aumento de capacidad de demanda de deriva de techo sumado a la degradación progresiva de la resistencia permite al Muro Alternativo disipar un 46% más de energía que el Muro Convencional. La colocación de estribos diagonales se traduce en un aumento de un 22% en el peso de la enfierradura, que se reduce a un 7% en el costo constructivo de un muro.

Se ha comprobado que la metodología de diseño de confinamiento del puntal diagonal de un muro mediante estribos genera un aumento de ductilidad y disipación de energía, por lo que se considera como una posible mejora al rendimiento de muros cortos.

6 Bibliografía

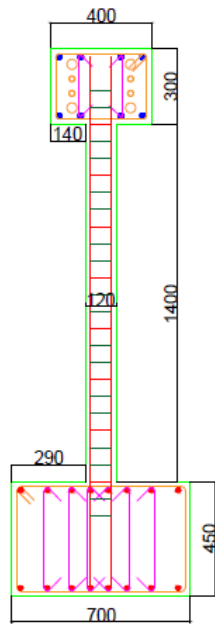
- ACI 318-14. (2014). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14). *American Concrete Institute*, 519.
- ACI Committee 374. (2005). Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary: An ACI Standard. *American Concrete Institute*.
- Barda, F., Hanson, J. M., & Corley, W. G. (1977). Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements. *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones*, 149-202.
- Cheng, M. Y., Hung, S. C., Lequesne, R. D., & Lepage, A. (Sept-Oct de 2016). Earthquake-Resistant Squat Walls Reinforced with High-Strength Steel. *ACI Structural Journal*, V. 113(5), 1065-1076. doi:10.14359/51688825
- Choi, C.-S. (2006). Improvement of Earthquake-Resistant Performance of Squat Shear Walls under Reversed Cyclic Loads. *Trans Tech Publications*, 324-325, 535-538. doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.324-325.535
- Dabbagh, H. (2005). Strength and Ductility of High-Strength Concrete Shear Walls under Reversed Cyclic Loading. *PhD thesis, School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales*, 423.
- David Naish, A. F. (Nov-Dec de 2013). Reinforced Concrete Coupling Beams—Part I: Testing. *ACI Structural Journal*, 110(6), 1057-1066.
- Hidalgo, P. A., Ledezma, C. H., & Jordan, R. M. (2002). Seismic Behavior of Squat Reinforced Concrete Shear Walls. *Earthquake Spectra*, 18(2), 287-308. doi:10.1193/1.1490353
- Iliya, R. a. (1980). Effects of Amount and Arrangement of Wall-Panel Reinforcement on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Walls. *Earthquake Engineering*.
- INN. (2007). NCh 3113:2007 - Determinación del Escurrimiento - Método del Cono.
- INN. (2008). NCh 171 Of. 2008. Hormigón - Extracción de muestras del hormigón fresco.
- INN. (2009). NCh 1017 Of. 2009. Hormigón - Confección y curado en obra de probetas para ensayos de compresión y tracción.
- Kassem, W. (2015). Shear Strength of Squat Walls: A Strut-and-Tie Model and Closed-Form Design Formula. *Engineering Structures*, 84, 430-438. doi:10.1016/j.engstruct.2014.11.027

- Looi, D. T., Su, R. K., Cheng, B., & Tsang, H. H. (2017). Effects of Axial Load on Seismic Performance of Reinforced Concrete Walls with Short Shear Span. *Engineering Structures*, V. 151, 312-326. doi:10.1016/j.engstruct.2017.08.030
- Luna, B. N., Rivera, J. P., & Whittaker, A. S. (Sept-Oct de 2015). Seismic Behaviour of Low-Aspect-Ratio Reinforced Concrete Shear Walls. *ACI Structural Journal*, 112(5), 593-604. doi:10.14359/51687709
- Manríquez, I. (2016). *Ensayo de muros bandera de hormigón armado con carga lateral cíclica medido por fotogrametría y comparado con modelo puntal-tensor. tesis para optar al grado de magíster en ingeniería sísmica*. Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil, Santiago.
- Muñoz, F. (2018). *Estudio experimental y analítico de muros t de hormigón armado ante cargas cíclicas. memoria para optar al grado de magíster en ingeniería estructural, sísmica y geotécnica y al título de ingeniero civil*. Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil, Santiago.
- Park, R. a. (1975). Reinforced Concrete Structures. *John Wiley and Sons*.
- Paulay, T. (July-Aug de 1982). Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls. *ACI Journal Proceedings*, V. 79, 147-160.
- Peng, Y., Wu, H., & Zhuge, Y. (2015). Strength and Drift Capacity of Squat Recycled Concrete Shear Walls under Cyclic Loading. *Engineering Structures*, 100, 356-368. doi:10.1016/j.engstruct.2015.06.025
- Rojas, F., Massone, L., Inzunza, E., & Egger, J. (2023). Analysis of Responses and Strain Fields of Reinforced Concrete Walls and Slabs with Ductile Electro-Welded Mesh.
- Tassios T. P., M. M. (Nov-Dec de 1996). On the Behaviour and Ductility of Reinforced Concrete Coupling Beams of Shear Walls. *ACI Structural Journal*, 93(6), 711-720.

7 ANEXOS

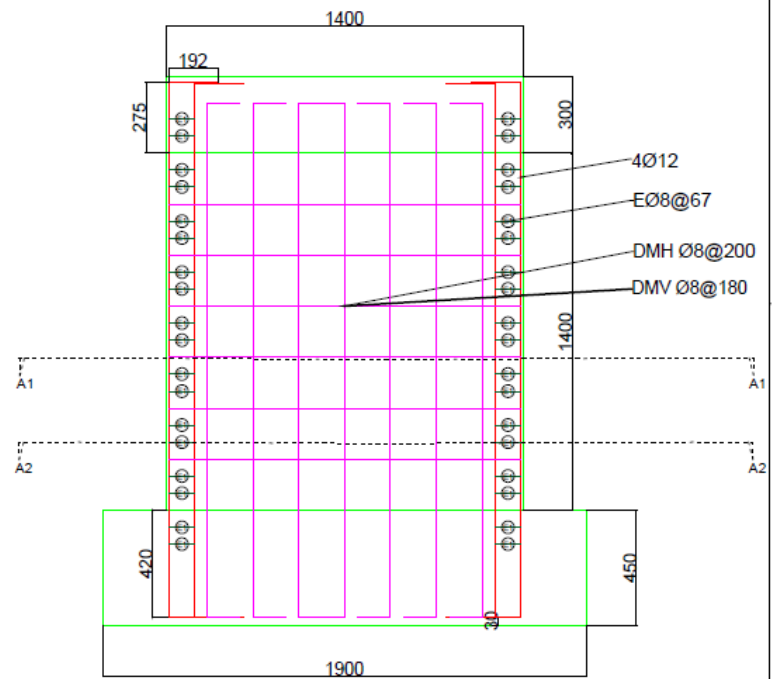
ANEXO A: Planos Muro Convencional y Muro Alternativo

MURO CONVENCIONAL
VISTA LATERAL

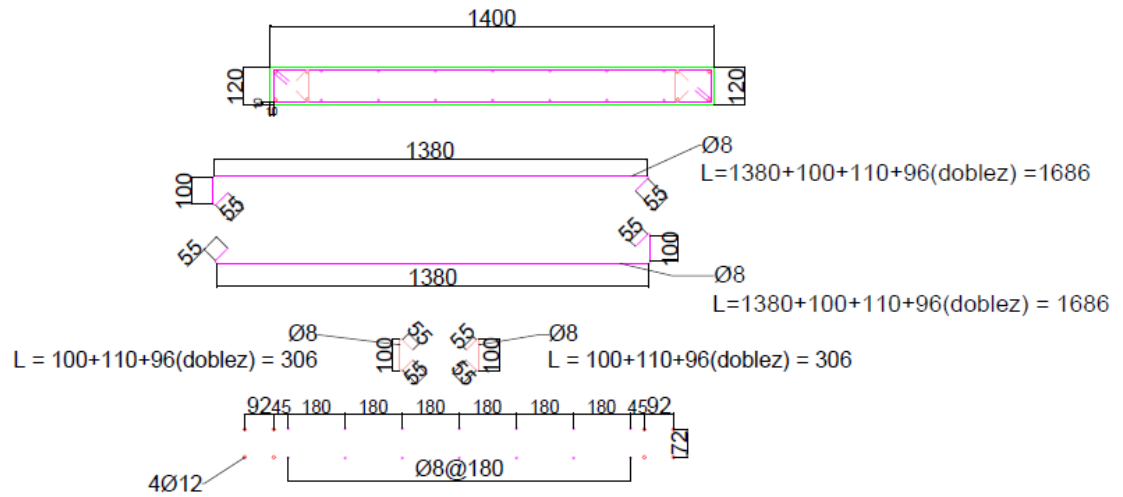


Detalle de Estribos		
Letra	Diametro mm [Ø]	Cantidad
E1	8	36

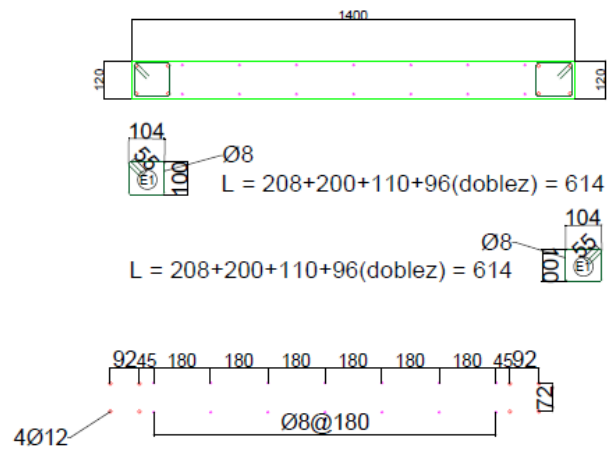
MURO CONVENCIONAL
VISTA FRONTAL



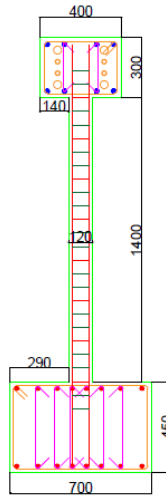
MURO CONVENCIONAL CORTE A1



MURO CONVENCIONAL CORTE A2

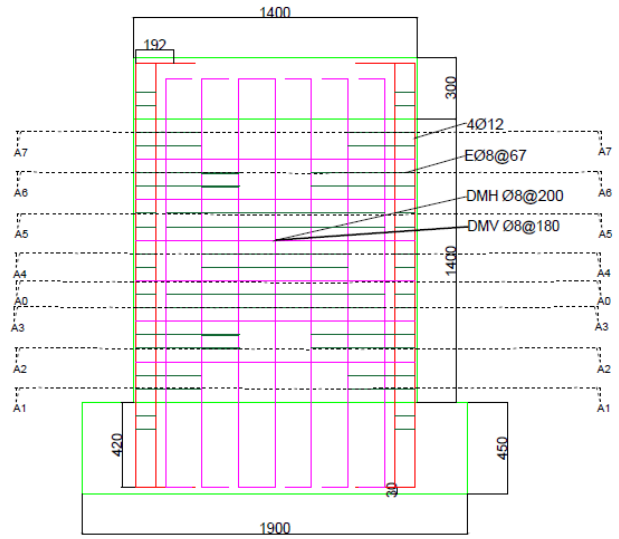


MURO ALTERNATIVO VISTA LATERAL

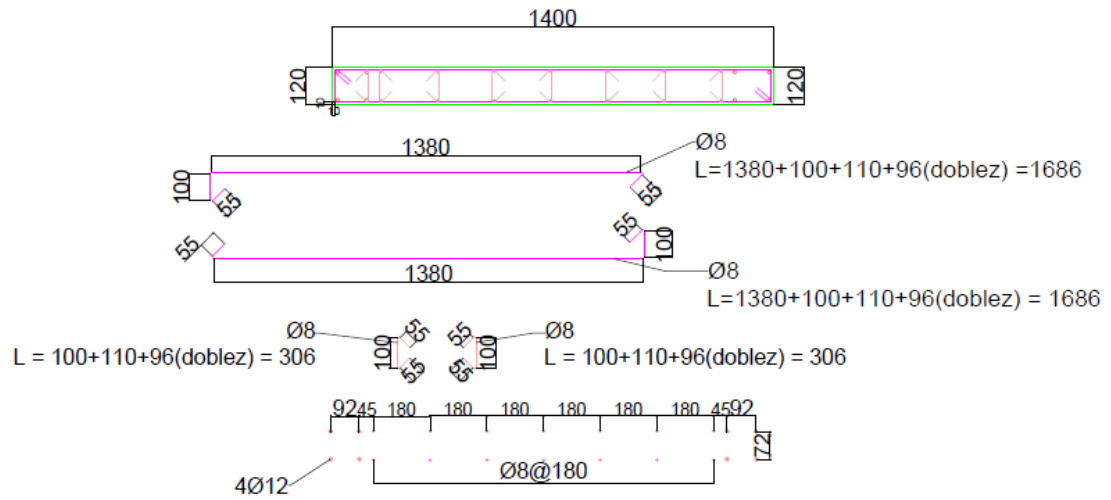


Detalle de Estribos		
Letra	Diametro mm [Ø]	Cantidad
E1	8	36
E2	8	16
E3	8	56

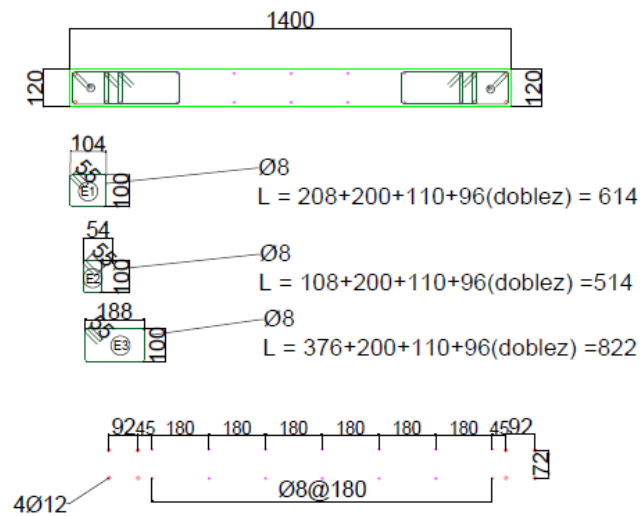
MURO ALTERNATIVO VISTA FRONTAL



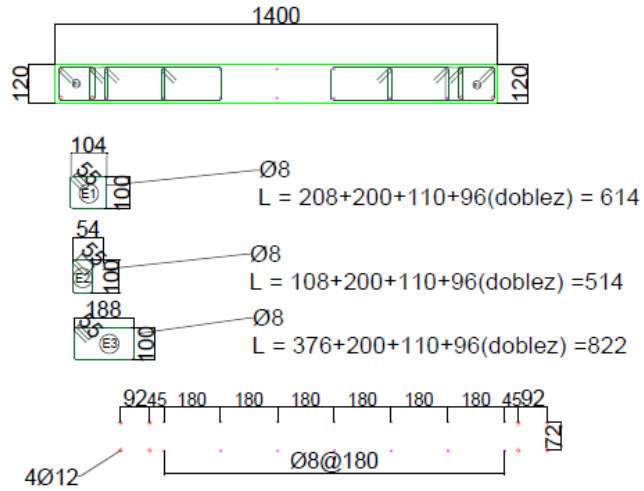
MURO ALTERNATIVO CORTE A0



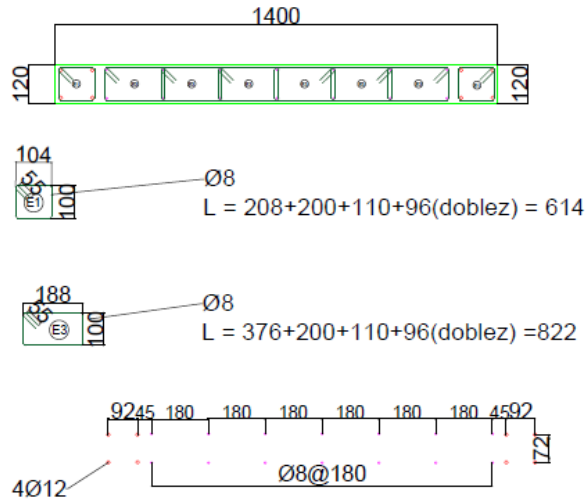
MURO ALTERNATIVO CORTE A1



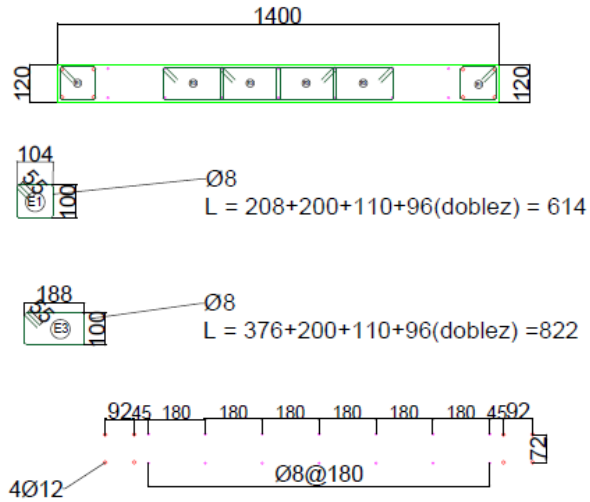
MURO ALTERNATIVO CORTE A2



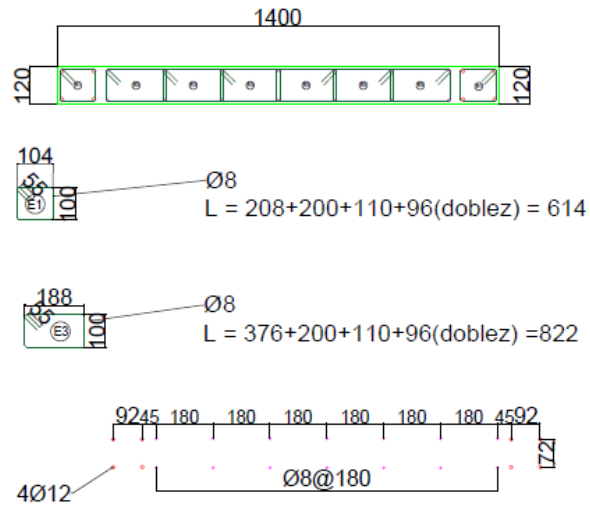
MURO ALTERNATIVO CORTE A3



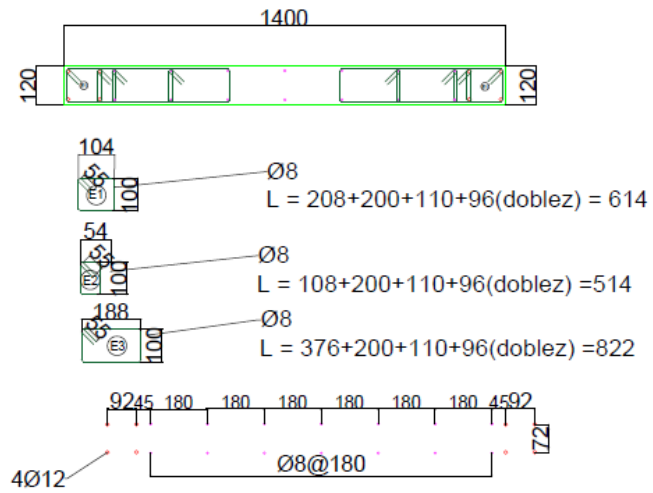
MURO ALTERNATIVO CORTE A4



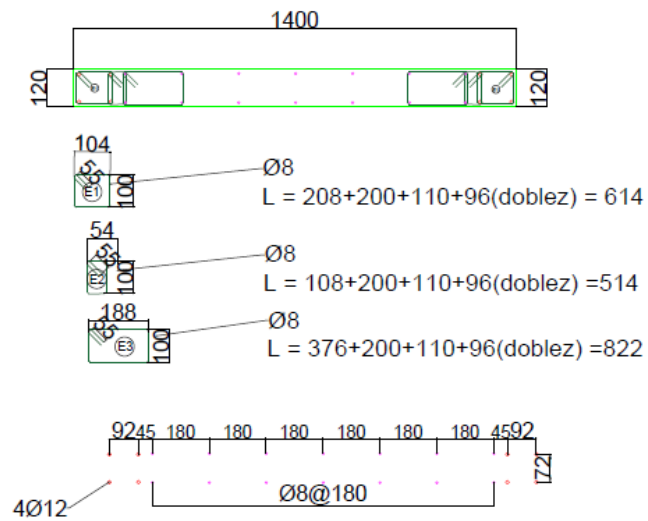
MURO ALTERNATIVO CORTE A5



MURO ALTERNATIVO CORTE A6

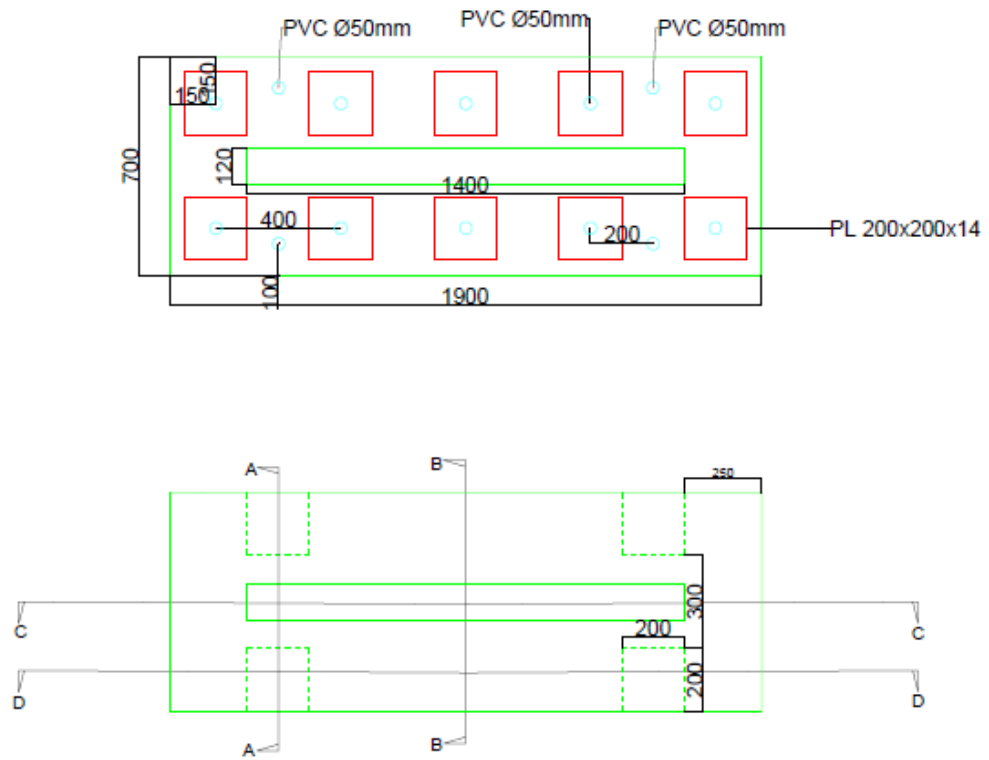


MURO ALTERNATIVO CORTE A7



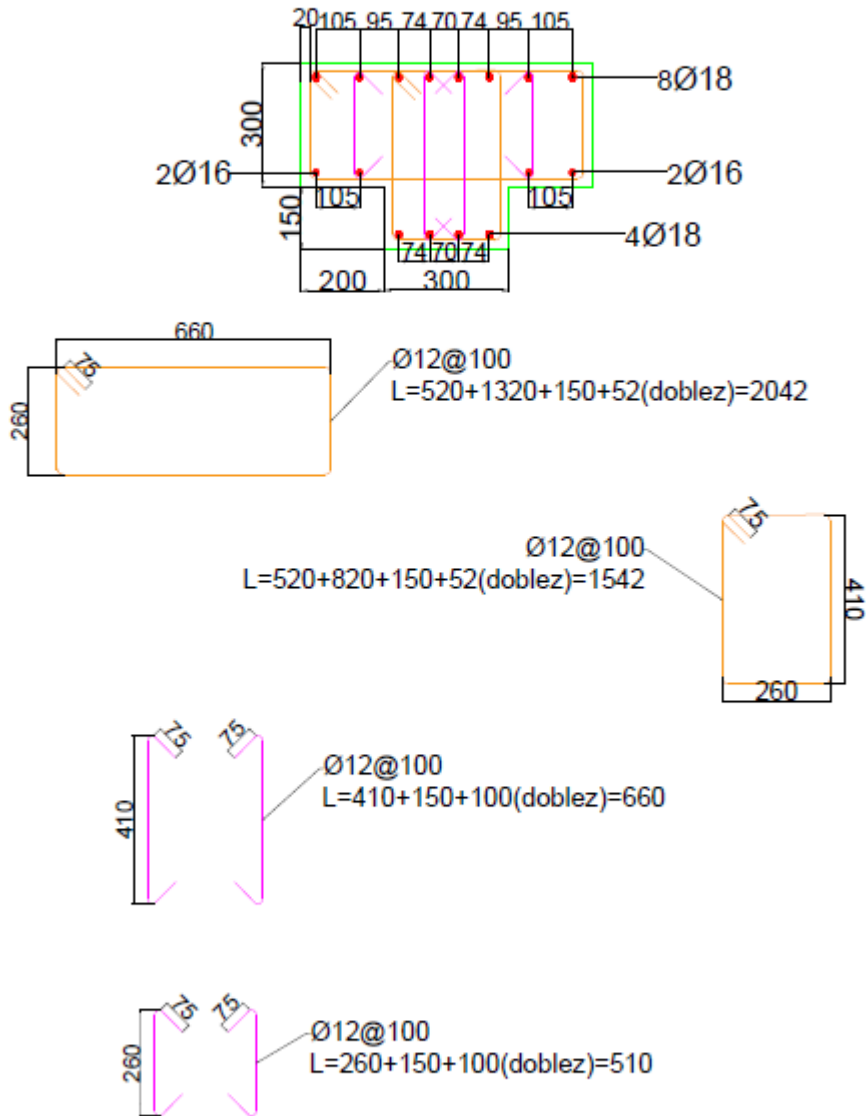
FUNDACION

GENERAL



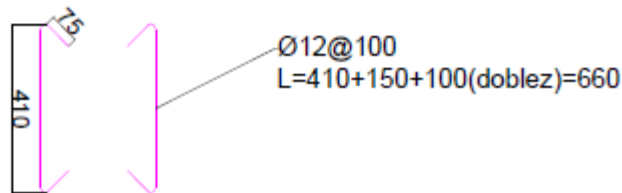
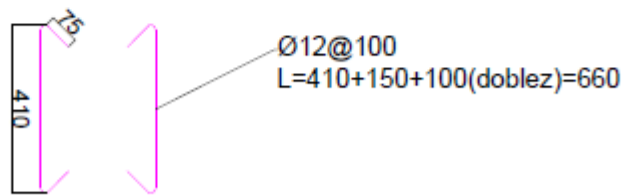
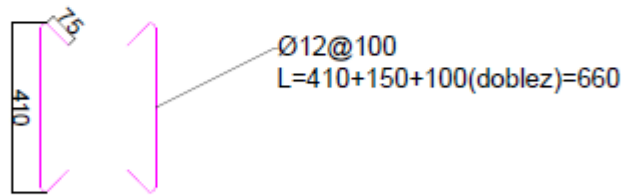
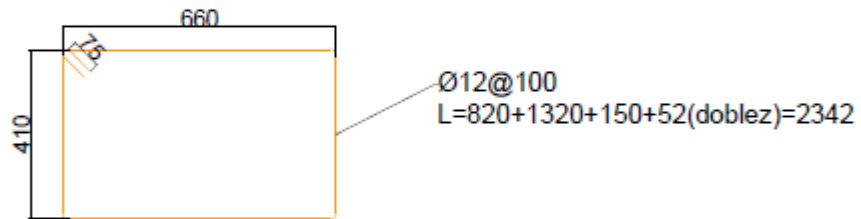
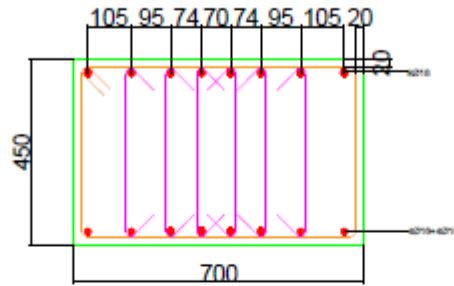
FUNDACION

CORTE A-A



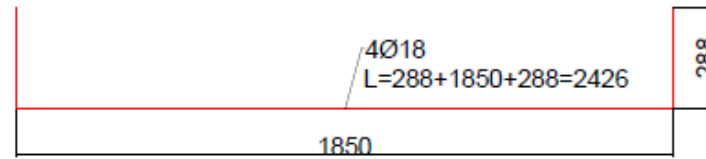
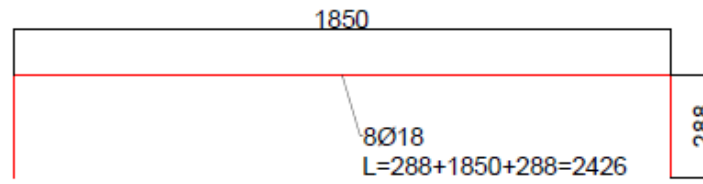
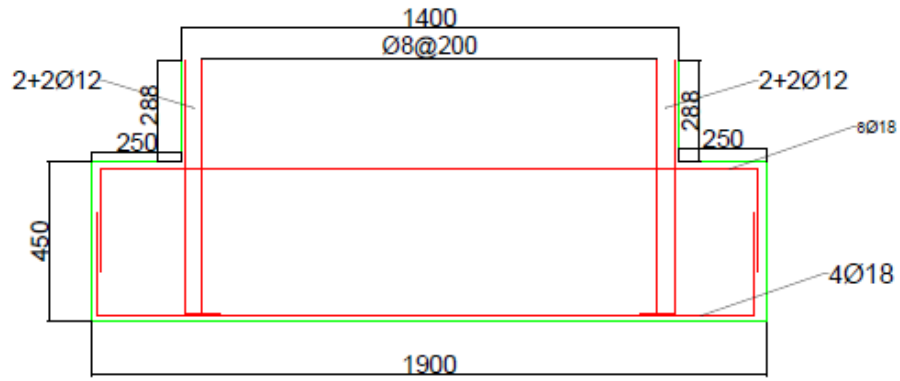
FUNDACION

CORTE B-B



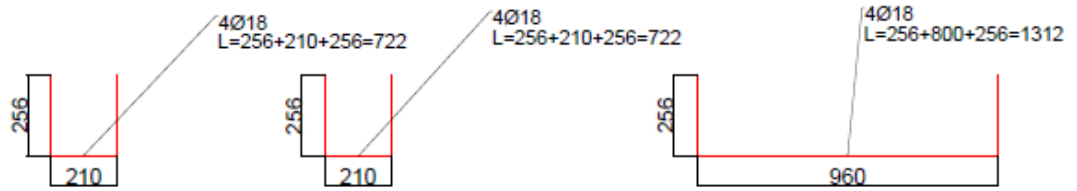
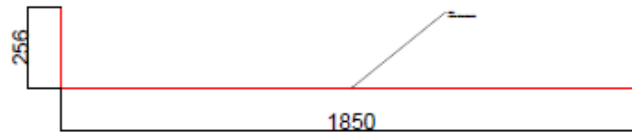
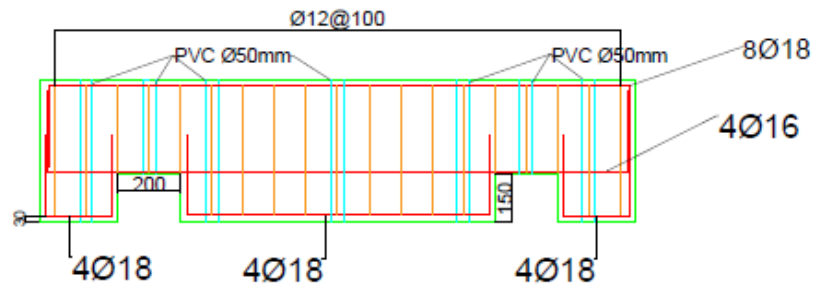
FUNDACION

CORTE C-C

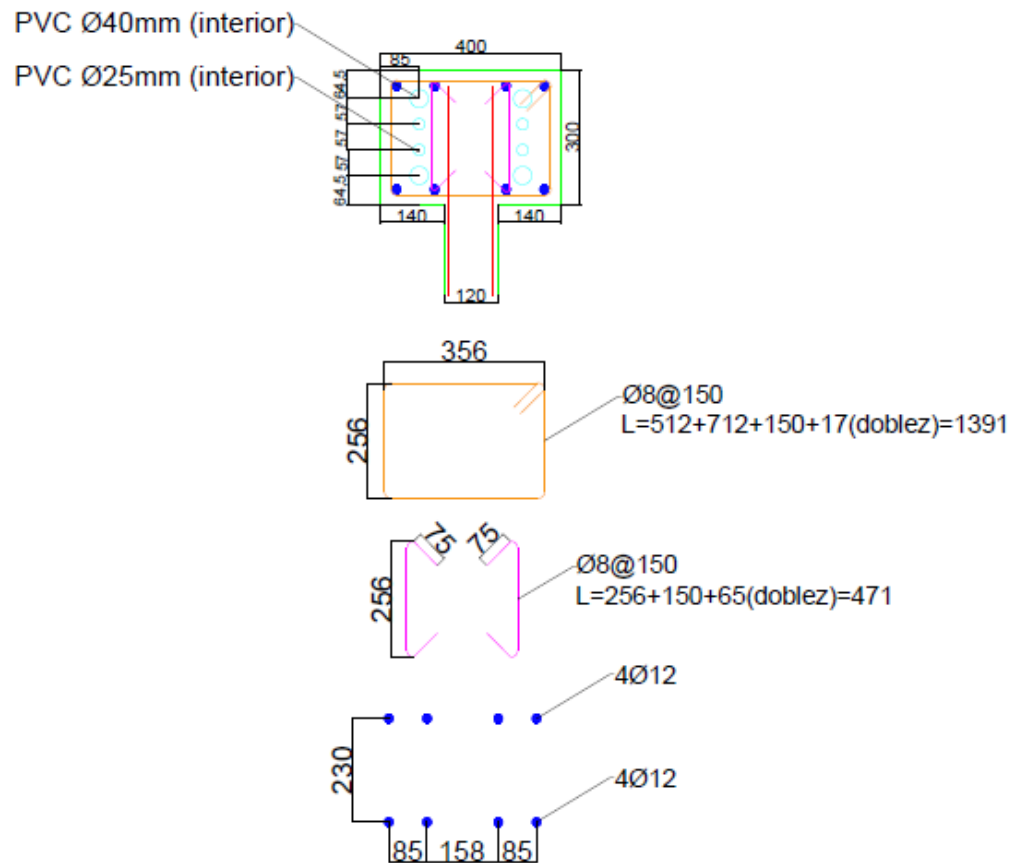


FUNDACION

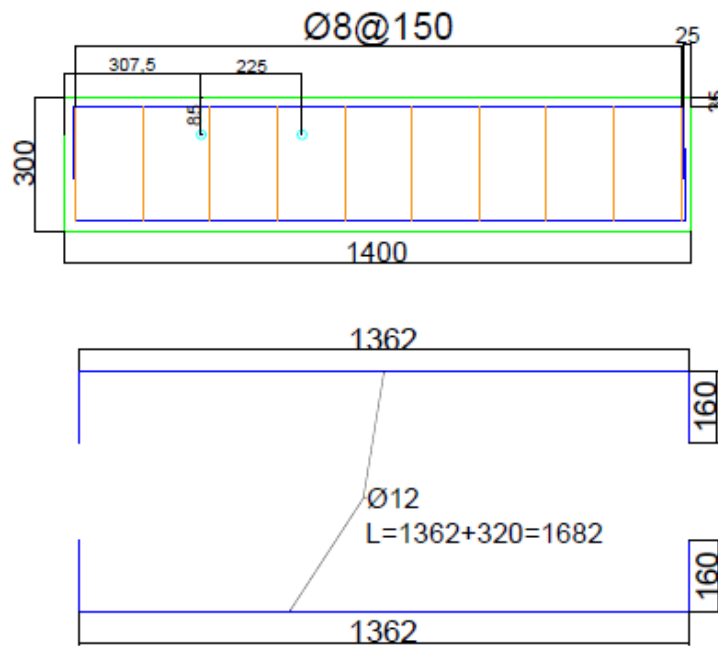
CORTE D-D



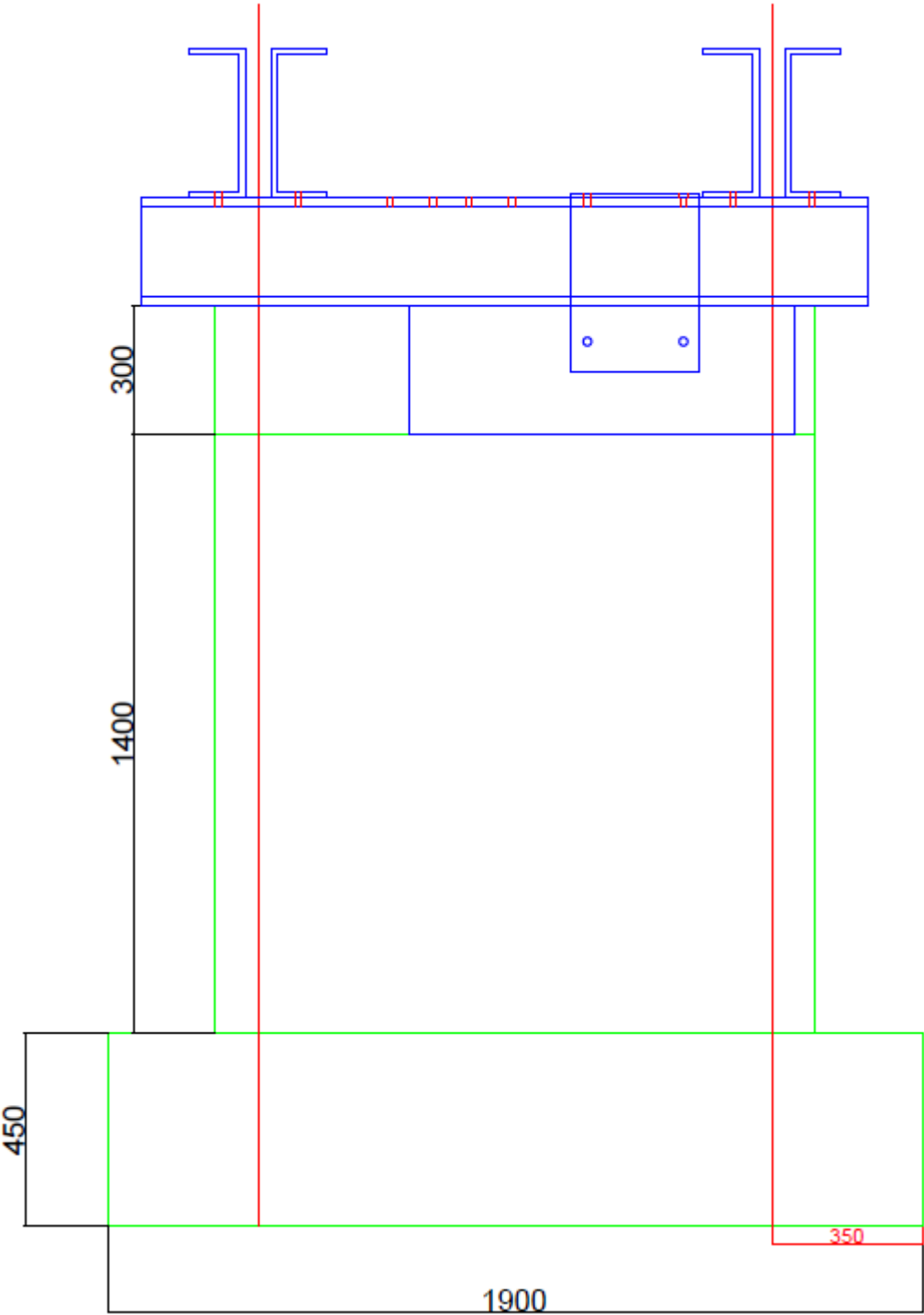
VIGA DE TRANSFERENCIA VISTA LATERAL



VIGA DE TRANSFERENCIA VISTA FRONTAL



ANEXO B: Montaje Sistema Carga Axial y Restricción Lateral



ANEXO C: CÁLCULO ANCHO DIAGONAL

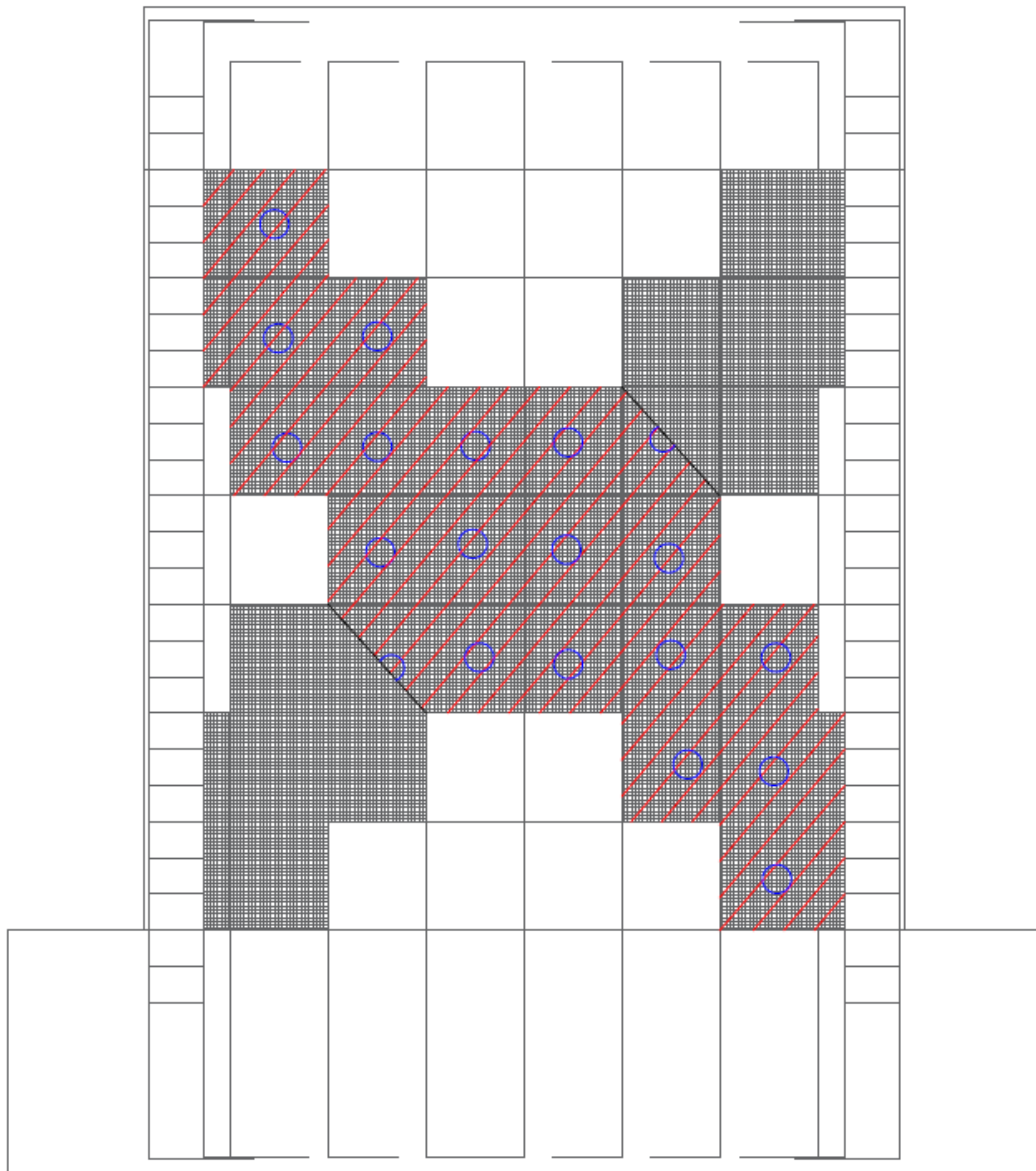


Figura 7.1: Ancho Efectivo Diagonal

ANEXO D: CÁLCULO PESO ENFIERRADURA

Enfierradura Muro Convencional						
Elemento	Diametro [mm]	Cantidad	Largo Unitario [mm]	Largo Total [mm]	Peso Unitario [kg/m]	Peso Total [kg]
Longitudinal de Borde	12	8	2282	18256	0.888	16.2
Vertical del Alma	8	14	2282	31948	0.395	12.6
Horizontal del Alma	8	16	1590	25440	0.395	10.0
Estribo E1	8	36	518	18648	0.395	7.4
Estribo E2	8	0	418	0	0.395	0.0
Estribo E3	8	0	686	0	0.395	0.0
Total						46.2

Tabla 7.1. Calculo Peso Enfierradura Muro Convencional

Enfierradura Muro Alternativo						
Elemento	Diametro [mm]	Cantidad	Largo Unitario [mm]	Largo Total [mm]	Peso Unitario [kg/mm]	Peso Total [kg]
Longitudinal de Borde	12	8	2282	18256	0.888	16.2
Vertical del Alma	8	14	2282	31948	0.395	12.6
Horizontal del Alma	8	16	1590	25440	0.395	10.0
Estribo E1	8	36	518	18648	0.395	7.4
Estribo E2	8	16	418	6688	0.395	2.6
Estribo E3	8	28	686	19208	0.395	7.6
Total						56.5

Tabla 7.2. Calculo Peso Enfierradura Muro Alternativo