



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

**ANALISIS EXPERIMENTAL DE MUROS DELGADOS DE
HORMIGÓN ARMADO PARA VIVIENDAS DE BAJA ALTURA**

FRANCISCO JAVIER ALMEIDA NAVARRETE

Tesis para optar al grado de

Magister en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:

MATÍAS ANDRÉS HUBE GINESTAR

Santiago de Chile, Diciembre, 2015

© 2015, Javier Almeida



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE

ESCUELA DE INGENIERIA

**ANALISIS EXPERIMENTAL DE MUROS DELGADOS DE
HORMIGÓN ARMADO PARA VIVIENDAS DE BAJA ALTURA**

FRANCISCO JAVIER ALMEIDA NAVARRETE

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

MATÍAS ANDRÉS HUBE GINESTAR

HERNÁN SANTA MARÍA OYANEDEL

CAROLINA ELENA MAGNA VERDUGO

IGNACIO ANTONIO CASAS RAPOSO

Para completar las exigencias del grado de

Magister en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, Diciembre, 2015

Esta tesis se la dedico con todo mi amor y cariño a toda mi familia, a mis padres: Francisco y Rosita, y a mis hermanas: Caty, Maggy, Pame, por todo el apoyo, el amor, comprensión, enseñanza y el ejemplo que me han dado toda mi vida y a quienes les debo todo lo que soy.

AGRADECIMIENTOS

La presente investigación va dirigida como muestra de gratitud a la PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE y AL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA ESTRUCTURAL Y GEOTECNICA por su invaluable instrucción académica.

Quiero hacer presente mi agradecimiento a todas y cada una de las personas que de una manera u otra han participado y ayudado para llevar a feliz término esta investigación:

En primer lugar quiero agradecer a Dios por mi salud y la de mi familia, gracias a mis padres Francisco y Rosita por apoyarme en todas las etapas de mi vida, por enseñarme todos los valores y principios, por darme ánimos en todo momento, por confiar en mí al momento de tomar decisiones, por darme tres hermanas maravillosas, por su esfuerzo para darme todo en la vida y especialmente los estudios, esta es una forma de decir gracias por todo son lo mejor que tengo y agradezco tenerles junto a mí.

A mis hermanas Caty, Maggi y Pame, por ser siempre mi fuente de motivación, mis amigas y muchas veces mis cómplices, han sido un ejemplo para mí, siempre estaré para lo que necesiten.

A todos mis amigos especialmente a María Fernanda por todos los años de amistad, por todo el apoyo y ánimo que me dio en un país ajeno a nuestras costumbres pero que logramos salir adelante al igual que a Lorena que ha sido un apoyo muy grande para mí, a toda la comunidad ecuatoriana y a la Legión, amistad que se ha ido fortaleciendo con el tiempo.

A Matías Hube mi profesor guía, por su tiempo y dedicación, con sus conocimientos, experiencia y motivación logró que esta investigación tenga una culminación exitosa. Para mí fue un agrado haber sido su alumno y ayudante.

A Sebastián con el cual realizamos la parte experimental de la investigación, A Álvaro Jordan y Álvaro Vargas gracias por la ayuda y por el tiempo.

A las Empresas ACMA por donar el acero que se utilizó para el armado de los especímenes y a MELON por ser el proveedor del hormigón para la construcción de los Especímenes.

Al personal administrativo del departamento: Jennifer Flores, Josefina Uribe, Carlos y Luis.

A los ingenieros y técnicos del DICTUC S.A. y el laboratorio del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica que trabajaron en los ensayos de los muros: Jaime, Nicolás, Willy, Camilo, Jairo y Fabián.

Este estudio fue financiado por el Fondo al desarrollo científico y tecnológico, proyecto de investigación fondef #D10i1086. Adicionalmente, esta tesis se enmarca dentro del Centro Nacional de Investigación para la Gestión Integrada de Desastres Naturales (CIGIDEN), CONICYT/FONDAP/15110017.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE GENERAL.....	v
INDICE DE TABLAS	ix
INDICE DE FIGURAS.....	x
RESUMEN.....	xiii
ABSTRACT.....	xiv
1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. ESTADO DEL ARTE	4
2.1 Uso de Muros de Hormigón Armado en Viviendas de Baja Altura en Chile... 4	
2.2 Requisitos para el diseño de Muros	7
2.3 Comportamiento de Muros de Hormigón Armado.....	8
3. CAMPAÑA EXPERIMENTAL	13
3.1 Definición Del Muro Prototipo.....	14
3.2 Diseño de los Muros	16
3.3 Propiedades de los Materiales.....	20
3.4 Construcción de los Especímenes.....	26
3.5 Instrumentación de los Especímenes	28

3.6 Configuración del Ensayo.....	30
3.6.1 Aplicación de la Carga.	31
4. RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	33
4.1 Muro M1	38
4.1.1 M1 - Descripción General del Daño Observado	38
4.1.2 M1 - Relación Fuerza – Desplazamiento	40
4.1.3 M1 - Mediciones de los Transductores	43
4.1.4 M1 - Desplazamiento por Corte	45
4.2 Muro M2	45
4.2.1 M2 - Descripción General del Daño Observado	45
4.2.2 M2 - Relación Fuerza – Desplazamiento	46
4.2.3 M2 - Mediciones de los Transductores	50
4.2.4 M2 - Desplazamiento por Corte	52
4.3 Muro 3.....	52
4.3.1 M3 - Descripción General del Daño Observado	52
4.3.2 M3 - Relación Fuerza – Desplazamiento	53
4.3.3 M3 - Mediciones de los Transductores	57
4.3.4 M3 - Desplazamiento por Corte	59
4.4 Muro 4.....	60

4.4.1 M4 - Descripción General del Daño Observado	60
4.4.2 M4 - Relación Fuerza – Desplazamiento	60
4.4.3 M4 - Mediciones de los Transductores	64
4.4.4 M4 - Desplazamiento por Corte	66
4.5 Muro 5.....	67
4.5.1 M5 - Descripción General del Daño Observado	67
4.5.2 M5 - Relación Fuerza – Desplazamiento	69
4.5.3 M5 - Mediciones de los Transductores	71
4.5.4 M5 - Desplazamiento por Corte	73
4.6 Muro 6.....	74
4.6.1 M6 - Descripción General del Daño Observado	74
4.6.2 M6 - Relación Fuerza – Desplazamiento	75
4.6.3 M6 - Mediciones de los Transductores	78
4.6.4 M6 - Desplazamiento por Corte	81
4.7 Resumen de Resultados	81
5. ANALISIS DE RESULTADOS	83
5.1 Comparación experimental	83

5.1.1 Efecto de la armadura de borde.....	85
5.1.2 Efecto de la cuantía de refuerzo	87
5.1.3 Efecto tipo de acero.....	90
5.1.4 Efecto de la cuantía acero para barras tradicionales	93
5.2 Análisis analítico post-experimental.....	94
5.2.1 Estimación de la resistencia al corte de los muros.	95
5.2.2 Estimación de la resistencia a flexo compresión de los muros.	98
5.2.3 Estimación de la resistencia al deslizamiento de los muros.....	101
5.2.4 Rigidez Efectiva	104
6. CONCLUSIONES.....	105
7. BIBLIOGRAFIA.....	111
Anexo A : DETALLES DE ARMADURA	114

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 2-1: Estadísticas de viviendas construidas en Chile.....	5
Tabla 3-1: Matriz de ensayos del proyecto Fondef HEAT	14
Tabla 3-2: Propiedades del hormigón	21
Tabla 3-3: Propiedades del Acero de refuerzo	23
Tabla 3-4: Detalle de la instrumentación (celdas de carga y transductores).....	29
Tabla 4-1: Resumen de resultados (1).....	82
Tabla 4-2: Resumen de resultados (2).....	82
Tabla 5-1: Resumen de resistencia al corte.....	97
Tabla 5-2: Comparación teórico – experimental de la resistencia al Corte	98
Tabla 5-3: Comparación teórico-experimental de la resistencia a flexocompresión	101
Tabla 5-4: Comparación teórico-experimental de la resistencia al deslizamiento.....	103
Tabla 5-5: Comparación teórico – experimental de la Rigidez efectiva	105

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2-1: Estructuras Rígidas Tipo Cajón (Fuente:www.murolpac.com)	4
Figura 2-2: Estadísticas de viviendas construidas en Chile	6
Figura 2-3: Construcción de viviendas en Chile (Fuente Armacero)	7
Figura 3-1: Geometría de los muros M1 al M6.....	17
Figura 3-2: Detalle armadura muro M1	18
Figura 3-3: Detalle armadura muro M5	19
Figura 3-4: Ensayos experimentales de los Materiales	20
Figura 3-5: Curva tensión-deformación probetas de hormigón	22
Figura 3-6: Curva tensión-deformación barras de acero A630-420H.....	24
Figura 3-7: Curva tensión-deformación barras de acero AT560-500	25
Figura 3-8: Construcción de los Especímenes I.....	26
Figura 3-9: Construcción de los Especímenes II.....	27
Figura 3-10: Instrumentación de los Especímenes.....	28
Figura 3-11: Configuración del ensayo	30
Figura 3-12: Fotografía de la configuración del ensayo	31
Figura 3-13: Protocolo de desplazamiento lateral de los muros	32
Figura 4-1: Disipación de energía	34
Figura 4-2: Degradación de rigidez después de la resistencia máxima	35
Figura 4-3: Diagramas para el cálculo de deformación por corte	36
Figura 4-4: Método de Correlación de Imágenes.....	37

Figura 4-5: Estimación de grietas con el programa Optecal	38
Figura 4-6: M1 – Propagación del daño.....	39
Figura 4-7: M1 – Relación fuerza vs deriva – Degradación de rigidez	40
Figura 4-8: M1- Disipación de energía y amortiguamiento viscoso equivalente	42
Figura 4-9: M1 - Mediciones de los transductores.....	44
Figura 4-10: M1 – Desplazamiento por corte	45
Figura 4-11: M2 – Propagación del daño.....	47
Figura 4-12: M2 – Relación fuerza vs deriva – Degradación de rigidez	48
Figura 4-13: M2- Disipación de energía y Amortiguamiento viscoso equivalente	49
Figura 4-14: M2 - Mediciones de los transductores.....	51
Figura 4-15: M2 – Desplazamiento por corte	52
Figura 4-16: M3 – Propagación del daño (Continuación)	54
Figura 4-17: M3 - Relación fuerza vs deriva – Degradación de rigidez	55
Figura 4-18: M3- Disipación de energía y Amortiguamiento viscoso equivalente	56
Figura 4-19: M3 – Mediciones de los transductores.....	58
Figura 4-20: M3 – Desplazamiento por corte	59
Figura 4-21: M4 – Propagación del daño.....	61
Figura 4-22: M4 - Relación fuerza vs deriva – Degradación de rigidez	62
Figura 4-23: M4 - Disipación de energía y Amortiguamiento viscoso equivalente	63
Figura 4-24: M4 – Mediciones de los transductores.....	65
Figura 4-25: M4 – Desplazamiento por corte	66
Figura 4-26: M5 – Propagación del daño.....	68

Figura 4-27: M5 - Relación fuerza vs deriva – Degradación de rigidez	70
Figura 4-28: M5 - Disipación de energía y Amortiguamiento viscoso equivalente	71
Figura 4-29: M5 – Mediciones de los transductores	72
Figura 4-30:M5 - Desplazamiento por corte	74
Figura 4-31: M6 – Propagación del daño.....	76
Figura 4-32: M6 - Relación fuerza vs deriva – Degradación de rigidez	77
Figura 4-33: M6 - Disipación de energía y Amortiguamiento viscoso equivalente	78
Figura 4-34: M6 – Mediciones de los transductores	80
Figura 4-35:M6 – Desplazamiento por corte	81
Figura 5-1: Distintos tipos de talla de los tueros.....	84
Figura 5-2: Comparación cuantía de borde muros M1 y M2	85
Figura 5-3: Comparación muro M1 y M2	86
Figura 5-4: Comparación muro M1 y M3	88
Figura 5-5: Comparación muro M1 y M4	89
Figura 5-6: Comparación muro M1 y M5	91
Figura 5-7: Comparación muro M4 y M6	92
Figura 5-8: Comparación muro M5 y M6	93
Figura 5-9: Curvas de interacción muros	100
Figura 5-10: Idealización del concepto de corte por fricción	102

RESUMEN

La estructuración convencional de muros de hormigón armado para viviendas de hasta 2 pisos en Chile es similar a la utilizada en edificios de mayor altura. Los muros, se detallan con una doble malla de refuerzo horizontal y vertical, y en general, las cuantías de acero que el uso de doble malla de refuerzo implican, son largamente superiores a las requeridas por diseño en viviendas de baja altura. El objetivo de esta tesis es evaluar experimentalmente el desempeño sísmico de muros de hormigón armado delgados con una malla de refuerzo central única, que pueda ser utilizado en viviendas de baja altura. El programa experimental del proyecto Fondef HEAT consideró el ensayo de 9 muros en escala 1:1, y en esta tesis se analizan los resultados de los primeros 6 muros. Todos los muros, tienen un largo de 1600 mm (l_w), una altura de 1600 mm (h_w), y un espesor de 100 mm (t_w) del M1 al M6 y de 80 mm (t_w) del M7 al M9, todas las probetas fueron construidas con una viga superior para la aplicación de la carga horizontal y con una base inferior para anclar el muro al suelo. De los ensayos experimentales se observó que el comportamiento y falla de los muros fue controlado por corte a excepción del muro M2 que tuvo un fallo por deslizamiento. Las primeras fisuras observadas en los especímenes fueron grietas diagonales en su mayoría, los ensayos terminaron cuando los muros no eran capaces de soportar más la carga lateral aplicada. Las variables estudiadas en el análisis de resultados fueron: la cuantía de refuerzo de la malla, el tipo de acero (malla electrosoldada o barras corrugadas), la cantidad de armadura vertical de borde y el espesor de muro. Adicionalmente, se analizan los resultados experimentales para evaluar los efectos de cuantía de borde, cuantía de malla electro soldada ACMA, tipo de acero, y cuantía de barras tradicionales. Por últimos se compararan resultados teóricos con los resultados experimentales.

Palabras Claves: Hormigón Armado, Muros Delgados, Malla Electro soldada, viviendas de baja altura

ABSTRACT

The conventional structure of reinforced concrete shear walls for housing up to 2 floors consists on using the same methodology applied for taller buildings. Typically, these shear walls are detailed with reinforcing mesh using two layers. However, the reinforcement ratios obtained because of the use of two layers are overall higher than those required by the design of shear walls of low-rise housing. The objective of this thesis is to experimentally evaluate the seismic performance of reinforced concrete walls thin with a single layers reinforcing mesh, which can be used in low-rise housing. The experimental program of the project Fondef HEAT includes the testing of 9 walls in scale 1:1, and in this thesis the results of the first 6 walls are analyzed. All walls have a length of 1600 mm (l_w), a height of 1600 mm (h_w), and a thickness of 100 mm (t_w), except walls M7 to M9 with a thickness of 80 mm. All specimens were constructed with an upper beam for the application of the horizontal load and with a lower base wall to anchor the wall to the strong floor. From the experimental tests it was observed that the failure behavior of the walls was controlled by shear, except wall M2 that had a sliding failure. The first cracks observed in the specimens were mostly diagonal cracks, and the tests were terminated when the walls were not able to stand the applied lateral load. The variables studied in the analysis of results were: the amount of reinforcing mesh, the type of steel (welded mesh or rebars), the amount of vertical reinforcement edge and wall thickness. In addition, the experimental results are analyzed to evaluate the effects of edge amount, amount of electro welded mesh ACMA, steel type and amount of traditional bars. Finally the experimental results are compared with theoretical results.

Keywords : Concrete , Thin Walls , Electro welded mesh , low-rise housing

1. INTRODUCCIÓN

Actualmente, la estructuración convencional de muros de hormigón armado para viviendas de hasta dos pisos en Chile consiste en una analogía de la metodología utilizada en edificaciones de mayor altura. Los muros se diseñan con una doble malla de refuerzo horizontal y vertical. Estos muros con doble malla han sido certificados por el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU) bajo todos los criterios de resistencia y comportamiento especificados en la normativa vigente para construcción de viviendas. (Listado Oficial de Soluciones Constructivas)

Sin embargo, en general las cuantías de acero que el uso de doble malla de refuerzo implican, son largamente superiores a las requeridas por diseño en muros de viviendas de baja altura. En consecuencia, se producen ineficiencias en el uso de materiales y potenciales pérdidas económicas que perjudican significativamente a la industria. Es conocido que la construcción de viviendas de hormigón armado en Chile es un mercado poco explotado dado el mayor costo de ésta, comparado con sus competidores directos, como la albañilería armada o confinada. El uso de una estructuración de muros diferente a la tradicionalmente empleada en Chile requiere someter dicha propuesta al procedimiento normativo completo especificado por el MINVU con el fin de garantizar la viabilidad y cualidad sismo-resistente de la estructura. Para ello, se propone una estructuración de muro delgado basado en el uso de una malla de refuerzo central única para estructuraciones de viviendas de baja altura. El uso de una malla central única permite resistir holgadamente las sollicitaciones sísmicas que se generan en viviendas de baja altura. Adicionalmente, permite obtener mayor recubrimiento del muro (zona libre entre la armadura y el borde externo). Finalmente, un mayor recubrimiento sobre la armadura de refuerzo garantiza mayor protección de ésta ante ataque de agentes externos como humedad y cloruros y el consiguiente deterioro por corrosión del acero de refuerzo. La propuesta de esta investigación considera el diseño e implementación de la alternativa propuesta, que servirá para posterior validación como solución constructiva que enmarca el proyecto fondef, para construcción de viviendas en Chile. Esta tesis está

dentro del proyecto de investigación HEAT financiado por el Fondo al desarrollo científico y tecnológico, fondef #D10I1086. Dentro de este proyecto, se consideró el diseño y análisis experimental de nueve muros de hormigón armado con malla central. Seis de estos muros tenían 100 mm y tres 80 mm. En esta tesis solamente se analizan los seis muros de 100 mm de espesor.

El primer objetivo de esta investigación es analizar el comportamiento sísmico de muros delgados de hormigón armado con malla de refuerzo central única. El segundo objetivo de esta tesis es evaluar el tipo de acero y la cuantía de refuerzo en el comportamiento sísmico de los muros.

Los objetivos planteados motivan a realizar la campaña experimental de esta tesis para analizar si las soluciones y/o cambios normativos propuestos para muros delgados de hormigón armado son adecuados para utilizar menos cuantía y disminuir el espesor, en la construcción de muros para viviendas de baja altura en Chile.

Para cumplir los objetivos anteriormente planteados se diseñarán 6 Muros con un espesor de 10 cm con variación en el tipo de malla y barras de refuerzo, así, conceptualizar una solución constructiva que combine aspectos de resistencia y comportamiento sísmico estructural. Se ensayan muros de hormigón armado con malla electrosoldada central y cuantía normal, (es decir la mínima requerida por el código ACI), cuantía alta y cuantía reducida. Adicionalmente, se ensayan muros diseñados con barras tradicionales con las misma cuantías para poder comparar su desempeño con los muros con malla electrosoldada y sacar algunas conclusiones en cuanto al funcionamiento estructural. Los resultados de esta investigación podrían ser utilizados en la construcción de viviendas de baja altura en Chile garantizando el desempeño adecuado ante eventos sísmicos y económicamente accesibles, además de ser usadas en posibles discusiones del comité de normas para diseño de muros de hormigón armados específicamente para viviendas de baja altura.

Esta investigación no se basa en la creación de un elemento estructural nuevo, pero sí permite una optimización y mejoramiento en cuanto a la metodología de construcción de muros para viviendas de baja altura.

El estado del arte para esta investigación se muestra en el Capítulo 2, en donde se realiza una recopilación bibliográfica de investigaciones similares. En este capítulo se explicará cómo son las viviendas de baja altura en Chile, qué cuantía es la que se está usando, cuáles son los espesores comunes y cómo se comportan ante un evento sísmico. Adicionalmente, se resumen los requisitos para el diseño de muros según el código Americano de Concreto ACI 318(2014), y se resumen varias investigaciones relacionadas con el desempeño sísmico de muros de hormigón armado delgado. En el Capítulo 3 se describe la campaña experimental de los muros, se muestra el propósito de ensayo de cada muro, se define el muro prototipo o de referencia en base a las investigaciones de los autores antes mencionados. Adicionalmente, en el Capítulo 3 se resumen las características de los materiales y se muestra la construcción paso a paso de los especímenes. Por último se describe la configuración del ensayo, la instrumentación y el protocolo de carga que se utiliza para los ensayos laterales cíclicos. En el Capítulo 4 se presentan los resultados experimentales de los seis muros ensayados en esta tesis. Para cada muro se describe el proceso de falla y donde es estimada la deriva de primera grieta así como el ángulo de inclinación de las mismas. En este capítulo se muestra la relación fuerza – desplazamiento, la resistencia máxima, la capacidad de deformación, la rigidez inicial, la capacidad, la disipación de energía y el amortiguamiento viscoso equivalente. En el Capítulo 5 se analizan los resultados experimentales para evaluar los efectos de: cuantía de borde, cuantía de malla electro soldada ACMA, tipo de acero, y cuantía de barras tradicionales. Adicionalmente se compara la resistencia experimental con la resistencia teórica Finalmente, en el Capítulo 6 se muestran las conclusiones de esta investigación.

2. ESTADO DEL ARTE

Este capítulo describe el uso de muros de hormigón armado en viviendas de baja altura en Chile. Adicionalmente, este capítulo contiene un resumen de la normativa vigente para el diseño estructural de muros de hormigón armado en Chile y un resumen de algunas investigaciones internacionales relacionadas con el desempeño sísmico de muros delgados de hormigón armado.

2.1 Uso de Muros de Hormigón Armado en Viviendas de Baja Altura en Chile.

Durante los últimos diez años, con el fin de satisfacer la demanda de vivienda, el número de viviendas con muros de hormigón armado en varios países de América Latina y especialmente en Chile se ha incrementado considerablemente. Estas viviendas son de uno a dos pisos de altura y se han construido con muros de hormigón armado, debido a la rigidez y la resistencia de estas estructuras tipo cajón, Figura 2-1. Las demandas sísmicas en este tipo de viviendas son bajas, lo que permite evaluar la utilización de muros delgados de espesores entre 80 y 100 mm, con una resistencia de diseño del hormigón que varía entre 15 y 20 MPa.

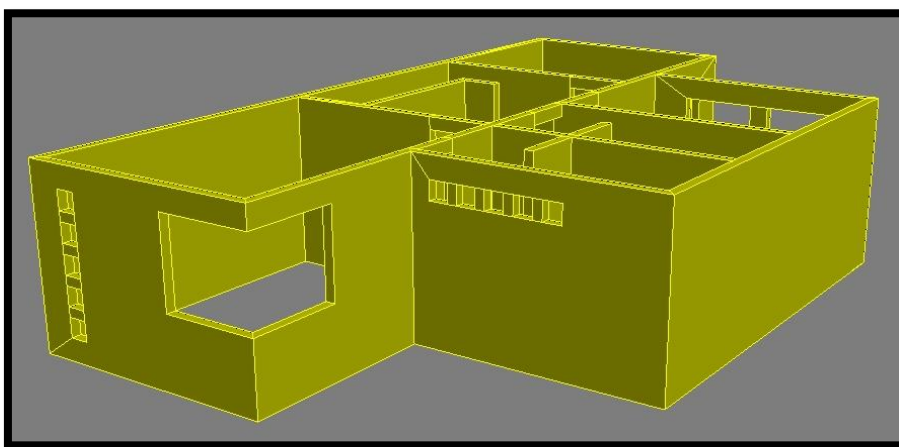


Figura 2-1: Estructuras Rígidas Tipo Cajón (Fuente: www.murolpac.com)

No existen muchos estudios sobre el uso de muros de hormigón armado en viviendas en Chile, sin embargo según el formulario único de estadísticas de edificación en los últimos 10 años se han construidos alrededor de 1.100.359 viviendas de baja altura, Tabla 2-1, de las cuales en promedio un 55% corresponde a viviendas de mampostería (bloque, ladrillo), 35% a viviendas de madera, 5% a viviendas de muros de hormigón armado y 5% a viviendas de otro material.

Tabla 2-1: Estadísticas de viviendas construidas en Chile

Año	Casas Construidas	Casas de Mampostería	Casas de Madera	Casas de Hormigón	Casas Otro Material
2005	128612	83281	38940	3943	2448
2006	131108	84399	36211	6286	4212
2007	127143	76271	41555	4261	5056
2008	136242	77110	47903	4506	6723
2009	135542	72487	51017	3506	8532
2010	85777	48595	27739	5298	4145
2011	119178	63839	43296	4553	7489
2012	94412	47394	33343	8351	5324
2013	86903	37199	37703	6375	5626
2014	55442	23805	21417	6258	3962
Total	1100359	614380	379124	53337	53517
Porcentaje (%)	100	55	35	5	5

En el 2005 las viviendas de muros de hormigón armado correspondían a un 3 % del total de las viviendas construidas en Chile, en la actualidad la construcción de este tipo de viviendas ha incrementado considerablemente, representando el 11 % del total de viviendas construidas para el 2014, Figura 2-2. Típicamente, los muros de viviendas de hormigón armado tienen espesores que varían entre 100 y 140 mm, lo que es igual o

inferior al espesor de 140 mm de la mampostería tradicional, el hormigón especificado en obra es H18 o H20 con un tamaño máximo de árido de (20mm). Las armaduras utilizadas en la construcción de estos muros, corresponden principalmente a doble malla de acero electro soldada con acero de borde en los extremos de muro, Figura 2-3, resultando aproximadamente una cuantía de 50-58 kg de acero por m³ de hormigón y 6-7 kg de acero por m² de muro. Las fundaciones que se utilizan pueden ser aisladas, a diferencia de lo que ocurre en la mampostería, donde las fundaciones deben ser corridas. Los procesos constructivos empleados en la construcción de muros para viviendas de hormigón armado son similares a los utilizados en la construcción de muros para edificios de hormigón armado. En estos procesos se aplica una mayor mecanización y con esto disminuye el empleo de mano de obra, factor que en construcción tradicional de albañilería es intensivo.

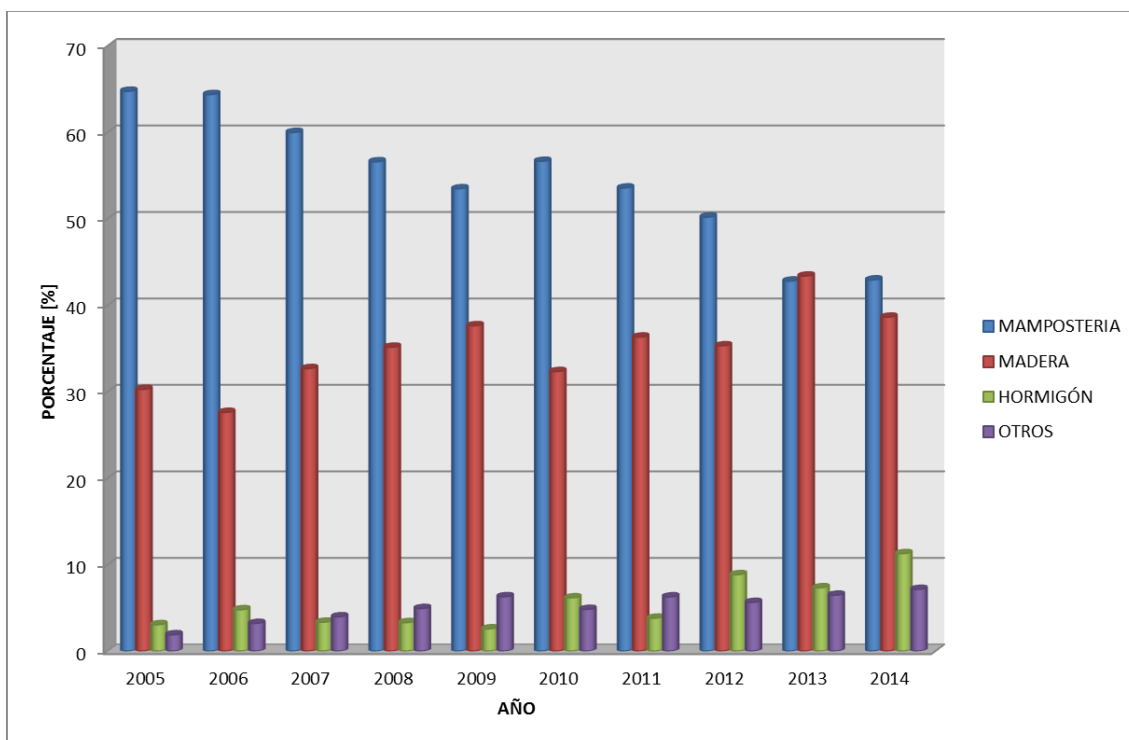


Figura 2-2: Estadísticas de viviendas construidas en Chile

Por tratarse de un proceso industrializado, la velocidad de construcción de estas casas produce importantes ahorros, así como estándares de calidad asegurados. Estos rendimientos se logran, en general, con un buen nivel de mecanización, reducción de los requerimientos de mano de obra y faenas limpias y ordenadas.



Figura 2-3: Construcción de viviendas en Chile (Fuente Armacero)

2.2 Requisitos para el diseño de Muros

El diseño estructural de muros de hormigón armado en Chile debe satisfacer los decretos DS60 (2011) y DS 61 (2011). El DS 60 establece que los elementos y estructuras de hormigón armado se deben diseñar según los requisitos del ACI 318 (2008) con ciertas modificaciones. Este decreto permite el uso de muros estructurales ordinarios en estructuras de hasta 5 pisos que hayan sido diseñadas utilizando un factor de reducción de respuesta R o R_o igual o menor que 4, que corresponde al factor de reducción de resistencia de la albañilería NCh 433 (2009). En consecuencia, la normativa vigente permite diseñar muros de hormigón armado utilizando el Capítulo 14 del ACI 318 (2008), sin cumplir los requisitos de diseño sísmico del capítulo 21 del ACI 318 (2008).

El capítulo 14 del ACI 318 (2008) establece que la cuantía de refuerzo mínima para el acero vertical es $\rho_l = 0.0012$ para barras corrugadas no mayores que N_o 16 (16 mm de

diámetro) con una tensión de fluencia (f_y) no menor a 420 MPa, $\rho_l = 0.0015$ para otras barras corrugadas, o $\rho_l = 0.0012$ para refuerzo electro soldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que MW200 ó MD200. La cuantía de refuerzo mínima para el acero horizontal es $\rho_t=0.0020$ para barras corrugadas no mayores que No. 16 con f_y no menor que 420 MPa, $\rho_t=0.0025$ para otras barras corrugadas, o $\rho_t=0.0020$ para refuerzo electro soldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que MW200 ó MD200. El uso doble capa para la armadura de refuerzo, solo se requiere para espesores mayores a 250 mm.

2.3 Comportamiento de Muros de Hormigón Armado

Esta sección contiene una revisión del estado del arte respecto al comportamiento sísmico de muros de hormigón armado de bajo espesor. Específicamente, esta sección resume cuatro artículos científicos.

Carrillo y Alcocer (2012), con el fin de comprender mejor el comportamiento sísmico de muros de hormigón armado que se utilizan normalmente en viviendas de baja altura en varios países de América Latina, realizaron un extenso proyecto de investigación. La primera etapa de este programa de pruebas consistió en el ensayo de varios muros bajo cargas monotónicas y cíclicas. Parte de estos muros estaban reforzados con el 50% de la cuantía mínima de acero, prescrita por el código ACI 318 (2011), y fueron comparados con muros reforzados con el 100% de la cuantía mínima de acero. Los muros con el 50% de cuantía mínima estaban reforzados con malla de acero electro soldado, mientras que los muros con 100% de la cuantía mínima, estaban reforzados con barras tradicionales, obteniendo como resultado de esta primera etapa de pruebas que los muros con malla electro soldada limitan la capacidad de desplazamiento con respecto a los muros con barras tradicionales.

Sin embargo consideraron esencial evaluar la capacidad de los muros bajo condiciones dinámicas más reales y el ensayo de mesa vibratoria es el método más adecuado para reproducir los efectos dinámicos reales de los terremotos en edificios, estructuras o

componentes. Por ello, para entender de mejor manera el comportamiento de estos muros, realizaron una nueva campaña experimental que consistía en ensayar seis muros bajo agitación de mesa vibratoria, y las variables estudiadas fueron: la geometría del muro (Muros Sólidos y Muros con aberturas), el tipo de hormigón (Hormigón Normal y ligero), la cuantía de armadura de acero (0,125 % y 0,25 %) y el tipo de Refuerzo del Muro (barras corrugadas y malla de alambre soldado).

Los muros fueron diseñados para fallar al corte para comprender mejor el mecanismo de resistencia que generan durante un evento sísmico. Los muros se sometieron a una serie de registros de terremotos y el desempeño de los muros se evaluó mediante curvas de histéresis y comparando los cambios en las frecuencias y amortiguamientos fundamentales.

Concluyeron que el desempeño de los muros con hormigón normal y hormigón ligero era comparable y que el tipo de refuerzo (mallas de alambre soldado y barras corrugadas) afecta significativamente la capacidad de desplazamiento de los muros. La falla de los muros diseñados al corte con mallas de alambre electro soldado es frágil debido a que la capacidad de elongación de la malla de alambre es limitada, por lo que, para el diseño de muros con este tipo de refuerzo, la deriva final debe ser considerada igual a la deriva de la resistencia al corte máximo, además, debido a las resistencias del hormigón de diseño (entre 15 y 20 MPa) y al esfuerzo plástico nominal del acero, y luego de comparar la resistencia al corte de muros con el 100% de relación de refuerzo mínimo, los muros pueden ser reforzados con 50 % de la relación de refuerzo de acero mínimo prescrito por el código por lo tanto, muros con 50 % de cuantía mínima reforzados con malla de alambre electro soldado si pueden estar en viviendas de hormigón armado de baja altura situado en zonas sísmicas de bajo riesgo.

Carrillo y Alcocer (2012a) desarrollaron un modelo constitutivo basado en las características de algunas viviendas económicas modernas de varios países de América latina, estas características corresponden a muros delgados de hormigón de baja resistencia, reforzadas con malla electro soldada de cuantía menor a la mínima prescrita

por los códigos actuales, el modelo constitutivo que se basa en el desempeño de las características antes mencionadas tiene como objetivo, predecir el comportamiento sísmico de muros de hormigón armado para viviendas de uno y dos pisos, este modelo fue desarrollado basándose en los resultados de 39 experimentos cuasi-estáticos de mesa vibratoria, en los cuales se realizaron análisis de regresión no lineal iterativo para derivar ecuaciones semi-empíricas. El modelo es tri-lineal y se asocia con tres estados límites: el agrietamiento diagonal, la resistencia al corte máximo, y la capacidad de deformación máxima. Además en esta investigación se discute el mejoramiento de las ecuaciones que proponen algunos modelos existentes en la literatura, ya que son limitadas para predecir el comportamiento sísmico de muros de hormigón armado, puesto que demostraron que las resistencias máximas al corte que calcularon utilizando modelos disponibles en la literatura no coinciden con los resultados experimentales medidos durante el ensayo de los muros. Basándose en estos hallazgos, consideraron necesario desarrollar un modelo que tuviera en cuenta las características de una vivienda de baja altura.

Para desarrollar el modelo, Carrillo y Alcocer (2012a) identificaron las variables que caracterizan los estados límite asociados con el desempeño del muro y utilizando los modelos analíticos disponibles en la literatura, los resultados de investigaciones anteriores, los fundamentos de comportamiento estructural del hormigón y las recomendaciones prescritas por el Instituto Americano del Concreto (ACI), determinaron las variables más representativas para establecer las ecuaciones del modelo.

Los autores de esta investigación han desarrollado este modelo con la finalidad de ser incluido en las directrices de diseño. Los estados límite incluyen la predicción de la resistencia al corte y la capacidad de desplazamiento, debido a estas características, el modelo propuesto puede ser implementado en el diseño basado en la fuerza convencional, así como en el diseño sísmico basado en desempeño (PBSD).

Hidalgo, Ledezma y Jordán (2002) estudiaron el comportamiento de muros de hormigón armado que presentan un modo de falla por corte, el uso de este tipo de muros no es

predominante en países propensos a terremotos y este hecho se debe a que el diseño con marcos espaciales resistentes a momento se han venido diseñando históricamente y son los que atraen la atención de la mayoría de los investigadores. Sin embargo, las estructuras con muros de corte han demostrado un mejor desempeño en comparación a los sistemas de marcos espaciales, por lo tanto, el objetivo principal de esta investigación es desarrollar un modelo matemático que sea capaz de predecir el comportamiento sísmico inelástico de estructuras con este tipo de muros, incluyendo tanto la componente flexural como la cortante. Para esto se estudiaron los resultados de un programa experimental donde se probaron 26 muros a gran escala sometidos a un desplazamiento horizontal cíclico de amplitud creciente, donde los parámetros principales de estudio fueron la relación de aspecto de los muros, la cantidad de refuerzo distribuido (vertical y horizontal) y la resistencia a la compresión del hormigón.

Los especímenes se ensayaron evitando la rotación de los extremos superior e inferior de la muestra y la carga cíclica horizontal se aplicó a media altura. No se aplicó compresión axial, excepto el peso propio del muro y de la configuración del ensayo; la razón para no aplicar fuerza axial es porque las disposiciones del ACI para estimar la resistencia al corte no toman en cuenta el efecto de las tensiones de compresión en el aumento de la resistencia al corte, en consecuencia, la resistencia al corte aumenta con el aumento de las tensiones de compresión y disminuye a medida que las tensiones de compresión se reducen o se transforma en tensiones de tracción.

Los resultados de esta investigación incluyen el modo de falla, la fuerza cortante máxima, las derivas asociadas a estas cargas y la deriva asociada a un estado límite de colapso o resistencia última que se define como un 80% de la resistencia máxima.

Las conclusiones de esta investigación se basan en la capacidad de deformación, la absorción de energía, las características de disipación y la degradación de rigidez después de la resistencia máxima mostrada por los muros y la influencia del refuerzo vertical distribuido.

Quiroz, Maruyama y Zavala (2013), estudiaron experimentalmente el comportamiento cíclico de muros de corte delgados de hormigón armado a gran escala y realizaron una simulación numérica de los mismos.

Se probaron siete muros sometidos a ciclos de carga, y el objetivo de estos experimentos fue evaluar el uso de malla de alambre electro soldada como refuerzo principal en lugar de un refuerzo convencional. Seis muros se diseñaron con malla de alambre electro soldada, de acero frágil, y un muro se diseñó con barras tradicionales, de acero dúctil. Se utilizó una sola capa de refuerzo principal en ambas direcciones, los bordes de todos los muros están reforzados con barras tradicionales, simulando los muros utilizados en edificios de baja y mediana altura en Lima.

Antes de aplicar la carga lateral, se aplicó una carga vertical que representa 4 % de la capacidad máxima del muro, se aplica a través de un actuador electro- hidráulico. Esta carga representa el peso que se debe esperar en la parte inferior de un muro central en un edificio con cinco pisos y se mantuvo constante a lo largo de las pruebas. Los comportamientos estructurales de los muros en esta investigación se examinan en términos de resistencia máxima, rigidez, energía disipada, y amortiguamiento viscoso equivalente. Por último, los muros se calibran según el modelo histórico de tres parámetros de Park con el fin de reproducir el comportamiento de los muros delgados reforzados con acero tradicional y con mallas electro soldadas obteniendo resultados que concuerdan con los resultados experimentales.

3. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

Este capítulo describe la campaña experimental de muros de hormigón armado, desde la definición del muro prototipo hasta el sistema de aplicación de cargas. El programa experimental del proyecto HEAT (proyecto Fondef D10I1086) consideró el ensayo de nueve muros de hormigón armado en escala 1:1. La Tabla 3-1 muestra la matriz de ensayos con los nueve muros del proyecto Fondef. Sin embargo, esta tesis contempla el análisis de los primeros seis muros de 100 mm de espesor.

El primer muro (M1), corresponde al muro de referencia de la campaña experimental, tiene un espesor de 100 mm, un alto de 1600 mm y un largo de 1600 mm. Este muro está reforzado con una malla central electro soldada y la cuantía de refuerzo horizontal y vertical es de 0.002, equivalente a la cuantía mínima del ACI 318 (2014). Los muros para esta investigación fueron diseñados para fallar al corte, por lo tanto se colocó armadura de borde elevada para evitar la falla por flexión. El muro M2 se diseñó igual al muro M1 pero con una menor cuantía de armadura de borde. El muro M3 es similar al muro de referencia pero se diseñó con una mayor cuantía de refuerzo ($\rho_t=\rho_v= 0.0026$) para evaluar el efecto de cuantía de refuerzo alta. El muro M4 es similar al muro de referencia pero se diseñó con una menor cuantía de refuerzo ($\rho_t=\rho_v= 0.0014$) para evaluar el efecto de cuantía de refuerzo reducida. El muro M5 se diseñó con la misma cuantía de refuerzo que el muro M1, pero con barras de acero corrugadas de calidad A630-420H para evaluar el efecto del tipo de acero en el comportamiento sísmico de muros delgados. El muro M6 es equivalente al muro M5, pero tiene una cuantía de refuerzo reducida ($\rho_t=\rho_v= 0.0014$). Los muros M7, M8 y M9 fueron diseñados con un espesor de 80 mm para evaluar el efecto del espesor de muro. El muro M7 se diseñó con armadura electro soldada y cuantía de refuerzo mayor a la mínima ($\rho_t=\rho_v= 0.0025$). El muro se diseñó con cuantía de refuerzo reducida ($\rho_t=\rho_v= 0.0017$). Por último, el muro M9 se diseñó con armadura convencional y una cuantía de refuerzo equivalente a la del muro M7 ($\rho_t=\rho_v= 0.0025$).

Tabla 3-1: Matriz de ensayos del proyecto Fondef HEAT

Muro	Propósito de Ensayo	Tipo de Acero	Malla	l_w [mm]	t_w [mm]	h_w [mm]	h_w/l_w	$\rho_t = \rho_v$
M1	Muro de referencia	AT 560 - 500	C196 $\phi 5@100$ mm	1600	100	1600	1.0	0.0020
M2	Cuantía de borde	AT 560 - 500	C196 $\phi 5@100$ mm	1600	100	1600	1.0	0.0020
M3	Efectos de cuantía de refuerzo alta	AT 560 - 500	C257 $\phi 7@150$ mm	1600	100	1600	1.0	0.0026
M4	Efectos de cuantía de refuerzo reducida	AT 560 - 500	C139 $\phi 4.2@100$ mm	1600	100	1600	1.0	0.0014
M5	Efectos del tipo de acero	A630-420 M	$\phi 8@250$ mm	1600	100	1600	1.0	0.0020
M6	Efectos del tipo de acero y cuantía de refuerzo reducida	A630-420 M	$\phi 8@360$ mm	1600	100	1600	1.0	0.0014
M7	Efectos de espesor y cuantía de refuerzo alta	AT 560 - 500	C196 $\phi 5@100$ mm	1600	80	1600	1.0	0.0025
M8	Efectos de espesor y cuantía de refuerzo reducida	AT 560 - 500	C139 $\phi 4.2@100$ mm	1600	80	1600	1.0	0.0017
M9	Efectos de espesor y tipo de acero	A630-420 M	$\phi 8@250$ mm	1600	80	1600	1.0	0.0025

3.1 Definición del muro prototipo

El muro prototipo o de referencia M1 de la campaña experimental, se definió tomando como base las investigaciones de Carrillo y Alcocer (2012), Quiroz, Maruyama y Zavala (2013), Alarcón (2013) y Marihuen (2014).

Carrillo y Alcocer (2012a) propusieron un modelo tri-lineal para predecir el comportamiento sísmico de muros de hormigón armado para viviendas de uno y dos pisos. El modelo fue desarrollado en base a de 39 experimentos cuasi-estáticos y de mesa vibratoria de muros de hormigón armado, donde la mayoría de muros tenía una altura $h_w=2400$ mm, un largo $l_w=2400$ mm y un espesor $t_w=100$ mm, es decir una relación $h_w/l_w=1.0$. La resistencia a la compresión del hormigón (f'_c) varió entre 15 y 20 MPa y los muros estaban reforzados con barras y algunos con malla electrosoldada central, la cuantía de refuerzo vario entre 0.11 y 0.29 %.

Carrillo y Alcocer (2012) publicaron los resultados de una campaña experimental de seis muros bajo agitación de mesa vibratoria, la variable estudiada fue la geometría del muro, donde ensayaron muros sólidos y con aberturas. Los muros sólidos tenían una altura $h_w=1920$ mm, un largo $l_w=1920$ mm y un espesor $t_w=80$ mm es decir una relación $h_w/l_w=1.0$. Los muros con aberturas tenían una altura $h_w=1920$, un largo $l_w=3040$ mm y un espesor $t_w=80$ mm es decir una relación $h_w/l_w=0.63$. Para el hormigón utilizaron hormigón de densidad normal y hormigón liviano, ambos con una resistencia a la compresión de $f'_c=15$ MPa. Estos muros estaban reforzados con barras y con malla electrosoldada central, la cuantía de refuerzo vario entre 0.125 y 0.25 %.

(Quiroz, Maruyama y Zabala, 2013) se resume el ensayo de 7 muros de hormigón armado, donde se evaluó el uso de malla de alambre electrosoldada como principal refuerzo en lugar de un refuerzo con barras convencionales. Los muros tenían una altura $h_w=2400$ mm, una longitud $l_w=2650$ mm y un espesor $t_w=100$ mm, es decir una relación $h_w/l_w=0.9$. La resistencia a la compresión del hormigón fue $f'_c=17.2$ MPa, seis muros estaban reforzados con malla central electrosoldada y la cuantía de refuerzo varió entre 0.18 y 0.26 % y un muro estaba reforzado con barras convencionales y la cuantía fue de 0.29 %. Los resultados experimentales de estos muros se compararon con una simulación numérica basada en el modelo histéretico de tres parámetros de Park (1987), obteniendo resultados que concuerdan con los resultados experimentales.

Alarcón (2013) y Marihuén (2014) participaron en un mismo proyecto de investigación de la Pontificia Universidad Católica de Chile y ensayaron 10 muros delgados de hormigón armado. El muro prototipo de estos ensayos se definió en base a un estudio de las características de los muros dañados en edificios afectados por el terremoto de Maule 2010. Nueve de los diez muros ensayados muros tenían una altura $h_w=1600$ mm, una longitud $l_w=700$ mm y un espesor $t_w=100$ mm, es decir una relación $M/Vl_w=2.5$. Los muros fueron reforzados con doble malla y fueron sometidos a cargas axiales elevadas con el objetivo de simular la falla de flexo-compresión observada en muros después del terremoto.

Considerando los ensayos reportados en la literatura, y cuidando que no se sobrepase las capacidades de la máquina del laboratorio de Ingeniería Estructural, se definió un muro de 1600 mm de largo, 1600 mm de altura y se escogió para los ensayos a escala real un espesor de 100 mm. Para el hormigón se especificó un hormigón H25 ($f'_c = 20$ MPa).

3.2 Diseño de los muros

La geometría de los seis muros analizados en esta tesis se muestra en la Figura 3-1. Estos muros tienen un largo de 1600 mm (l_w), una altura de 1600 mm (h_w), y un espesor de 100 mm (t_w). Los muros fueron construidos con una viga superior de hormigón armado para la aplicación de la carga horizontal y con una base inferior para anclar el muro al suelo. La viga superior tiene un largo de 1600 mm, una altura de 300 mm y un espesor de 300 mm, mientras que la base tiene un largo de 2100 mm, un alto de 425 mm y un espesor de 400 mm. La carga fue aplicada a la mitad de altura de la viga superior, dando así una razón de aspecto $M/Vl_w=1.1$ para todos los muros, donde M es el momento flector en la base del muro, V la fuerza de corte aplicada y l_w es la longitud del muro. La base inferior de hormigón armado se diseñó con 22 perforaciones de 50 mm de diámetro donde se colocaron pernos de $\phi 25$ mm para anclar los muros a la losa de reacción.

El detalle de la armadura del muro M1 se muestra en la Figura 3-2. Para la armadura vertical de borde (ρ_s) se dispusieron seis barras $\phi 16$ mm a cada extremo del muro, lo que equivale a una cuantía $\rho_s = 0.015$; en esta armadura se colocaron estribos $\phi 6$ mm cada 150 mm. Esta misma armadura de borde se consideró para todos los muros, excepto para el muro M2, en que se colocó solamente dos barras $\phi 16$ mm a cada extremo ($\rho_s = 0.005$).

El muro M1 se diseñó con una malla electrosoldada central ACMA C196 ($\phi_t=5$ mm a 100 mm, $A_{st}=1.96$ cm²/m). El muro M2 se diseñó con la misma malla del muro M1. El muro M3 se diseñó con una malla electrosoldada central ACMA C257 ($\phi_t=7$ mm a 150 mm, $A_{st}=2.57$ cm²/m). El muro M4 se diseñó con una malla electrosoldada central

ACMA C139 ($\phi_t=4.2$ mm a 100 mm, $A_{st}=1.39$ cm²/m). El acero de las mallas es AT560-500. El detalle de las armaduras de los muros M2, M3 y M4 se encuentran en el Anexo A.

Es importante mencionar que para el armado de los muros con mallas electrosoldadas (M1, M2, M3, M4) se utilizó un traslape de aproximadamente 300 mm en la base del muro. Este traslape simula la construcción de muros con malla electrosoldada en terreno.

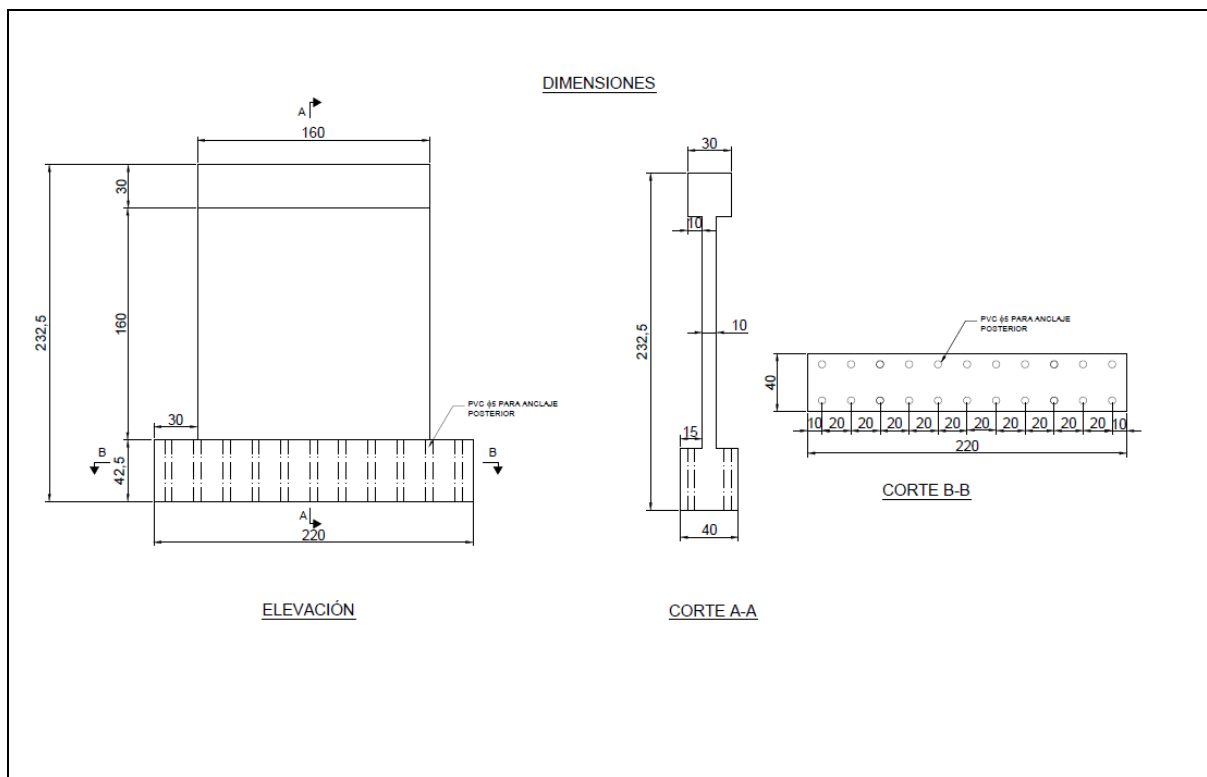


Figura 3-1: Geometría de los muros M1 al M6

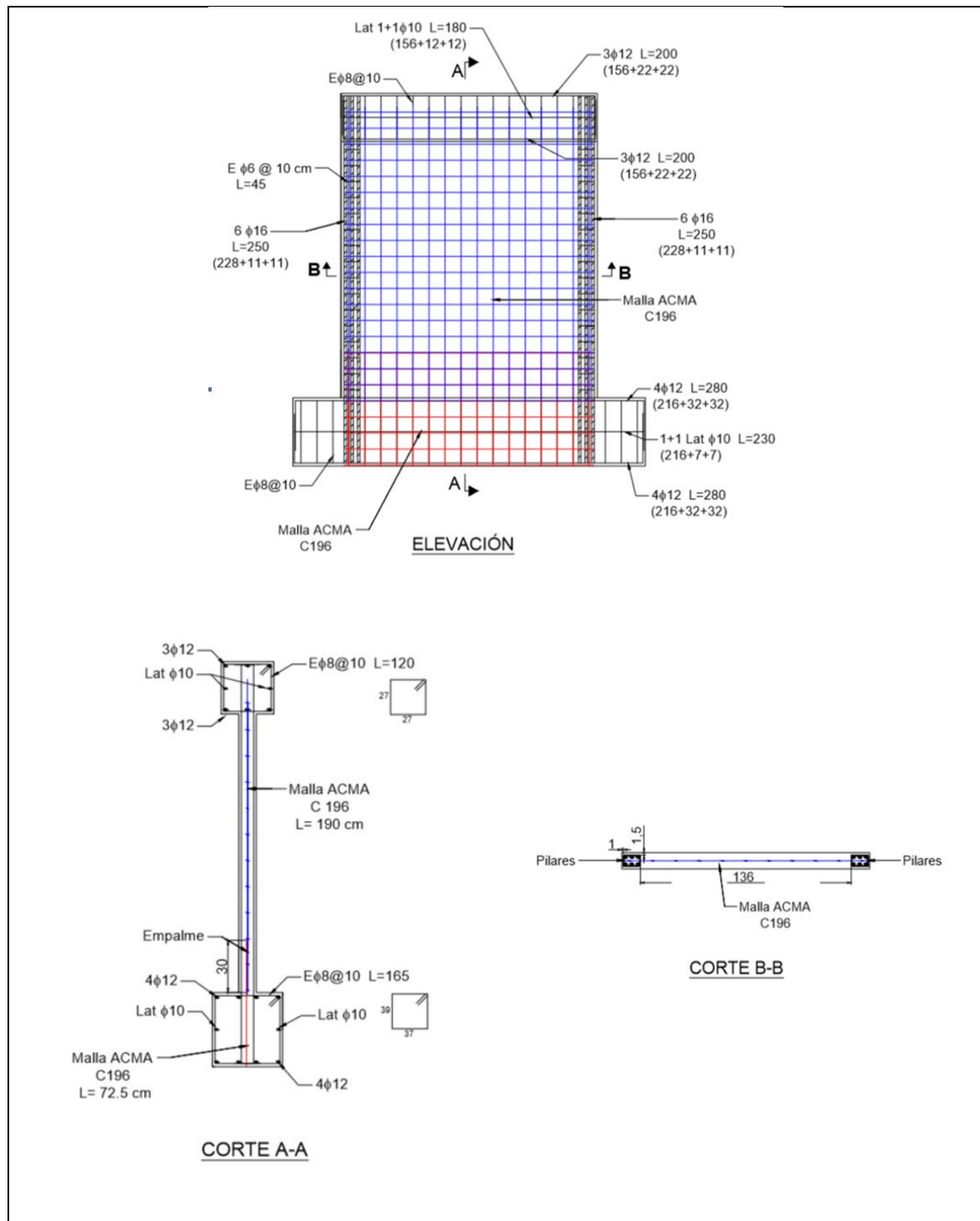


Figura 3-2:Detalle armadura muro M1

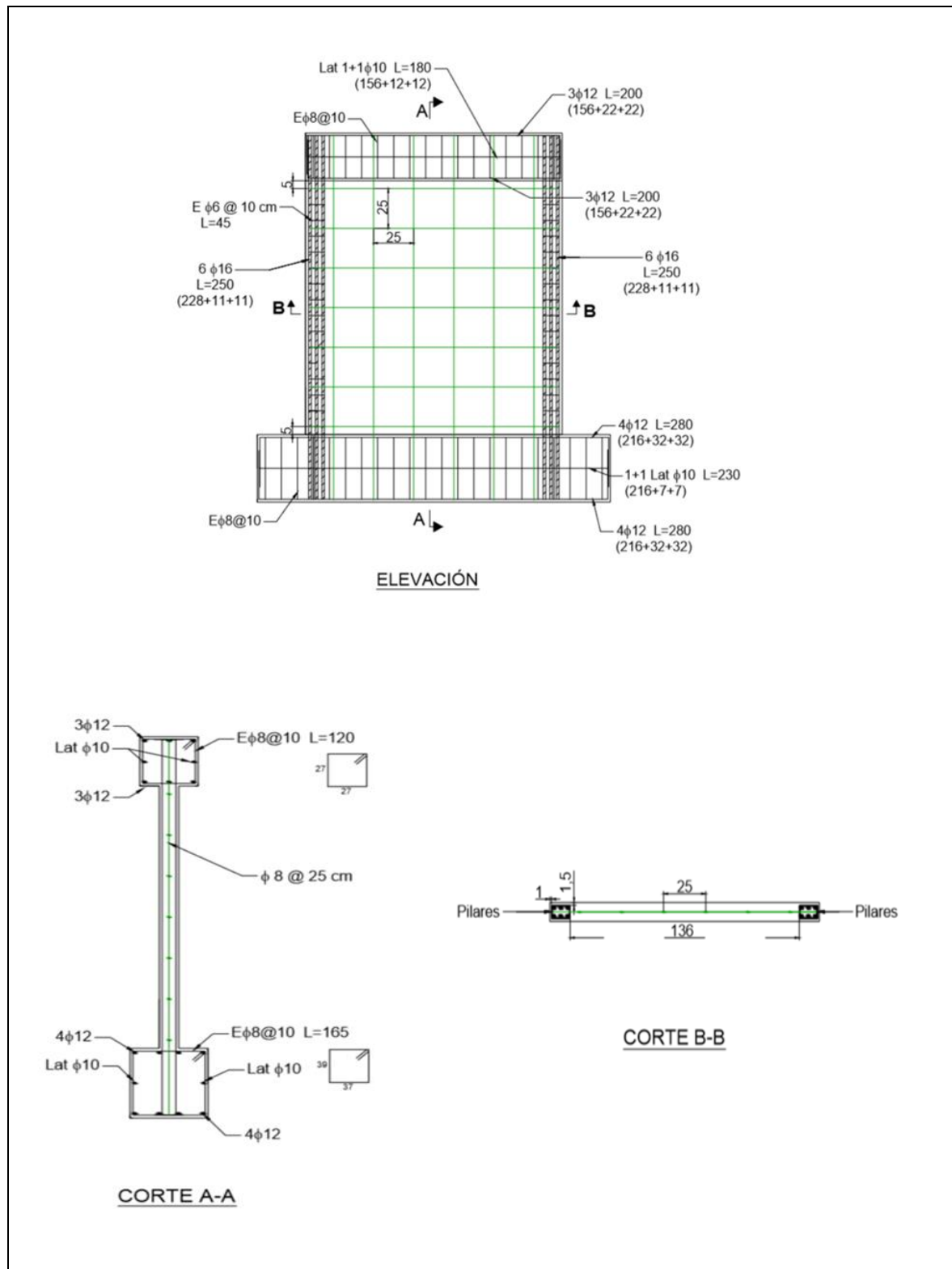


Figura 3-3: Detalle armadura muro M5

El detalle de la armadura del muro M5 se muestra en la Figura 3-3. Para la armadura vertical y horizontal distribuida (ρ_l, ρ_v), se utilizaron barras $\varphi 8$ mm espaciadas 250 mm ($\varphi_t=8$ mm $A_{st}=2.01$ cm²/m). Para el diseño del muro M6 se utilizaron barras $\varphi 8$ mm espaciadas 360 mm ($\varphi_t=8$ mm $A_{st}=1.40$ cm²/m). El acero de las barras es A630-420M.

A diferencia de los muros con mallas para el armado de estos muros no se utilizó traslape. El detalle de la armadura del muro M6 se encuentra en el Anexo A.

3.3 Propiedades de los Materiales

En esta sección se describen las propiedades del hormigón y la armadura de refuerzo utilizados para construir los muros. Las propiedades mecánicas del hormigón y de los aceros de refuerzo fueron medidas experimentalmente como se muestra en la Figura 3-4.



a) Ensayo de resistencia a la compresión del hormigón



b) Ensayo de resistencia a la tracción del acero

Figura 3-4: Ensayos experimentales de los Materiales

Para el hormigón de los especímenes se especificó con una resistencia característica teórica en probetas cúbicas de 20 MPa (Hormigón H20) y con un tamaño máximo de árido de 10 mm. Experimentalmente, se ensayaron un total de nueve probetas cilíndricas de 300 mm de alto y 150 mm de diámetro. Tres probetas fueron ensayadas a los días 7, tres probetas a los 28 días y tres probetas fueron ensayadas en la misma semana de ensayo de los muros para tener una resistencia más aproximada la real. La resistencia promedio y el módulo de elasticidad promedio de estos ensayos se muestran en la Tabla 3-2.

Tabla 3-2: Propiedades del hormigón

Parámetro	Hormigón
Resistencia máxima, f'_c (MPa)	28.9
Módulo de elasticidad, E_c (GPa)	25.4

El módulo de elasticidad del hormigón (E_c) se estimó utilizando el módulo de elasticidad secante para una tensión de compresión de $0.4f'_c$. El módulo de elasticidad del hormigón es y es prácticamente igual a la estimación del ACI 318 (2014) de $4700\sqrt{f'_c} = 25.3$ MPa. La Figura 3-5 muestra las curvas tensión deformación que se obtuvo para tres probetas ensayadas.

Para el acero de refuerzo, se ensayaron a tracción tres barras $\phi 8$ mm, dos barras $\phi 12$ mm y dos barras $\phi 16$ mm de acero A630-420. Las barras $\phi 8$ mm fueron utilizadas como armadura de refuerzo tipo de malla en algunos muros y las barras $\phi 12$ y $\phi 16$ mm fueron utilizadas como armadura de borde

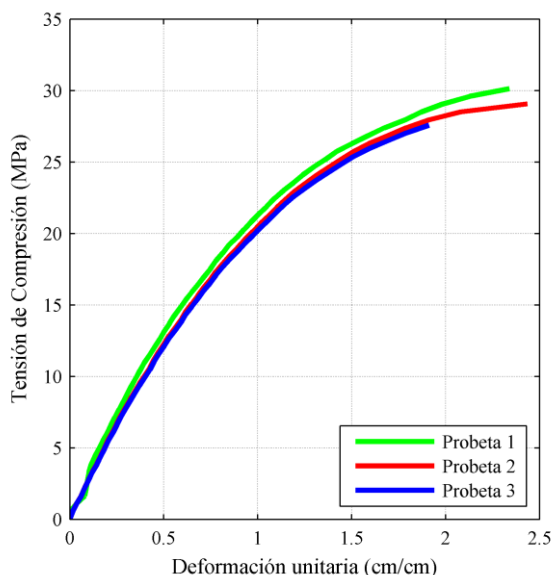


Figura 3-5: Curva tensión-deformación probetas de hormigón

. Adicionalmente, se ensayaron tres barras $\phi 4.2$ mm, tres barras $\phi 5$ mm y tres barras $\phi 7$ mm de acero AT560-500 correspondientes a las mallas C139, C196, y C257 respectivamente. A partir de los ensayos se determinó la tensión de fluencia (f_y), la tensión última (f_u), el módulo de elasticidad (E_s) y la deformación última (ϵ_u).

La tensión de fluencia del acero (f_y) se determinó dividiendo la carga axial que corresponde a un alargamiento permanente especificado (típicamente 0.2 % de la longitud inicial) para el área de la sección. Para determinar el módulo de elasticidad del acero (E_s) se realizaron ensayos complementarios. El módulo de elasticidad se determinó dividiendo la tensión de tracción para la deformación unitaria dentro de la región elástica. La deformación última se determinó dividiendo la diferencia entre la longitud última y la longitud inicial para la longitud inicial, tanto para el acero A630-420 como para el AT560-500. La Tabla 3-3 muestra las propiedades obtenidas de las barras y las Figuras 3-6 y 3-7 las curvas tensión de tracción vs deformación.

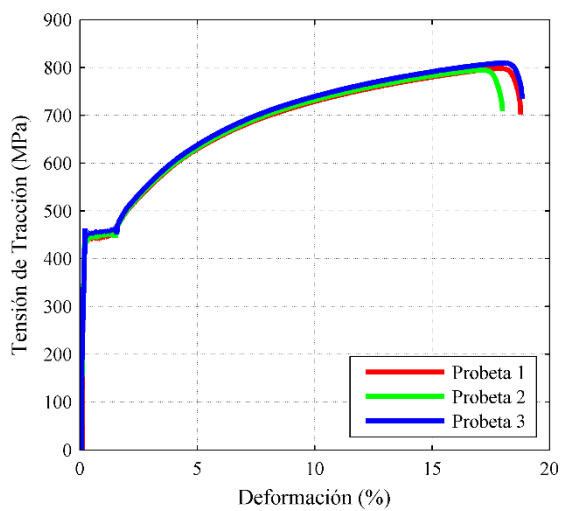
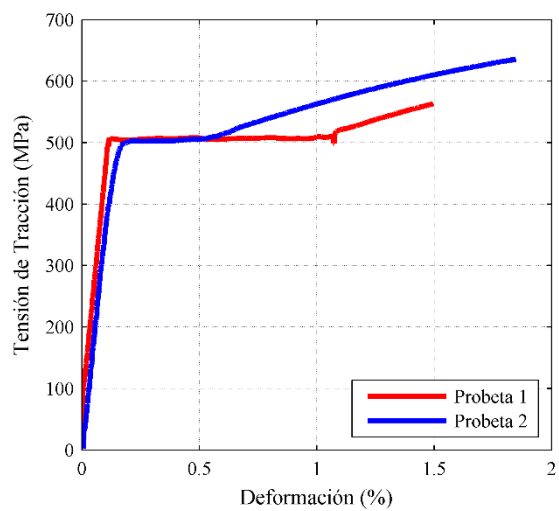
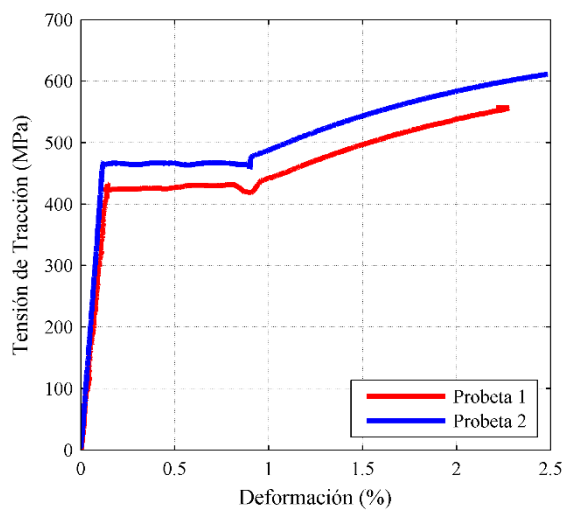
Las curvas tensión de tracción vs deformación de las barras $\phi 12$ y $\phi 16$ mm se muestran hasta antes de la rotura ya que el extensómetro de la máquina donde se realizó el ensayo

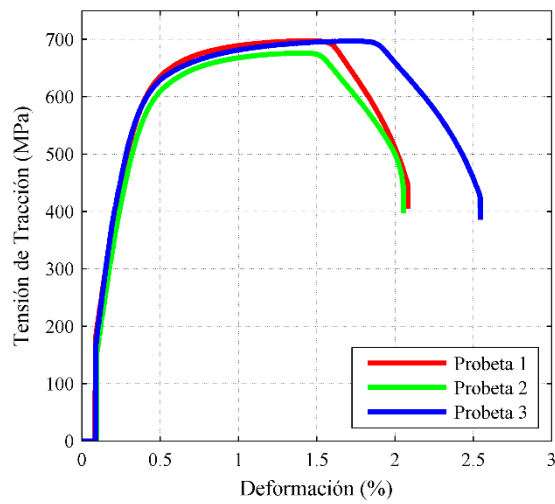
debía ser retirado antes de que las muestras lleguen a la rotura. Esto no ocurrió con la barra $\varphi 8$ mm donde sí se muestra la curva hasta la rotura.

La tensión de fluencia medida experimentalmente, es en promedio un 10 % mayor a la tensión de fluencia nominal para las barras de acero A630-420, mientras que para el acero AT560-500 la tensión de fluencia experimental es en promedio un 18 % mayor a la tensión de fluencia nominal por lo que los dos aceros cumplen con las especificaciones. El módulo de elasticidad experimental de las barras de acero A630-420 es 196 GPa, y para las barras de acero AT 560-500, 180 GPa. El comportamiento de las barras de acero AT560-500 es más frágil por lo que la capacidad de deformación es menor a las de las barras de acero A630-420.

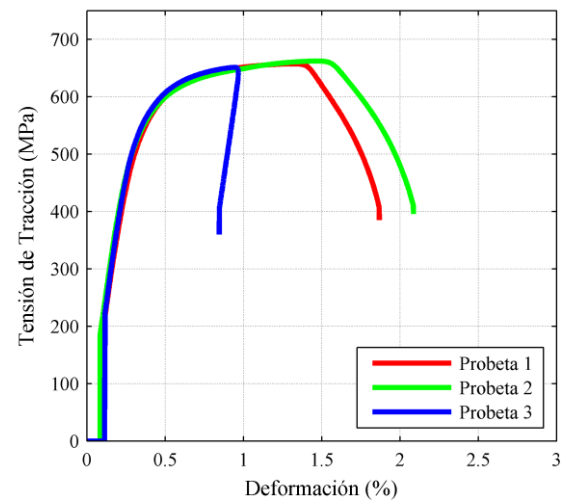
Tabla 3-3: Propiedades del Acero de refuerzo

Parámetros	Acero AT560-500			Acero A630-420		
	C139 $\varphi 4.2\text{mm}$	C196 $\varphi 5\text{mm}$	C257 $\varphi 7\text{mm}$	$\varphi 8\text{mm}$	$\varphi 12\text{mm}$	$\varphi 16\text{mm}$
Tensión de fluencia, f_y (MPa)	632	604	601	446	500	438
Tensión última, f_u (MPa)	680	649	678	685	649	673
Módulo de elasticidad, E_s (GPa)	182	181	160	196	198	199
Deformación, ε_u (%)	1.1	0.8	1.2	9.2	9.6	9.4

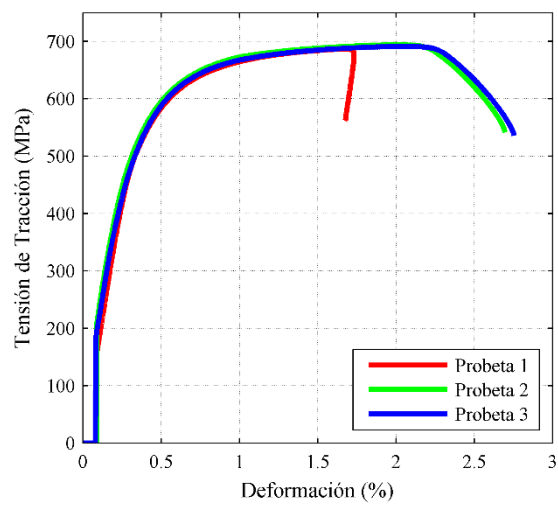
a) Barra $\varphi 8$ mmb) Barra $\varphi 12$ mmc) Barra $\varphi 16$ mm*Figura 3-6: Curva tensión-deformación barras de acero A630-420H*



a) Barra $\phi 4.2$ mm,
malla Acma C139



b) Barra $\phi 5$ mm,
malla Acma C196



c) Barra $\phi 7$ mm,
malla Acma C257

Figura 3-7: Curva tensión-deformación barras de acero AT560-500

3.4 Construcción de los Especímenes

Los nueve especímenes del proyecto Fondef D10i1086 fueron construidos en el laboratorio del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pónica Universidad Católica de Chile. En las Figuras 3-8 y 3-9 se muestran fotografías del proceso constructivo. Para la construcción se utilizó moldaje de madera y el doblado de la armadura se realizó en terreno.

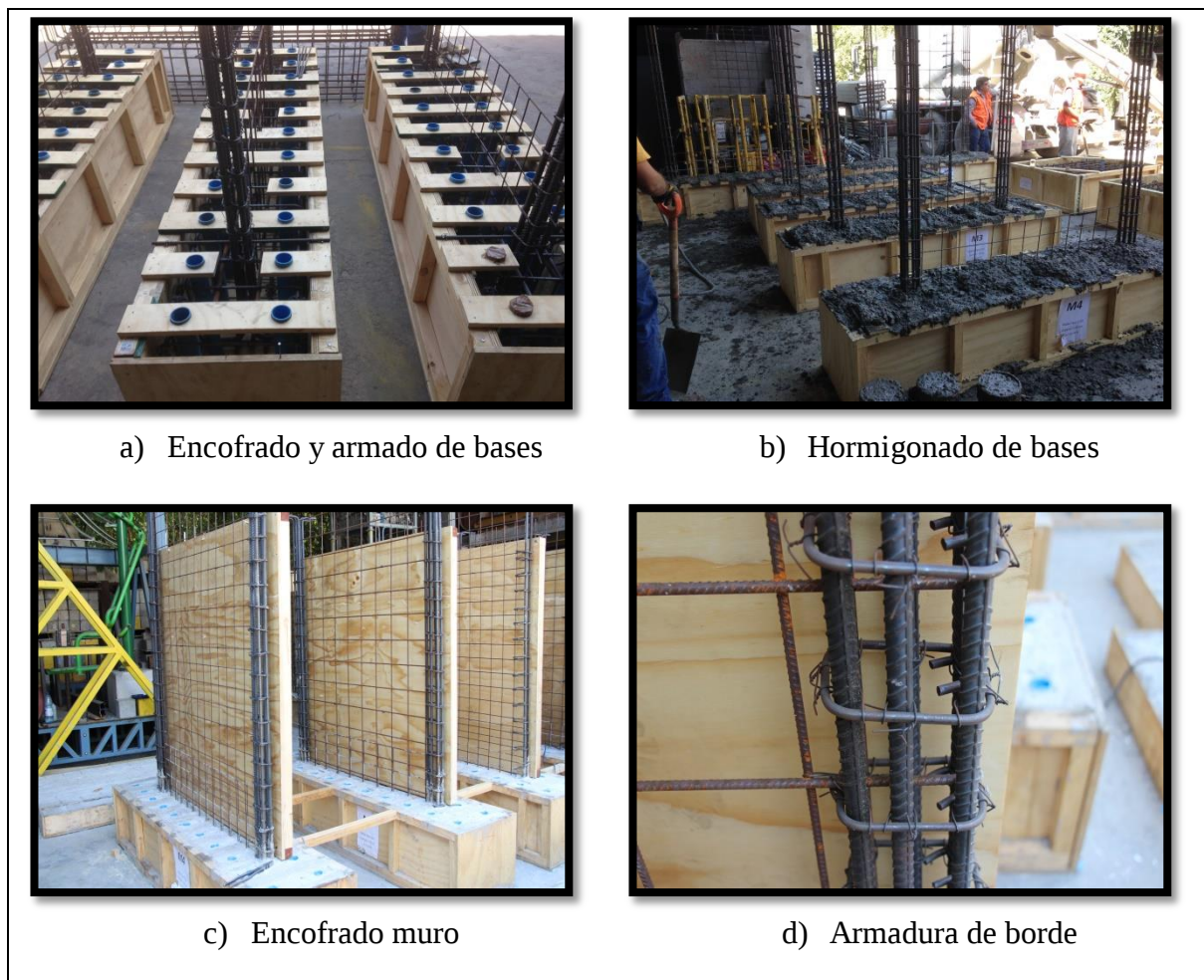


Figura 3-8: Construcción de los Especímenes I



a) Muros listos para hormigonar



b) Camión con hormigón premezclado



c) Hormigonado de muros



d) Toma de muestras de hormigón



e) Desencofrado de muros



f) Muros terminados

Figura 3-9: Construcción de los Especímenes II

El hormigón fue de tipo pre-mezclado y los muros se hormigonaron en tres etapas. En la primera etapa se hormigonaron las bases de todos los muros. En la segunda etapa se hormigonaron los muros. Los muros M7 y M9 fueron hormigonados siete días después de las bases y el resto de los muros 10 días después de las bases. En la tercera etapa, cuatro días después de finalizar los muros, se hormigonaron las vigas superiores. El hormigón se curó por siete días tanto para las bases, como para los muros y la viga superior.

3.5 Instrumentación de los Especímenes

Los especímenes fueron instrumentados con 1 celda de carga, 14 transductores de desplazamiento, y una cámara fotográfica de alta resolución la cual tomó fotos cada 5 segundos, para luego calcular las deformaciones usando el método de correlación de imágenes utilizando el programa OpteCAL. En la Figura 3-10 y Tabla 3-4 se muestra la ubicación y el objetivo de cada instrumento.

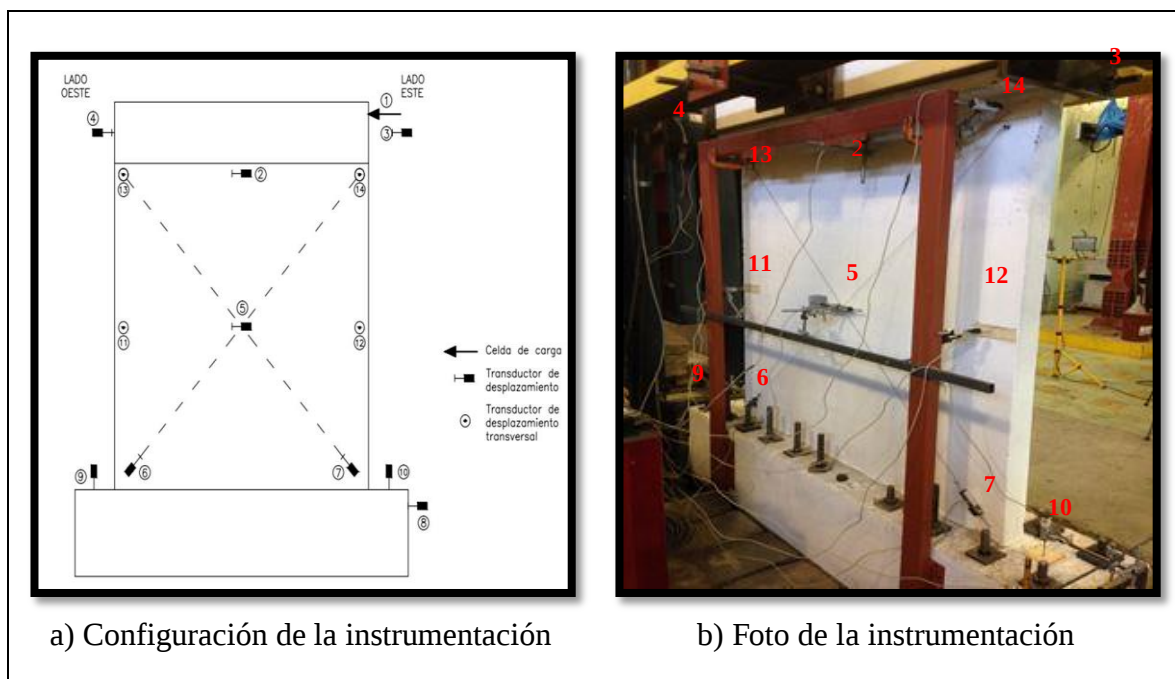


Figura 3-10: Instrumentación de los Especímenes

Los transductores 2, 3, 4, 5 y 8 fueron colocados para medir las deformaciones laterales durante el ensayo. El transductor 2 midió el desplazamiento lateral del extremo superior del muro. Este transductor (y también los transductores 5, 6, 7, 11, 12, 13 y 14) se instaló en un marco de acero que se apernó a la base de los muros para medir el desplazamiento relativo respecto a esta base (ver Figura 3-10 b) El transductor 3 midió el desplazamiento del actuador y el transductor 4 midió el desplazamiento superior del muro. Los transductores 6 y 7 fueron colocados en forma de “X” para medir las deformaciones de las diagonales del muro. Los transductores 9 y 10 fueron colocados para medir las deformaciones verticales y/o posibles giros en la base del muro. Finalmente, los transductores 11, 12, 13 y 14 fueron colocados para medir deformaciones fuera del plano. La cámara fotográfica para el proceso de correlación de imágenes se ubicó frente a los muros a una altura equivalente a la mitad del cuerpo del muro (1225 mm).

Tabla 3-4: Detalle de la instrumentación (celdas de carga y transductores)

Canal	Medición	Sigla
1	Celda de carga [kgf]	CC
2	Desplazamiento bajo la viga superior [mm]	DBVS
3	Desplazamiento del actuador [mm]	DA
4	Desplazamiento de la viga superior [mm]	DVS
5	Desplazamiento del centro del muro [mm]	DCM
6	Desplazamiento diagonal de este a oeste [mm]	DD-EO
7	Desplazamiento diagonal de oeste a este	DD-OE
8	Desplazamiento de la base [mm]	DB
9	Desplazamiento vertical de la base lado este	DVB-E
10	Desplazamiento vertical de la base lado oeste	DVB-O
11	Desplazamiento medio fuera del plano lado	DMFP-E
12	Desplazamiento medio fuera del plano lado	DMFP-O
13	Desplazamiento superior fuera del plano lado	DSFP-E
14	Desplazamiento superior fuera del plano lado	DSFP-O

Durante cada ensayo se tomaron fotografías en alta definición cada 5 segundos. Para poder realizar el proceso de correlación de imágenes, los muros se pintaron de color blanco y luego se pintaron puntos negros a mano usando marcadores tipo sharpie.

3.6 Configuración del ensayo

Las Figuras 3-11 y 3-12 muestran la configuración del ensayo, donde la fuerza lateral se aplicó con un actuador hidráulico de 500 kN al lado este del muro. Para poder aplicar la carga cíclica al muro, se instaló una plancha de acero de $400 \times 300 \times 30$ mm a cada lado de la viga superior, conectadas con cuatro pernos de acero de 25 mm de diámetro. Los muros no se sometieron a cargas verticales. La base de los muros, se conectó al marco de carga mediante doce pernos de acero ASTM A193 de 25 mm de diámetro. Para evitar el desplazamiento fuera del plano de la viga superior de hormigón armado de los muros, se colocaron dos vigas de acero de sección doble T con rodillos. El sistema de restricción lateral tenía una separación de 5 mm aproximadamente entre la viga superior y los rodillos.

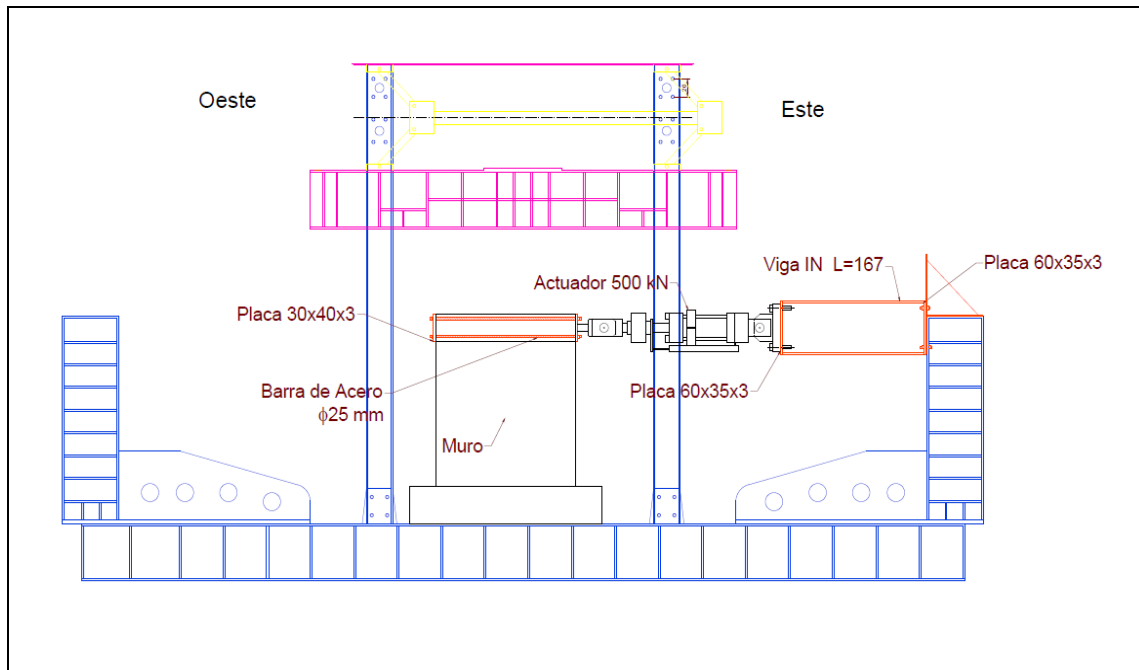


Figura 3-11: ConFiguración del ensayo

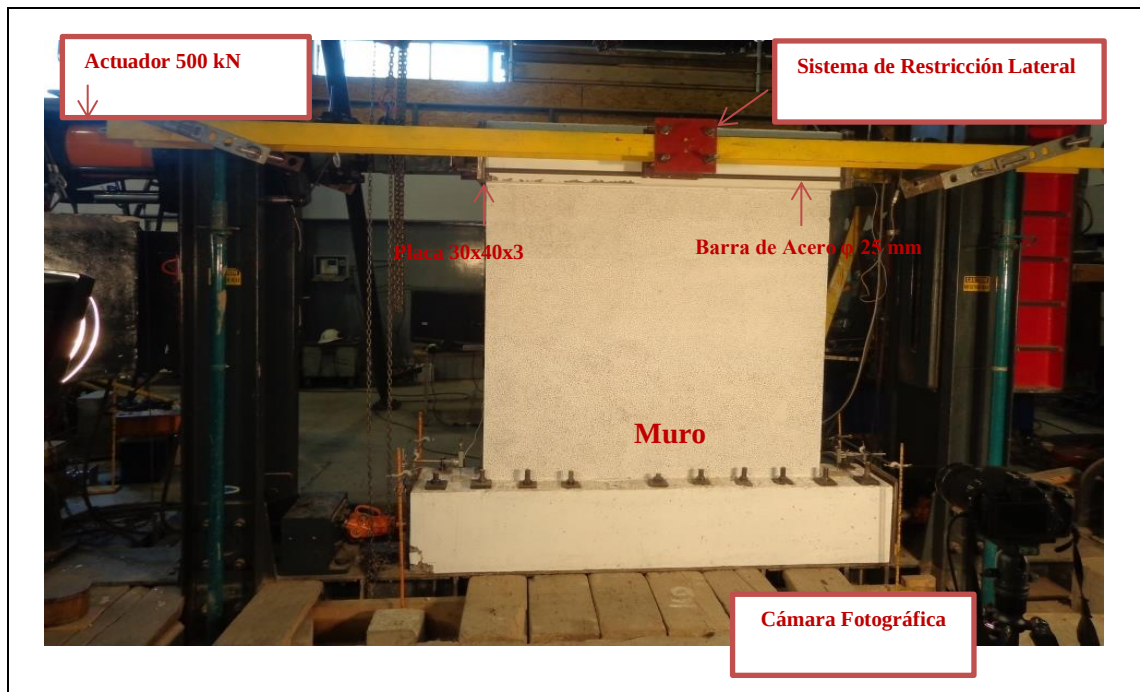


Figura 3-12: Fotografía de la configuración del ensayo

3.6.1 Aplicación de la carga.

La carga horizontal se aplicó mediante el control de desplazamiento del actuador. Para controlar el actuador se utilizó un transductor de desplazamiento ubicado en el extremo superior del muro. Este transductor se colocó en forma paralela al transductor 2 de la Figura 3-10, y mide desplazamiento relativo del muro respecto a su base. El protocolo de aplicación de carga horizontal se hizo de manera incremental y se usó una velocidad de 10 mm/min. Se aplicaron dos ciclos de la misma amplitud de desplazamiento para cada ciclo de desplazamiento. La amplitud de los desplazamientos fueron establecidos con el objetivo de alcanzar una cierta deriva en cada muro. La deriva se definió como $\Delta/1600$, en donde Δ es la amplitud del desplazamiento en mm. La deriva objetivo que estableció para los ciclos de carga fue de 0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 1.4 y 1.6 %, Figura 3-13.

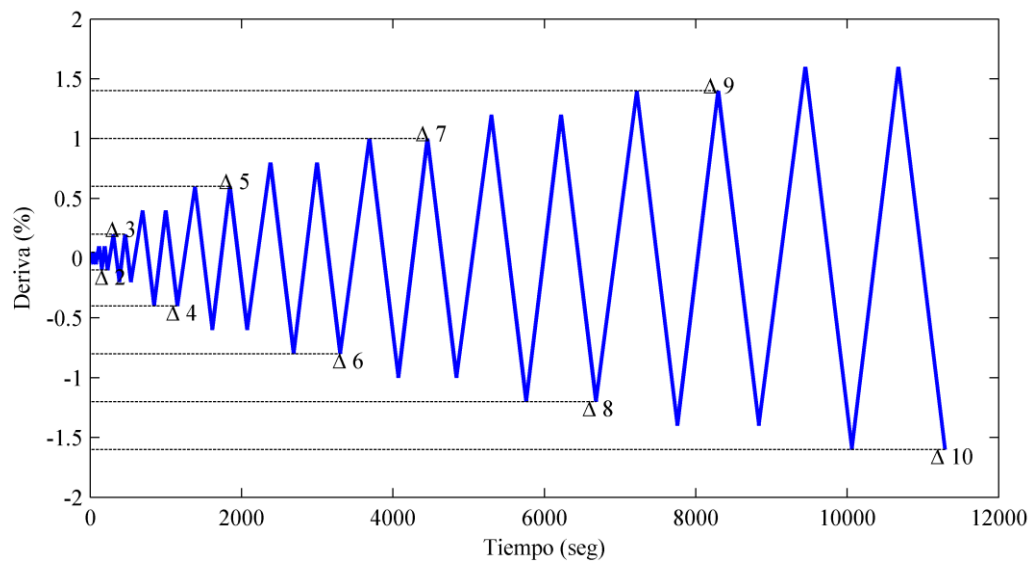


Figura 3-13: Protocolo de desplazamiento lateral de los muros

4. RESULTADOS EXPERIMENTALES

En este capítulo se presentan los resultados experimentales de los seis muros ensayados en esta tesis. Para cada muro se describe el proceso de falla y se muestra la relación fuerza - desplazamiento, las deformaciones diagonales, el desplazamiento de la base, la deformación fuera del plano, y la deformación por corte obtenida con los transductores de desplazamiento. La relación fuerza-desplazamiento de cada muro se obtiene con el transductor horizontal ubicado bajo la viga superior (transductor 2 en la Figura 3-10). A partir de esta relación se obtiene la resistencia máxima, la rigidez inicial, la capacidad de deformación lateral, la disipación de energía, el amortiguamiento viscoso equivalente y el deterioro de la resistencia después de alcanzar la resistencia máxima.

Disipación de Energía

Uno de los requisitos en el diseño basado en el desempeño es controlar los daños durante un terremoto. El daño puede ser expresado como una combinación lineal de la relación entre la deformación máxima y la disipación de energía durante la carga cíclica (Quiroz et al. 2013). Para cada uno de los muros ensayados se calcula la energía disipada absoluta y la energía disipada equivalente. La energía disipada absoluta corresponde al área encerrada por cada ciclo completado en la relación fuerza-desplazamiento, (área de color rojo en la Figura 4-1). La energía disipada equivalente ($|E|$) corresponde a la razón entre el área del ciclo completo y el rectángulo envolvente de la Figura 4-1 (A.K Chopra. 2012).

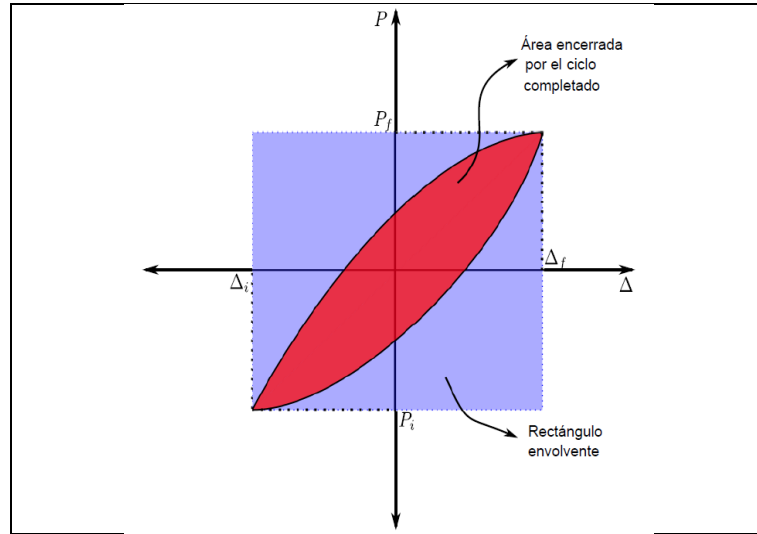


Figura 4-1: Disipación de energía

Amortiguamiento Viscoso Equivalente

Para estimar el amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_{eq}) se utilizara la expresión:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{E_D}{E_{SO}} \right) \quad (4-1)$$

donde (E_D) corresponde a la energía disipada absoluta que corresponde al área encerrada por un ciclo completo, área de color rojo en la Figura 4-1, y (E_{SO}) corresponde al promedio entre la energía de deformación elástica almacenada positiva (área del triángulo que se forma entre el origen, la resistencia máxima positiva del ciclo (P_f) y su respectiva deformación (Δ_f)) y la deformación elástica almacenada negativa (área del triángulo que se forma entre el origen, la resistencia máxima negativa del ciclo (P_i) y su respectiva deformación (Δ_i)), ver Figura 4-1.

Deterioro de la Rigidez después de la Resistencia Máxima

Una de las características relevantes del comportamiento sísmico de un muro después de la resistencia máxima, es el deterioro de rigidez en ciclos posteriores. Para cuantificar este deterioro se utiliza la pendiente m de la envolvente de la descarga, como se muestra

en la Figura 4-2. Para definir este parámetro (m) se utilizó la línea recta que se adapta mejor al cambio de pendiente tanto positiva como negativa en la curva fuerza vs deriva (Hidalgo et al. 2002).

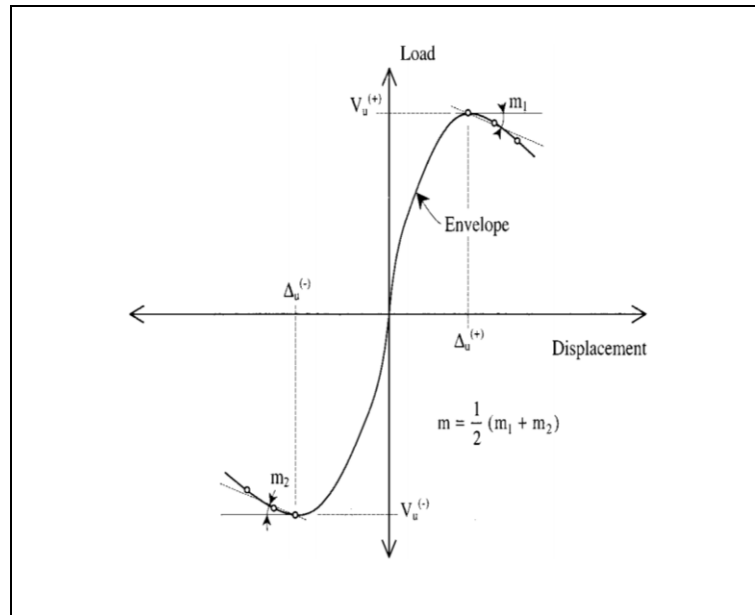


Figura 4-2: Degradación de rigidez después de la resistencia máxima

Deformación por Corte

La deformación por corte de cada muro ensayado se puede estimar de dos formas. La primera es a partir de las deformaciones que se obtienen utilizando el método de correlación de imágenes. La segunda forma, que es la utilizada en esta tesis, es utilizando los transductores diagonales. Para determinar esta deformación por corte se discretizó el muro en un cuadrado con una razón entre el alto y ancho de 1. Las diagonales del cuadrado tienen una longitud no deformada d , y las longitudes deformadas de estas diagonales son d_1 , d_2 , ver Figura 4-3. La deformación unitaria de cada diagonal (ε_1 , ε_2) se obtiene dividiendo el alargamiento (o acortamiento) de la diagonal con la longitud no deformada d . Suponiendo que solo existe deformación por corte y usando teoría elemental de mecánica de sólidos (Popov, 2000), la distorsión angular, Figura 4-3, corresponde aproximadamente a:

$$\gamma = \varepsilon_1 - \varepsilon_2 \quad (4-2)$$

Finalmente, el desplazamiento por corte en el extremo superior del muro se estima con

$$\delta_{corte} = \gamma \cdot h \quad (4-3)$$

donde γ es la deformación angular del rectángulo y h corresponde a la altura del muro. Esta deformación por corte se compara con el desplazamiento medido por el transductor de desplazamiento ubicado bajo la viga superior (transductor 2 en la Figura 3-10).

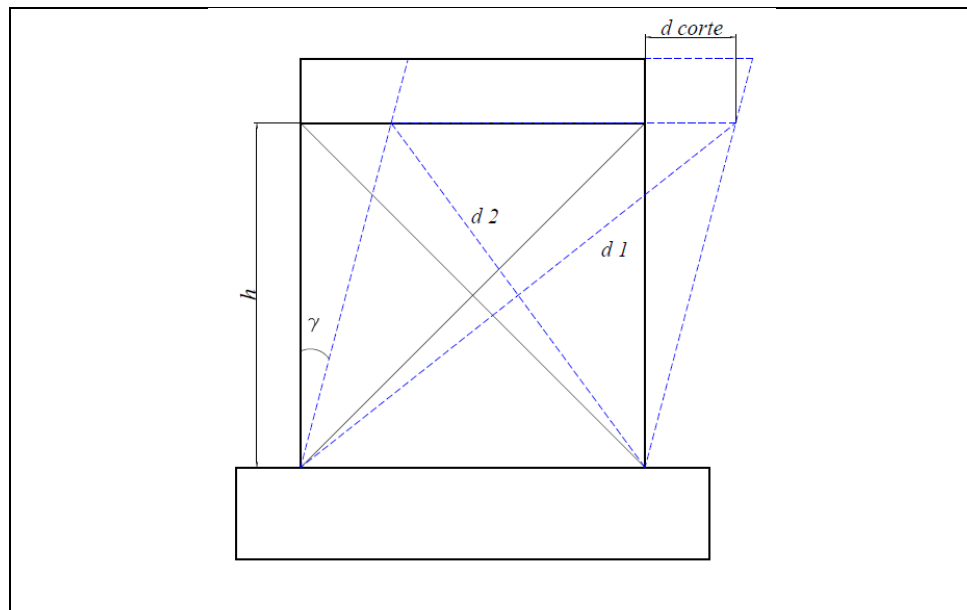


Figura 4-3: Diagramas para el cálculo de deformación por corte

Si bien el método de correlación de imágenes no funcionó adecuadamente para determinar la deformación por corte de los muros, fue muy útil para estimar la ubicación de las grietas que a simple vista no se pueden ver con facilidad. Para realizar el método de la correlación de imágenes se pintaron puntos por toda la cara del muro de un solo lado, Figura 4-4 (a), y se tomaron fotos cada 5 segundos, para luego calcular las deformaciones usando el método de correlación de imágenes utilizando el programa OpteCAL. El programa utiliza una región de interés, que es la región donde se busca obtener el análisis de deformaciones, desplazamientos, etc. Figura 4-4 (b). El programa calcula el coeficiente de correlación (i.e. el grado de similitud) entre el conjunto original

y conjuntos del mismo tamaño alrededor del conjunto original, para finalmente localizar el conjunto original en el punto que maximiza el coeficiente de correlación. En base a la comparación entre el subset deformado con el original el programa puede calcular el campo de desplazamientos del muro. A partir de ese campo, se puede determinar las deformaciones unitarias y las deformaciones angulares en cualquier punto de la imagen. La Figura 4-5 muestra la deformación angular para el muro 5. Se observa que las grietas en los primeros ciclos de carga que a simple vista no se observan.

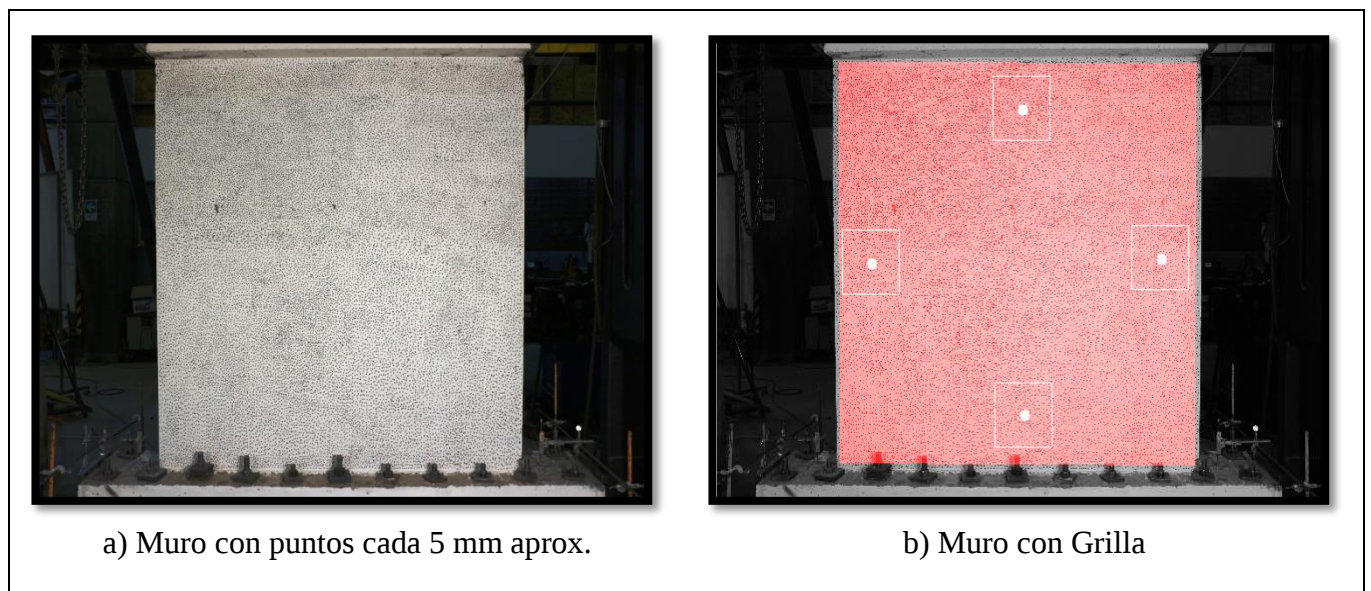


Figura 4-4: Método de Correlación de Imágenes

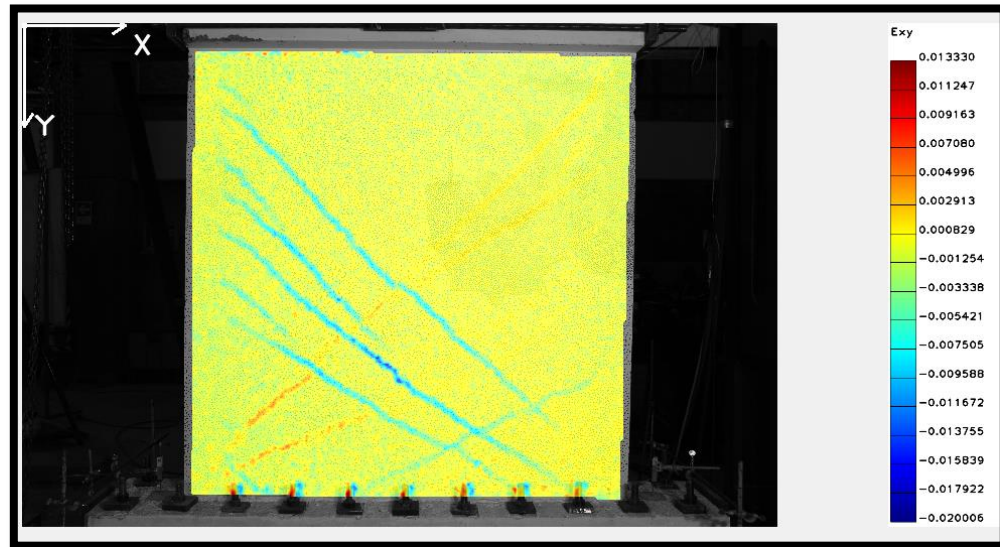


Figura 4-5: Estimación de grietas con el programa Optecal

4.1 Muro M1

4.1.1 M1 - Descripción General del Daño Observado

El muro M1 corresponde al muro de referencia con malla ACMA C196 y espesor $t_w = 100$ mm. La primera grieta, corresponde a una grieta diagonal, la cual se observó en el primer ciclo con amplitud Δ_2 (deriva = 0.1%) como se muestra en la Figura 4-6 (a). Para el ciclo con amplitud Δ_3 (deriva = 0.2%) las grietas diagonales eran más notorias y se podían apreciar grietas a 45° atravesando casi todo el muro, como se muestra en la Figura 4-6 (b). En el primer ciclo amplitud Δ_4 (deriva = 0.4%) se observó una grieta diagonal de mayor espesor, como se muestra en la Figura 4-6 (c). Para este nivel de deformación, la cantidad de grietas se incrementó, en general el ángulo de inclinación de las grietas se mantuvo constante y las nuevas grietas se generaron de forma paralela. Para las amplitudes siguientes, el daño se concentró en las diagonales del muro. En la Figura 4-6 (d) se muestra el daño en el primer ciclo amplitud Δ_5 (deriva = 0.6%) donde se evidencian grietas diagonales de gran espesor en los dos sentidos y comienza la pérdida de recubrimiento en los extremos inferiores de las diagonales, Figura 4-6 (e).

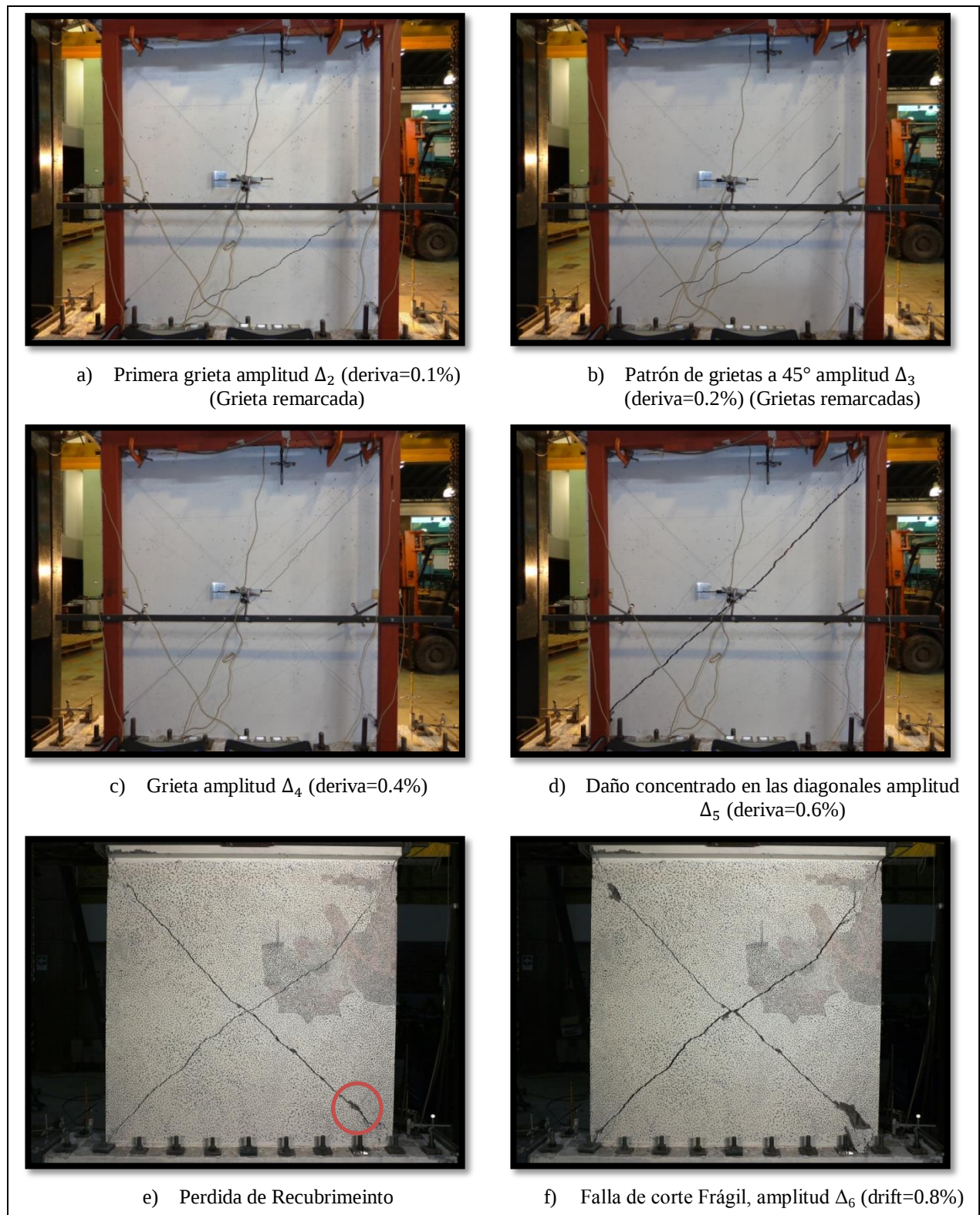


Figura 4-6: M1 – Propagación del daño

Luego de la pérdida de recubrimiento el proceso de falla fue bastante frágil, porque la malla vertical y horizontal se cortó al alcanzar los peaks de carga en cada sentido en el segundo ciclo de amplitud Δ_6 (deriva = 0.8%). La fractura de las barras, tanto horizontales como verticales, se pudo verificar luego del retiro del aparataje de medición del muro. La falla del muro al final del ensayo se, muestra en la Figura 4-6 (f).

4.1.2 M1 - Relación Fuerza – Desplazamiento

La relación fuerza-desplazamiento del muro M1 se muestra en la Figura 4-7 (a). En esta Figura se muestra la deriva en vez del desplazamiento lateral, en que la deriva se obtuvo como el cociente entre el desplazamiento bajo la viga superior (obtenido por el transductor 2 de la Figura 3-10) y la altura del muro (1600 mm). Se aprecia una pérdida de resistencia y de rigidez notoria en el segundo ciclo amplitud Δ_4 (deriva = 0.4%). Esta disminución se debe a la fractura de las barras horizontales y verticales de la malla electrosoldada que atravesaron la grieta diagonal.

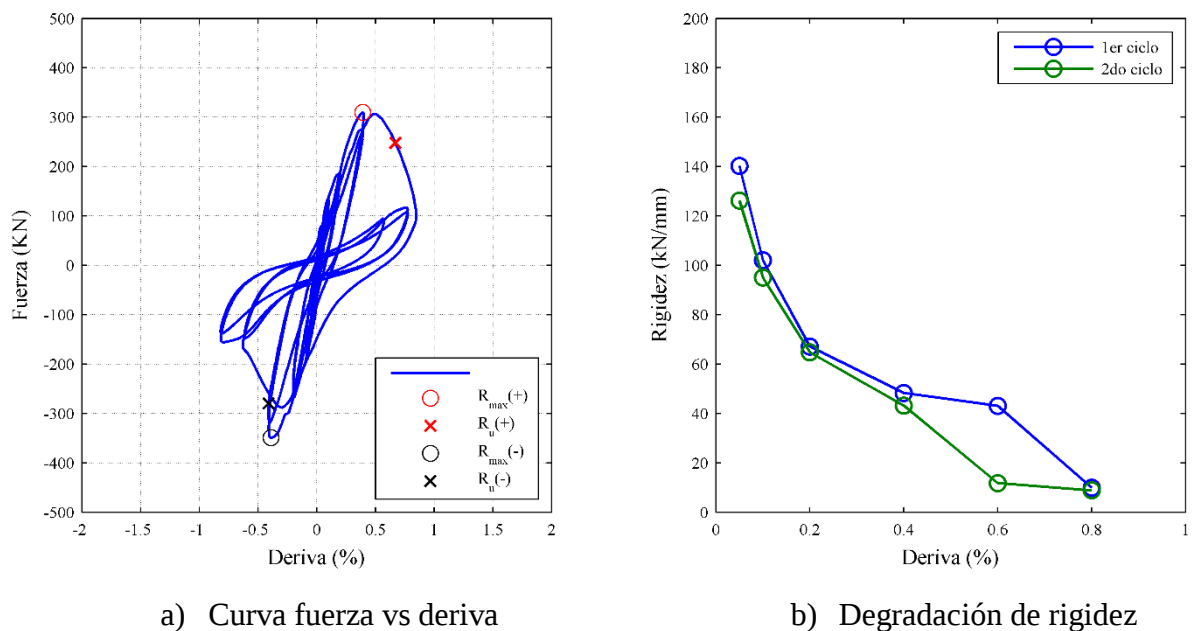
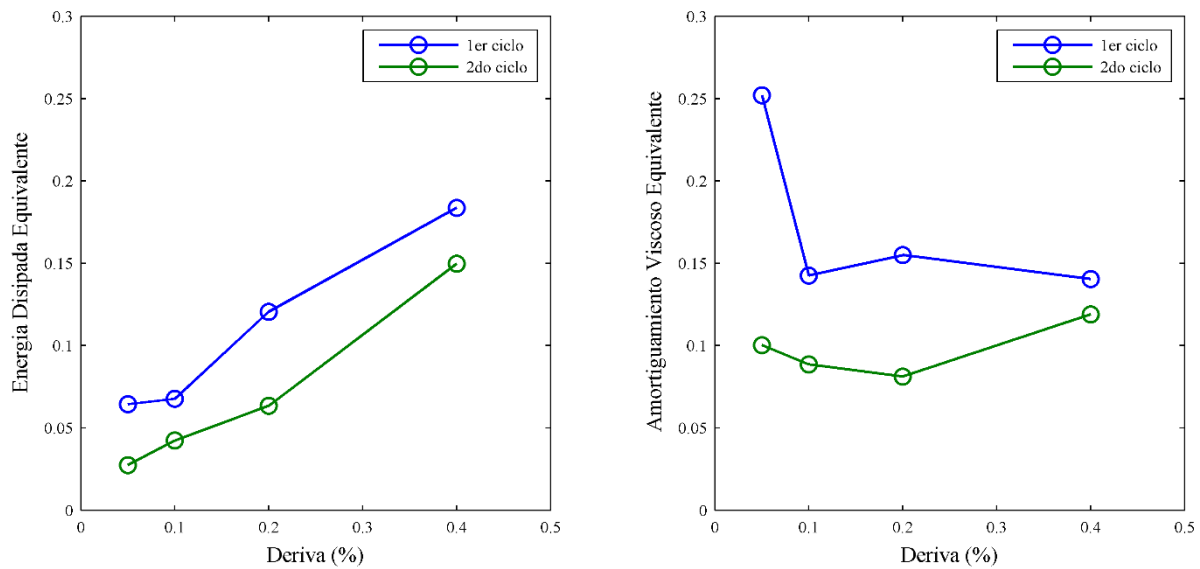


Figura 4-7: M1 – Relación fuerza vs deriva – Degradación de rigidez

La fuerza horizontal máxima positiva es de 310 kN para una deriva de 0.39 %. La fuerza horizontal máxima negativa es de 349 kN para una deriva de 0.39 %. El comportamiento último en este estudio corresponde al punto donde se obtiene una resistencia de un 80% de la resistencia máxima. La deriva última positiva es de 0.67 % para una fuerza lateral de 248 kN, y la deriva última negativa es de 0.41 % para una fuerza lateral de 280 kN.

La rigidez secante inicial en el primer ciclo es de 140 kN/mm, mientras que para el segundo ciclo es de 126 kN/mm. La rigidez secante se estimó con la pendiente de la línea recta que une el punto de resistencia máxima positiva y el punto de resistencia máxima negativa, del primer ciclo de carga de amplitud Δ_1 (deriva = 0.05 %) de la Figura 4-7 a). El desplazamiento horizontal a la altura de la aplicación de la carga, utilizado para calcular esta rigidez, se estimó multiplicando la deriva por 1750 mm. La Figura 4-7 b) muestra la variación de la rigidez secante del muro M1 con la deriva para el primer y segundo ciclo de cada amplitud. En este muro se midió una disminución de un 8% en promedio entre las primeras amplitudes del primer y segundo ciclo y un máximo de un 10% para las últimas amplitudes. La rigidez experimenta una disminución de un 93 % en promedio, desde la amplitud Δ_1 hasta la última amplitud Δ_6 . Esta gran pérdida de rigidez se debe a la fractura de las barras.

La energía disipada equivalente del muro M1 se calculó hasta la resistencia máxima. La Figura 4-8 a) muestra la energía disipada equivalente para estos ciclos. Después de la resistencia máxima, se produjo la fractura de la armadura y por lo tanto no tiene sentido calcular la energía disipada equivalente en estos casos.



a) Energía disipada equivalente

b) Amortiguamiento viscoso equivalente

Figura 4-8:M1- Disipación de energía y amortiguamiento viscoso equivalente

Para el primer ciclo de cada amplitud se obtuvo una energía disipada equivalente entre 0.06 (para la amplitud Δ_1) y 0.18 (para la amplitud Δ_4) que es donde se evidencia la resistencia máxima. Para el segundo ciclo de cada amplitud, se obtuvo una reducción de la energía disipada equivalente. Esta energía varió entre 0.03 (para la amplitud Δ_1) y 0.15 (para la amplitud Δ_4). La energía equivalente máxima promedio fue de 0.16.

La variación del amortiguamiento viscoso equivalente del muro M1 se muestra en la Figura 4-8 b). Este amortiguamiento es de 0.25 para el primer ciclo de amplitud Δ_1 y experimentó una reducción hasta 0.14, para el primer ciclo con amplitud Δ_4 . Para el segundo ciclo el amortiguamiento equivalente se mantuvo relativamente constante. El amortiguamiento es 0.10 para la amplitud Δ_1 y de 0.11 para la amplitud Δ_4 .

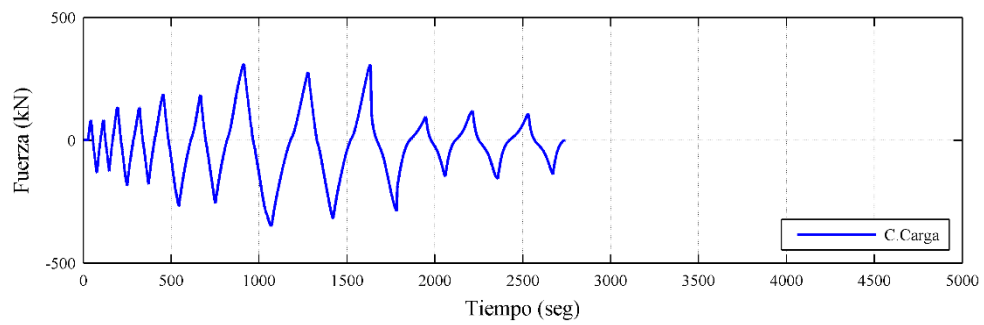
4.1.3 M1 - Mediciones de los Transductores

La Figura 4-9 a) muestra la fuerza lateral versus el tiempo registrada durante el ensayo. El ensayo duro 46 minutos, y se puede observar que la fuerza máxima de 349 kN se produjo en el segundo peak del segundo ciclo de amplitud Δ_4 . En la Figura 4-9 b) se muestra el desplazamiento de la viga superior (DVS), el desplazamiento del actuador (DA), y el desplazamiento bajo la viga superior (DBVS). Estos desplazamientos se obtuvieron con los transductores 4, 3 y 2 respectivamente. Se observa que existe una diferencia entre estos desplazamientos y el desplazamiento utilizado para obtener la deriva en este trabajo es el desplazamiento bajo la viga superior. Como el transductor 2 está conectado al marco de instrumentación, este registra el desplazamiento relativo del extremo superior del muro respecto a la base.

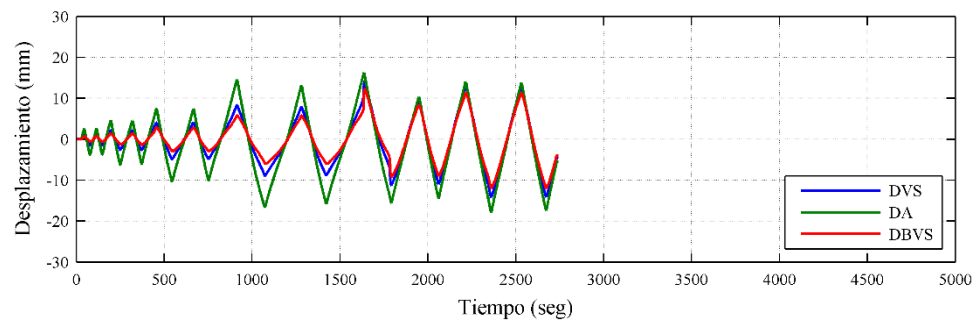
El desplazamiento del muro M1 bajo la viga superior en el instante de fuerza máxima fue de 6.30 mm, este desplazamiento es un 65 % menor que el desplazamiento del actuador. Esta gran diferencia se debe a que en el actuador se producen pérdidas. El desplazamiento bajo la viga superior máximo registrado en el tiempo fue de 12.33 mm.

El desplazamiento de las diagonales del muro en función del tiempo se muestra en la Figura. 4-9 c). El desplazamiento diagonal máximo en la carga es de 8.8 mm mientras que el desplazamiento diagonal máximo en la descarga es de 9.6 mm. Los desplazamientos verticales y horizontales de la base (medidos con los transductores 8, 9 y 10) son menores a 1 mm por lo que se consideran despreciables.

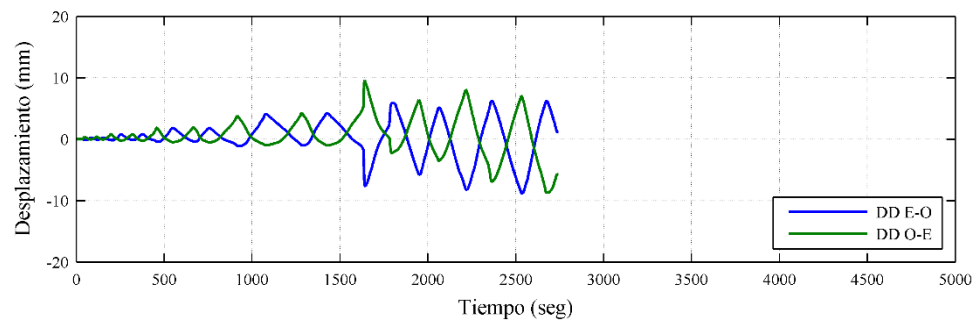
La Figura 4-9 d) muestra el desplazamiento fuera del plano en función del tiempo medido con los transductores 11, 12, 13 y 14 de la Figura 3-11. El máximo desplazamiento positivo fuera del plano se evidenció en la parte superior izquierda del muro con 7.2 mm, y el máximo desplazamiento negativo fuera del plano se obtuvo en la parte superior derecha del muro con 5.8 mm. Estos desplazamientos se produjeron para un peak de desplazamiento horizontal positivo y negativo respectivamente.



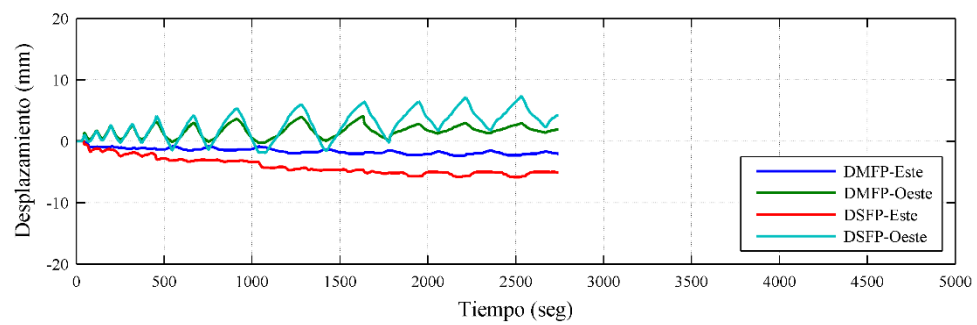
a) Gráfico fuerza lateral vs tiempo



b) Gráfico desplazamientos laterales vs tiempo



c) Desplazamiento diagonal vs tiempo



d) Desplazamiento fuera del plano vs tiempo

Figura 4-9:M1 - Mediciones de los transductores

4.1.4 M1 - Desplazamiento por Corte

La Figura 4-10 muestra el desplazamiento por corte estimado con la ecuación (4-3) utilizando la deformación de las diagonales de los transductores 6 y 7. Adicionalmente, esta Figura muestra el desplazamiento lateral del muro M1 bajo la viga superior (DBVS, transductor 2 en la Figura 3-10). El desplazamiento de corte se pudo medir durante todo el ensayo y alcanza un valor máximo de 13.7 mm en el tiempo $t = 1640$ seg, durante el primer ciclo amplitud Δ_5 , el desplazamiento total por corte corresponde al 80% del desplazamiento lateral máximo del muro.

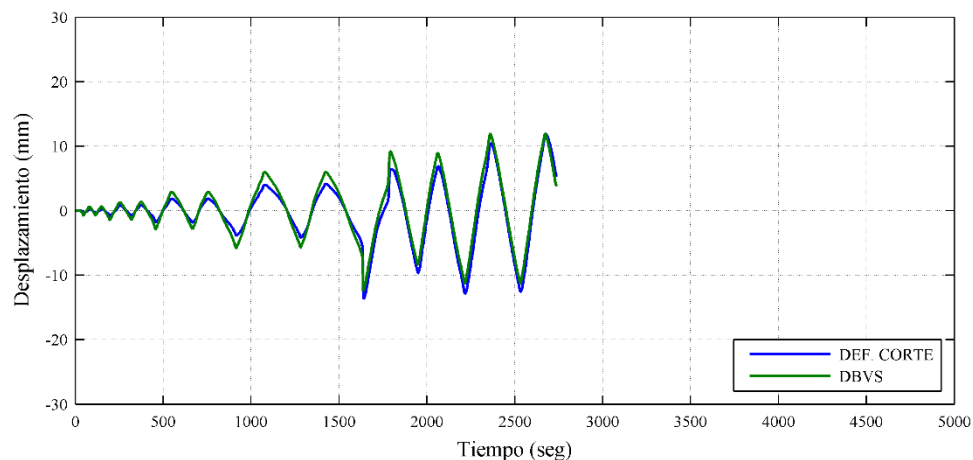


Figura 4-10:M1 – Desplazamiento por corte

4.2 Muro M2

4.2.1 M2 - Descripción General del Daño Observado

El muro M2 corresponde al muro con malla ACMA C196 igual al muro M1 pero con menor cuantía de borde y espesor $t_w = 100$ mm. La primera grieta, corresponde a una grieta diagonal, la cual se observó en el segundo ciclo amplitud Δ_2 (deriva = 0.1%) como se muestra en la Figura 4-11 a). Para el siguiente ciclo amplitud Δ_3 (deriva = 0.2%) las grietas eran más notorias se podían apreciar grietas en su mayoría a 45° con la

particularidad de que solo aparecían en el lado izquierdo del muro como se muestra en la Figura 4-11 b). En el primer ciclo amplitud Δ_4 (deriva = 0.4%) ya aparecen grietas en la parte derecha del muro. Para el primer ciclo amplitud Δ_5 (deriva = 0.6%) se observó una grieta diagonal de mayor espesor como podemos ver en la Figura 4-11 c). El muro no presenta más grietas a partir de este ciclo, se evidencia pérdida de recubrimiento en los extremos inferiores del muro en el primer ciclo amplitud Δ_6 (deriva = 0.8%) como se muestra en la Figura 4-11 d), al aumentar la amplitud de la deformación lateral la cantidad de grietas se mantiene constante. Luego de la pérdida de recubrimiento los refuerzos verticales de borde empiezan a pandear Figura 4-11 e). El daño se evidencia en la unión del cuerpo del muro con la base de reacción, el muro fallo por deslizamiento en el primer ciclo de amplitud Δ_7 (deriva = 1%) las mallas del empalme se cortan, el comportamiento del muro continua hasta el último ciclo, existe pandeo en la armadura vertical de borde pero no llega a la falla, en la Figura 4-11 f) se muestra la falla final del muro.

4.2.2 M2 - Relación Fuerza – Desplazamiento

La relación fuerza-desplazamiento del muro M2 se muestra en la Figura 4-12 a). En esta Figura se muestra la deriva en vez del desplazamiento lateral, en que la deriva se obtuvo como el cociente entre el desplazamiento bajo la viga superior (obtenido por el transductor 2 de la Figura 3-10) y la altura del muro (1600 mm). En la Figura se aprecia una pérdida de resistencia y de rigidez paulatina, esto se debe a que la carga es tomada por el acero de borde después de la ruptura de la malla en la unión del muro con la base.

La fuerza horizontal máxima positiva es de 220 kN para una deriva de 0.57 %. La fuerza horizontal máxima negativa es de 233 kN para una deriva de 0.38 %. El comportamiento último en este estudio corresponde al punto donde se obtiene una resistencia de un 80% de la resistencia máxima. La deriva última positiva es de 0.75 %, para una fuerza lateral de 176 kN, la deriva última negativa es de 0.58 %, para una fuerza lateral de 186 kN.

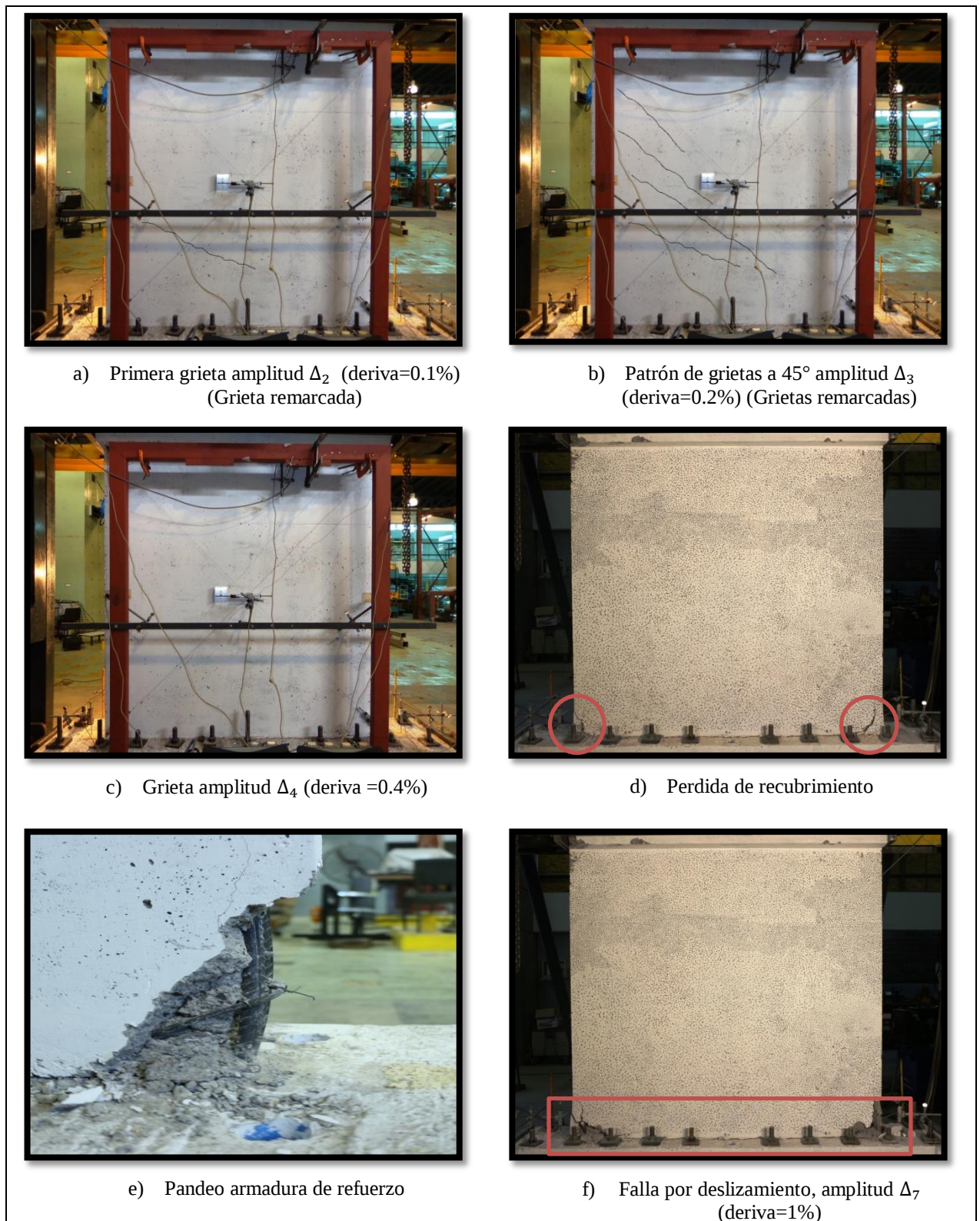
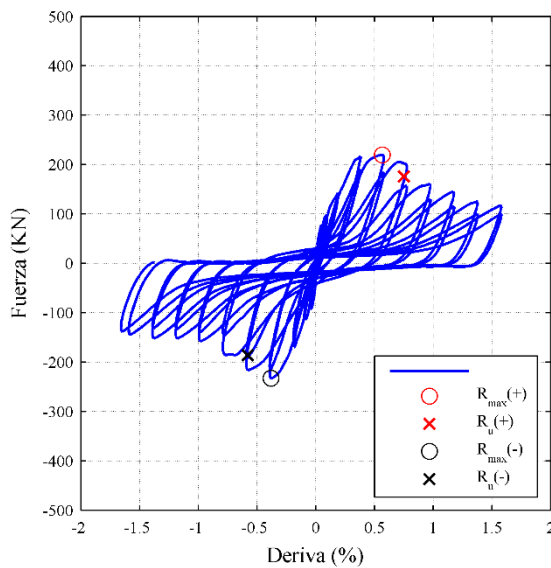


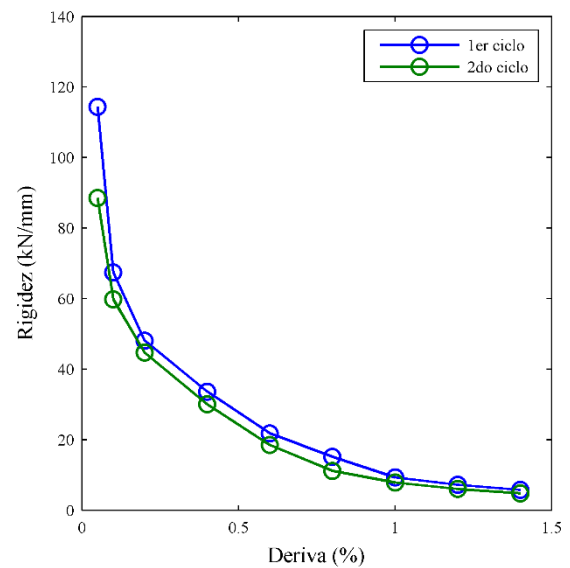
Figura 4-11: M2 – Propagación del daño

La rigidez secante inicial en el primer ciclo es de 114 kN/mm, mientras que para el segundo ciclo es de 88 kN/mm. La rigidez secante se estimó con la pendiente de la línea recta que une el punto de resistencia máxima positiva y el punto de resistencia máxima negativa, del primer ciclo de carga de amplitud Δ_1 (deriva = 0.05 %) de la Figura 4-12 a). El desplazamiento horizontal a la altura de la aplicación de la carga, utilizado para calcular esta rigidez, se estimó multiplicando la deriva por 1750 mm.

La Figura 4-12 b) muestra la variación de la rigidez secante del muro M2 con la deriva para el primer y segundo ciclo de cada amplitud. En este muro se midió una disminución de un 8% en promedio entre las primeras amplitudes del primer y segundo ciclo y un máximo de un 10% para las últimas amplitudes. La rigidez experimenta una disminución de un 93 % en promedio, desde la amplitud Δ_1 hasta la última amplitud Δ_6 . Esta gran pérdida de rigidez se debe a la fractura de las barras.



a) Curva fuerza vs deriva



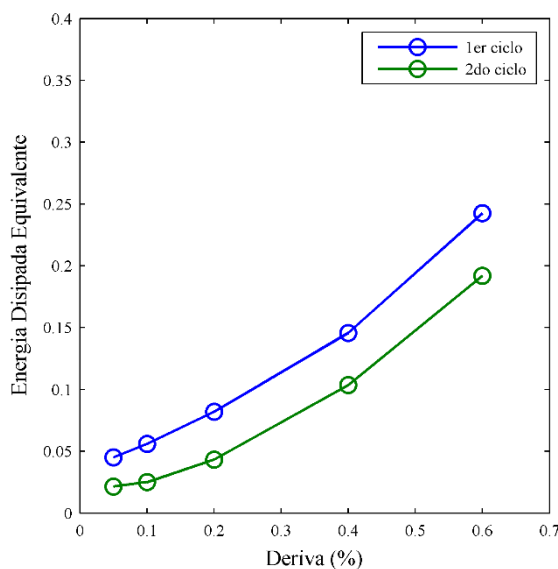
b) Degradación de rigidez

Figura 4-12: M2 – Relación fuerza vs deriva – Degradación de rigidez

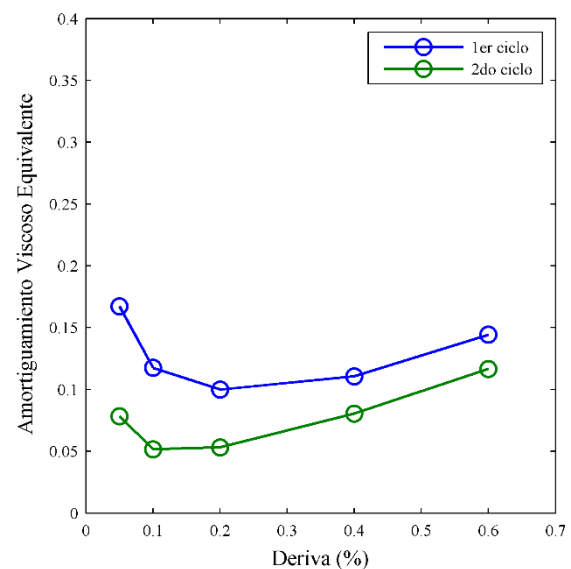
La energía disipada equivalente del muro M2 fue medida hasta la resistencia máxima. La Figura 4-13 a) muestra la energía disipada equivalente para estos ciclos. Después de la resistencia máxima, se produjo la fractura de la armadura y por lo tanto no tiene sentido calcular la energía disipada equivalente en estos casos

Para el primer ciclo de cada amplitud se obtuvo una energía disipada equivalente entre 0.05 (para la amplitud Δ_1) y 0.24 (para la amplitud Δ_5) que es donde se evidencia la resistencia máxima. Para el segundo ciclo de cada amplitud, se obtuvo una reducción de la energía disipada equivalente. Esta energía vario entre 0.02 (para amplitud Δ_1) y 0.19 (para amplitud Δ_4). La energía equivalente máxima promedio fue de 0.22.

La variación del amortiguamiento viscoso equivalente del muro M2 se muestra en la Figura 4-13 b). Este amortiguamiento es de 0.17 para el primer ciclo de amplitud Δ_1 y experimentó una reducción hasta 0.15, para el primer ciclo con amplitud Δ_5 , Para el segundo ciclo el amortiguamiento es 0.07 para la amplitud Δ_1 y aumento hasta 0.11 para la amplitud Δ_5 .



a) Energía disipada equivalente



b) Amortiguamiento viscoso equivalente

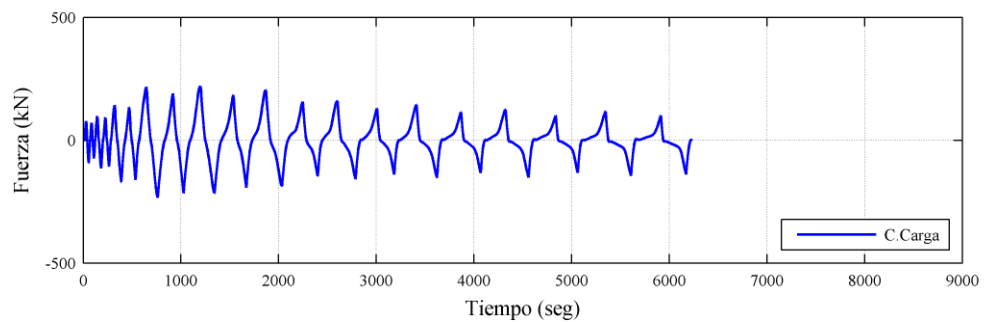
Figura 4-13: M2- Disipación de energía y Amortiguamiento viscoso equivalente

4.2.3 M2 - Mediciones de los Transductores

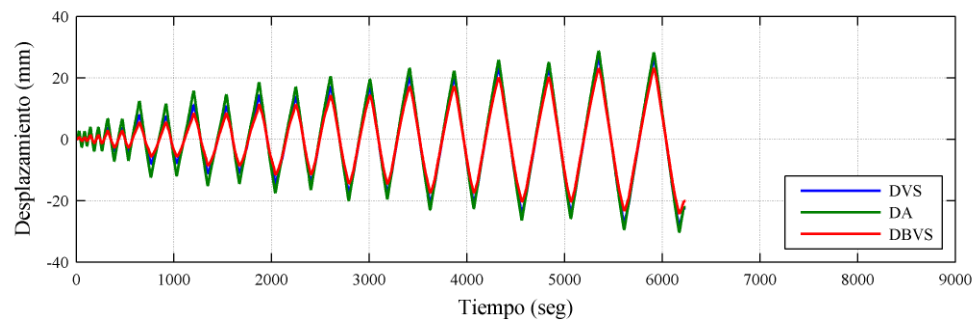
La Figura 4-14 a) muestra la fuerza lateral versus el tiempo registrada durante el ensayo. El ensayo duro 1 hora y 44 minutos y se puede observar que la fuerza máxima de 233 kN se produjo en el segundo peak del segundo ciclo de amplitud Δ_4 . En la Figura 4-14 b) se muestra el desplazamiento de la viga superior (DVS), el desplazamiento del actuador (DA), y el desplazamiento bajo la viga superior (DBVS). Estos desplazamientos se obtuvieron con los transductores 4, 3 y 2 respectivamente. Se observa que existe una diferencia en los desplazamientos y el desplazamiento más que utilizaremos es el obtenido bajo la viga superior ya que al estar conectado al marco empotrado en la base, registra el desplazamiento relativo del extremo superior del muro respecto a la base. El desplazamiento del muro M1 bajo la viga superior en el instante de fuerza máxima fue de 6.13 mm, este desplazamiento es un 53 % menor que el desplazamiento del actuador. Esta gran diferencia se debe a que en el actuador se producen pérdidas. El desplazamiento bajo la viga superior máximo registrado en el tiempo es de 28.40 mm.

El desplazamiento de las diagonales del muro en función del tiempo se muestra en la Figura. 4-14 c). El desplazamiento diagonal máximo en la carga es de 2.16 mm mientras que el desplazamiento diagonal máximo en la descarga es de 5.9 mm Figura. Los desplazamientos verticales y horizontales de la base (medidos con los transductores 8, 9 y 10) son menores a 1 mm por lo que son despreciables.

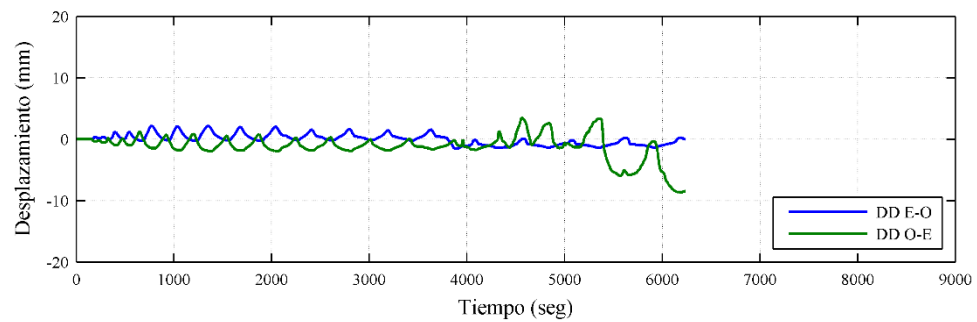
La Figura 4-9 d) muestra el desplazamiento fuera del plano en función del tiempo medido con los transductores 11, 12, 13 y 14 de la Figura 3-11. El máximo desplazamiento positivo fuera del plano es muy pequeño, y el máximo desplazamiento negativo fuera del plano se obtuvo en la parte superior derecha del muro con 2 mm, estos desplazamientos se produjeron para un peak de desplazamiento horizontal positivo y negativo respectivamente.



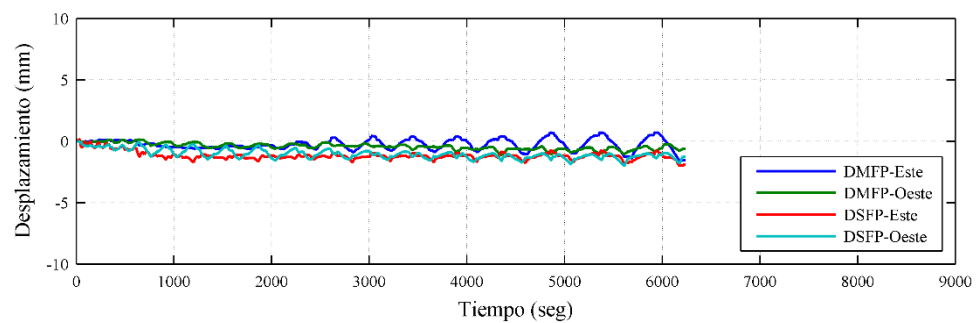
a) Gráfico fuerza lateral vs tiempo



b) Gráfico desplazamientos laterales vs tiempo



c) Desplazamiento diagonal vs tiempo



d) Desplazamiento fuera del plano vs tiempo

Figura 4-14: M2 - Mediciones de los transductores

4.2.4 M2 - Desplazamiento por Corte

La Figura 4-15 muestra el desplazamiento por corte estimado con la ecuación (4-3) utilizando la deformación de las diagonales de los transductores 6 y 7. Adicionalmente, esta Figura muestra el desplazamiento lateral del muro M1 bajo la viga superior (DBVS, transductor 2 en la Figura 3-10). La deformación se pudo medir durante todo el ensayo y alcanza un valor máximo de 6.80 mm en el tiempo $t = 6219$ seg, esto se logró al final del ensayo, el desplazamiento total por corte corresponde al 60% del desplazamiento lateral máximo del muro en las primeras dos amplitudes, y un 10 % para las demás amplitudes.

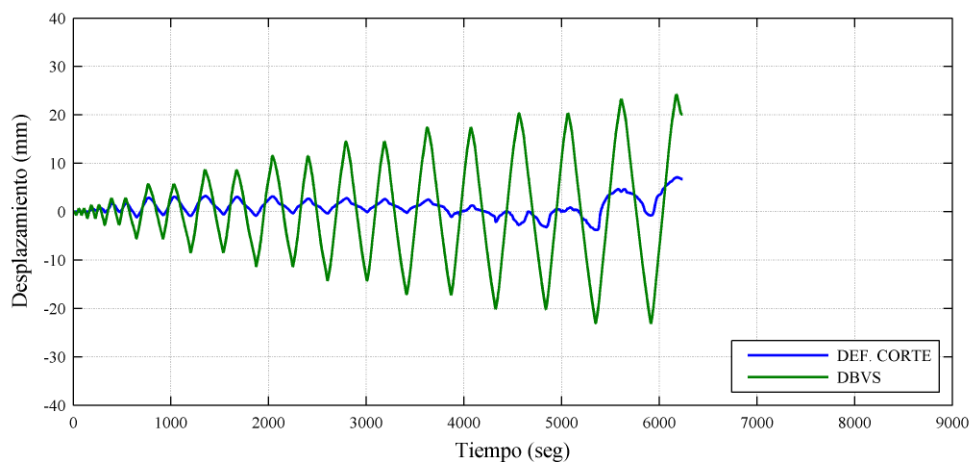


Figura 4-15: M2 – Desplazamiento por corte

4.3 Muro 3

4.3.1 M3 - Descripción General del Daño Observado

El muro M3 corresponde al muro con malla ACMA C257 y espesor $t_w = 100$ mm, el propósito de ensayo de este muro es analizar el comportamiento por efecto de cuantía alta, es decir mayor a la mínima requerida en el código. La primera grieta corresponde a una grieta diagonal, la cual se observó en el primer ciclo amplitud Δ_1 (deriva = 0.05%)

como se muestra en la Figura 4-16 a), para el ciclo amplitud Δ_3 (deriva = 0.2%) las grietas eran más notorias se podían apreciar grietas en su mayoría a 45° en toda la cara del muro, también se evidencian algunas grietas casi horizontales como se muestra en la Figura 4-16 b), en el primer ciclo amplitud Δ_4 (deriva = 0.4%) ya aparecen grietas que cruzan toda la diagonal del muro, tanto en el punto máximo de carga como en el de descarga, para el primer ciclo amplitud Δ_5 (deriva = 0.6%) se observó varias grietas diagonales de mayor espesor como podemos ver en la Figura 4-16 c), al aumentar la amplitud de la deformación lateral la cantidad de grietas aumenta. Para el primer ciclo amplitud Δ_6 (deriva = 0.8%) el muro falla en las dos direcciones generando una grieta de gran espesor en los dos sentidos, Figura 4-16 d), curiosamente la pérdida de recubrimiento aparece cuando el muro ya había fallado es decir después del ciclo con espesor Δ_6 . En la Figura 4-16 e) se evidencia la pérdida de recubrimiento del muro luego de la falla. La fractura de las barras, tanto horizontales como verticales, se pudo verificar luego del retiro del aparataje de medición del muro, la armadura de borde no presento pandeo. La falla del muro al final del ensayo se, muestra en la Figura 4-16 f).

4.3.2 M3 - Relación Fuerza – Desplazamiento

La relación fuerza-desplazamiento del muro M3 se muestra en la Figura 4-17 a). En esta Figura se muestra la deriva en vez del desplazamiento lateral, en que la deriva se obtuvo como el cociente entre el desplazamiento bajo la viga superior (obtenido por el transductor 2 de la Figura 3-10) y la altura del muro (1600 mm). En esta Figura se aprecia una pérdida de resistencia y de rigidez notoria en el segundo ciclo amplitud Δ_4 (deriva = 0.4%). Esta disminución se debe a la fractura de las barras horizontales y verticales de la malla electrosoldada que atravesaron la grieta diagonal.

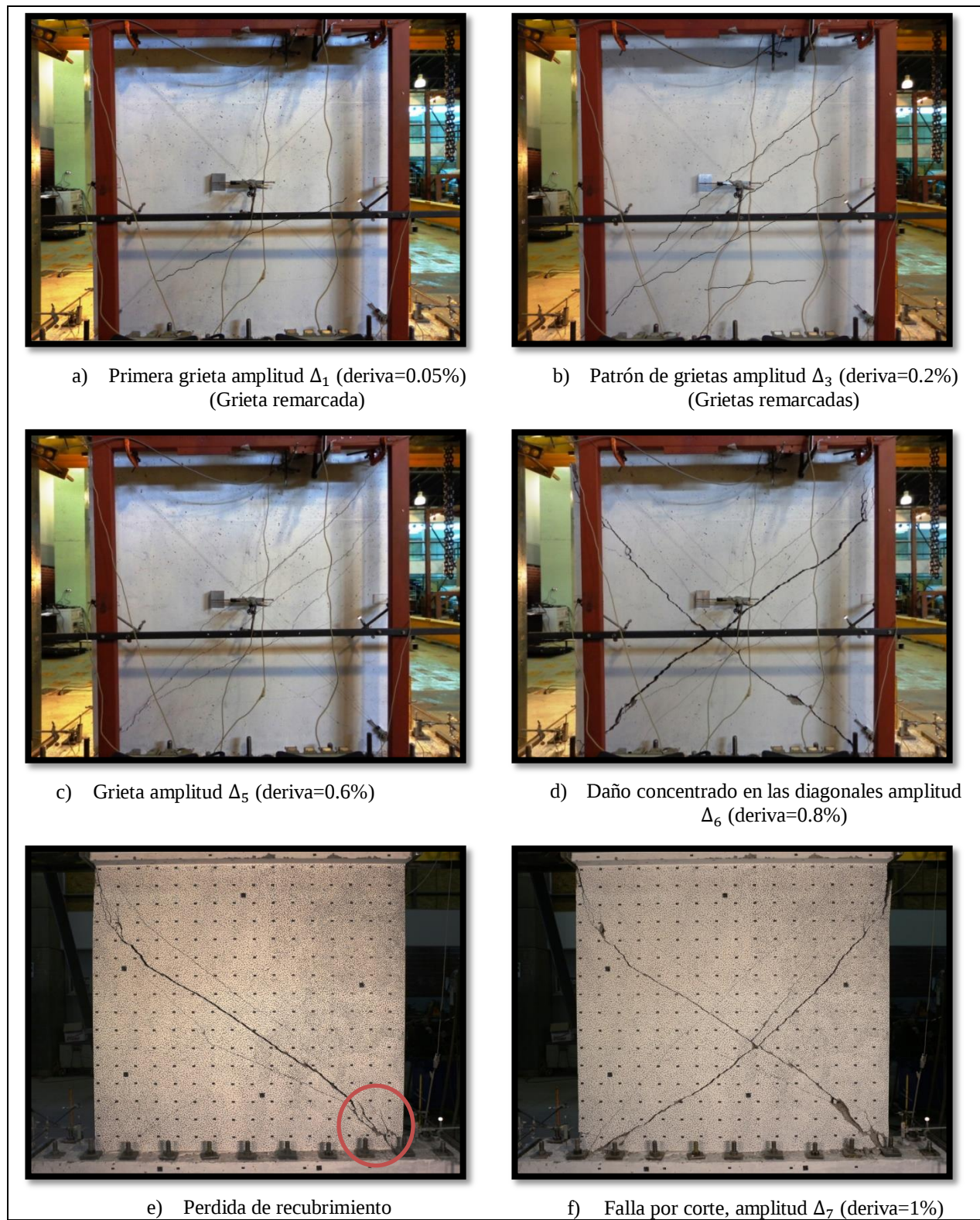
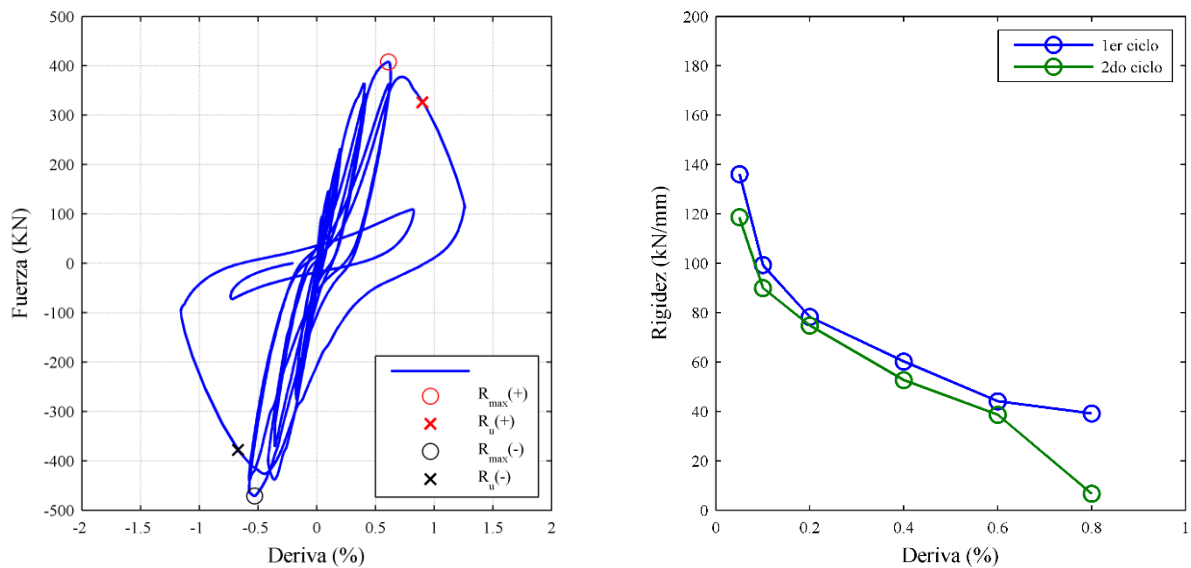


Figura 4-16: M3 – Propagación del daño (Continuación)

La fuerza horizontal máxima positiva es de 408 kN para una deriva de 0.61 %. La fuerza horizontal máxima negativa es de 471 kN para una deriva de 0.53 %. El comportamiento último en este estudio corresponde al punto donde se obtiene una resistencia de un 80% de la resistencia máxima. La deriva ultima positiva es de 0.83 % para una fuerza lateral de 326 kN, la deriva ultima negativa es de 0.65 % para una fuerza lateral de 378 kN.



a) Curva fuerza vs deriva

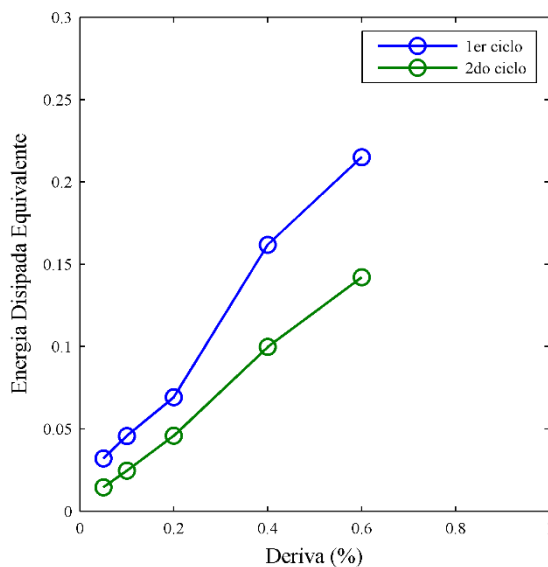
b) Degradación de rigidez

Figura 4-17: M3 - Relación fuerza vs deriva – Degradación de rigidez

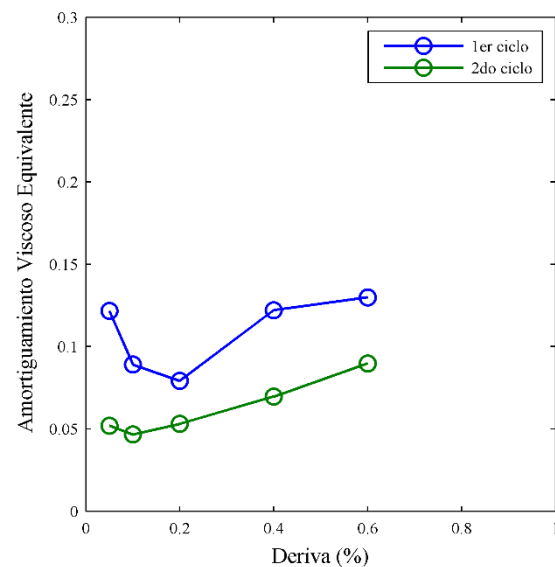
La rigidez secante inicial en el primer ciclo es de 136 kN/mm, mientras que para el segundo ciclo es de 119 kN/mm. La rigidez secante se estimó con la pendiente de la línea recta que une el punto de resistencia máxima positiva y el punto de resistencia máxima negativa, del primer ciclo de carga de amplitud Δ_1 (deriva = 0.05 %) de la Figura 4-17 a). El desplazamiento horizontal a la altura de la aplicación de la carga, utilizado para calcular esta rigidez, se estimó multiplicando la deriva por 1750 mm. La Figura 4-17 b) muestra la variación de la rigidez secante del muro con la deriva para el primer y segundo ciclo de cada amplitud. En el muro M3 se midió una disminución de un 13% en promedio entre las primeras amplitudes del primer y segundo ciclo y un máximo de un 10 % para las últimas amplitudes. La rigidez experimenta una

disminución de un 83 % en promedio desde la amplitud Δ_1 hasta la última amplitud Δ_7 , esto se debe a la fractura de las barras

La energía disipada equivalente del muro M3 fue medida hasta la resistencia máxima. La Figura 4-18 a) muestra la energía disipada equivalente para estos ciclos. Después de la resistencia máxima, se produjo la fractura de la armadura y por lo tanto no tiene sentido calcular la energía disipada equivalente en estos casos.



a) Energía disipada equivalente



b) Amortiguamiento viscoso equivalente

Figura 4-18: M3- Disipación de energía y Amortiguamiento viscoso equivalente

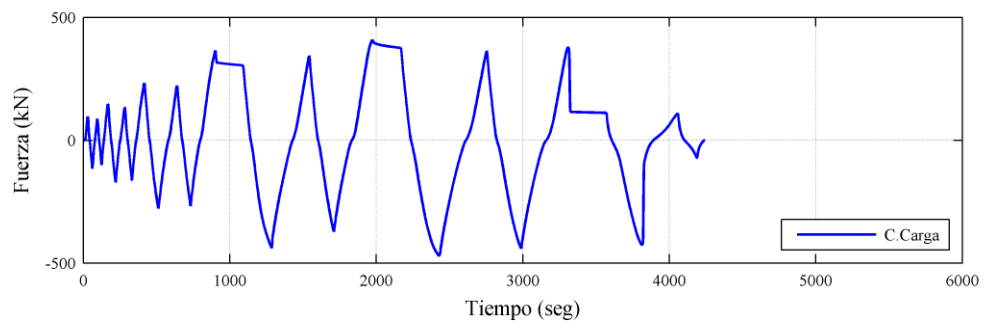
Para el primer ciclo de cada amplitud se obtuvo una energía disipada equivalente entre 0.03 (para la amplitud Δ_1) y 0.22 (para la amplitud Δ_5) que es donde se evidencia la resistencia máxima. Para el segundo ciclo de cada amplitud, se obtuvo una reducción de la energía disipada equivalente. Esta energía varió entre 0.01 (para amplitud Δ_1) y 0.14 (para amplitud Δ_4). La energía equivalente máxima promedio fue de 0.18.

La variación del amortiguamiento viscoso equivalente del muro M3 se muestra en la Figura 4-18 b). Este amortiguamiento es de 0.12 para el primer ciclo de amplitud Δ_1 y permanece relativamente constante hasta 0.13, para el primer ciclo con amplitud Δ_5 . Para el segundo ciclo el amortiguamiento experimenta un aumento. El amortiguamiento es 0.05 para la amplitud Δ_1 y de 0.09 para la amplitud Δ_5 .

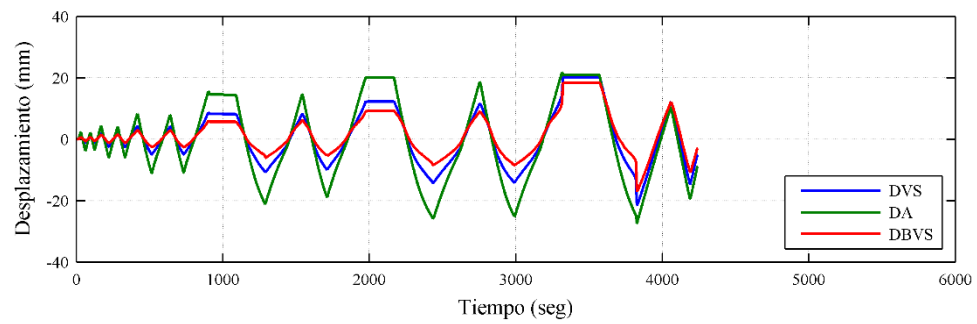
4.3.3 M3 - Mediciones de los Transductores

La Figura 4-19 a) muestra la fuerza lateral versus el tiempo registrada durante el ensayo. El ensayo duro 1 hora con 11 minutos, y se puede observar que la fuerza máxima de 471 kN se produjo en el segundo peak del primer ciclo de amplitud Δ_5 . En la Figura 4-19 b) se muestra el desplazamiento de la viga superior (DVS), el desplazamiento del actuador (DA), y el desplazamiento bajo la viga superior (DBVS). Estos desplazamientos se obtuvieron con los transductores 4, 3 y 2 respectivamente. Se observa que existe una diferencia en los desplazamientos y el desplazamiento más que utilizaremos es el obtenido bajo la viga superior ya que al estar conectado al marco empotrado en la base, registra el desplazamiento relativo del extremo superior del muro respecto a la base. El desplazamiento del muro M3 bajo la viga superior en el instante de fuerza máxima fue de 8.40 mm, este desplazamiento es un 67 % menor que el desplazamiento del actuador. Esta gran diferencia se debe a que en el actuador se producen pérdidas. El desplazamiento bajo la viga superior máximo registrado en el tiempo fue de 18.39 mm.

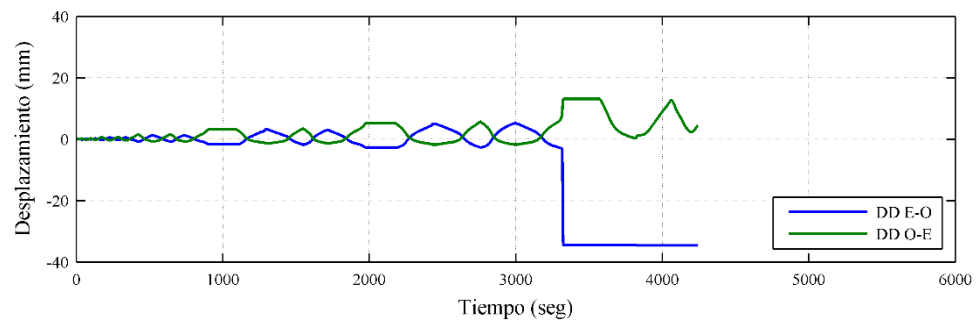
El desplazamiento de las diagonales del muro en función del tiempo se muestra en la Figura. 4-19 c). El desplazamiento diagonal máximo en la carga es de 34 mm, pero esto se debe a que el hilo de medición que sujetaba el transductor se rompió, mientras que el desplazamiento diagonal máximo en la descarga es de 13 mm. Los desplazamientos verticales y horizontales de la base (medidos con los transductores 8, 9 y 10) son menores a 1 mm por lo que son despreciables.



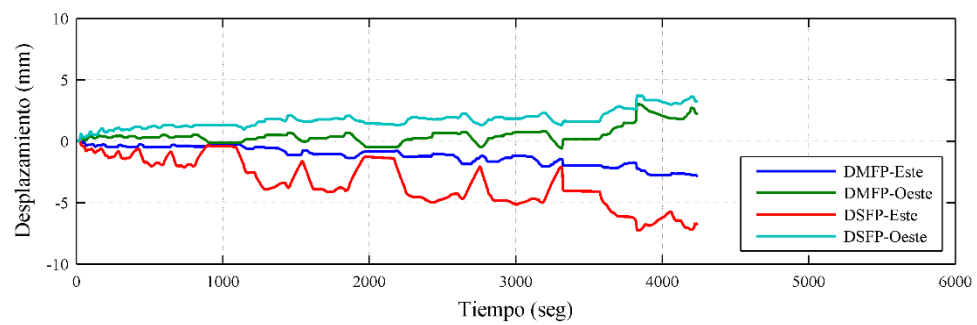
a) Gráfico fuerza lateral vs tiempo



b) Gráfico desplazamientos laterales vs tiempo



c) Desplazamiento diagonal vs tiempo



d) Desplazamiento fuera del plano vs tiempo

Figura 4-19: M3 – Mediciones de los transductores

La Figura 4-19 d) muestra el desplazamiento fuera del plano en función del tiempo medido con los transductores 11, 12, 13 y 14 de la Figura 3-11. El máximo desplazamiento positivo fuera del plano se obtuvo en la parte superior izquierda del muro con 3.7 mm, y el máximo desplazamiento negativo fuera del plano se obtuvo en la parte superior derecha del muro con 7.2 mm, estos desplazamientos se produjeron para un peak de desplazamiento horizontal positivo y negativo respectivamente.

4.3.4 M3 - Desplazamiento por Corte

La Figura 4-20 muestra el desplazamiento por corte estimado con la ecuación (4-3) utilizando la deformación de las diagonales de los transductores 6 y 7. Adicionalmente, esta Figura muestra el desplazamiento lateral del muro M1 bajo la viga superior (DBVS, transductor 2 en la Figura 3-10). El desplazamiento por corte se pudo medir hasta $t=3319$ seg, y alcanza un valor máximo de 5.5 mm en el tiempo $t = 3000$ seg, durante el primer ciclo amplitud Δ_5 , el desplazamiento total por corte corresponde al 63 % del desplazamiento lateral máximo del muro hasta ese tiempo.

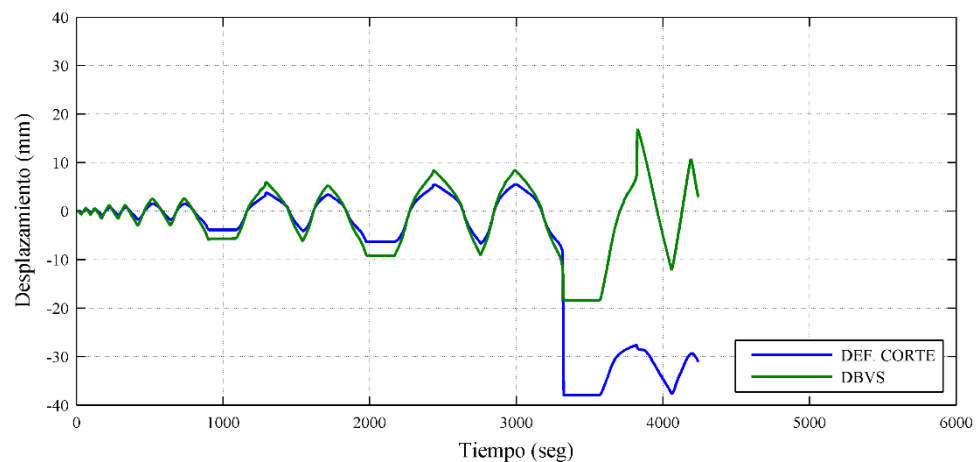


Figura 4-20: M3 – Desplazamiento por corte

4.4 Muro 4

4.4.1 M4 - Descripción General del Daño Observado

El muro M4 corresponde al muro con malla ACMA C139 y espesor $t_w = 100$ mm. El propósito de ensayo de este muro es analizar el comportamiento por efecto de cuantía reducida, es decir menor a la mínima requerida en el código. La primera grieta, corresponde a una grieta diagonal, la cual se observó en el primer ciclo amplitud Δ_2 (deriva = 0.1%) como se muestra en la Figura 4-21 a). Para el primer ciclo amplitud Δ_3 (deriva = 0.2%) las grietas eran más notorias se podían apreciar grietas en su mayoría a 45° en toda la cara del muro como se muestra en la Figura 4-21 b). En el primer ciclo amplitud Δ_4 (deriva = 0.4%) se observó una nueva grieta diagonal de mayor espesor como podemos ver en la Figura 4-21 c), al aumentar la amplitud de la deformación lateral la cantidad de grietas incrementa, en general el ángulo de inclinación de las grietas se mantiene constante y las nuevas grietas se generan de forma paralela, para las amplitudes siguientes el daño se concentró en las diagonales del muro.

En la Figura 4-21 d) se muestra el daño en el primer ciclo amplitud Δ_6 (deriva = 0.8%) donde se evidencian grietas diagonales de gran espesor en los dos sentidos, comienza la pérdida de recubrimiento en los extremos superiores de las diagonales, Figura 4-21 e), luego de la pérdida de recubrimiento el proceso de falla es bastante frágil, porque la malla vertical y horizontal se cortó en los peaks de cada en el segundo ciclo amplitud Δ_6 (deriva = 0.8%), la fractura de las barras se pudo verificar luego del retiro del aparataje de medición el muro. La falla final del muro se muestra en la Figura 4-21(f).

4.4.2 M4 - Relación Fuerza – Desplazamiento

La relación fuerza-desplazamiento del muro M3 se muestra en la Figura 4-17 a). En esta Figura se muestra la deriva en vez del desplazamiento lateral, en que la deriva se obtuvo como el cociente entre el desplazamiento bajo la viga superior (obtenido por el transductor 2 de la Figura 3-10) y la altura del muro (1600 mm).

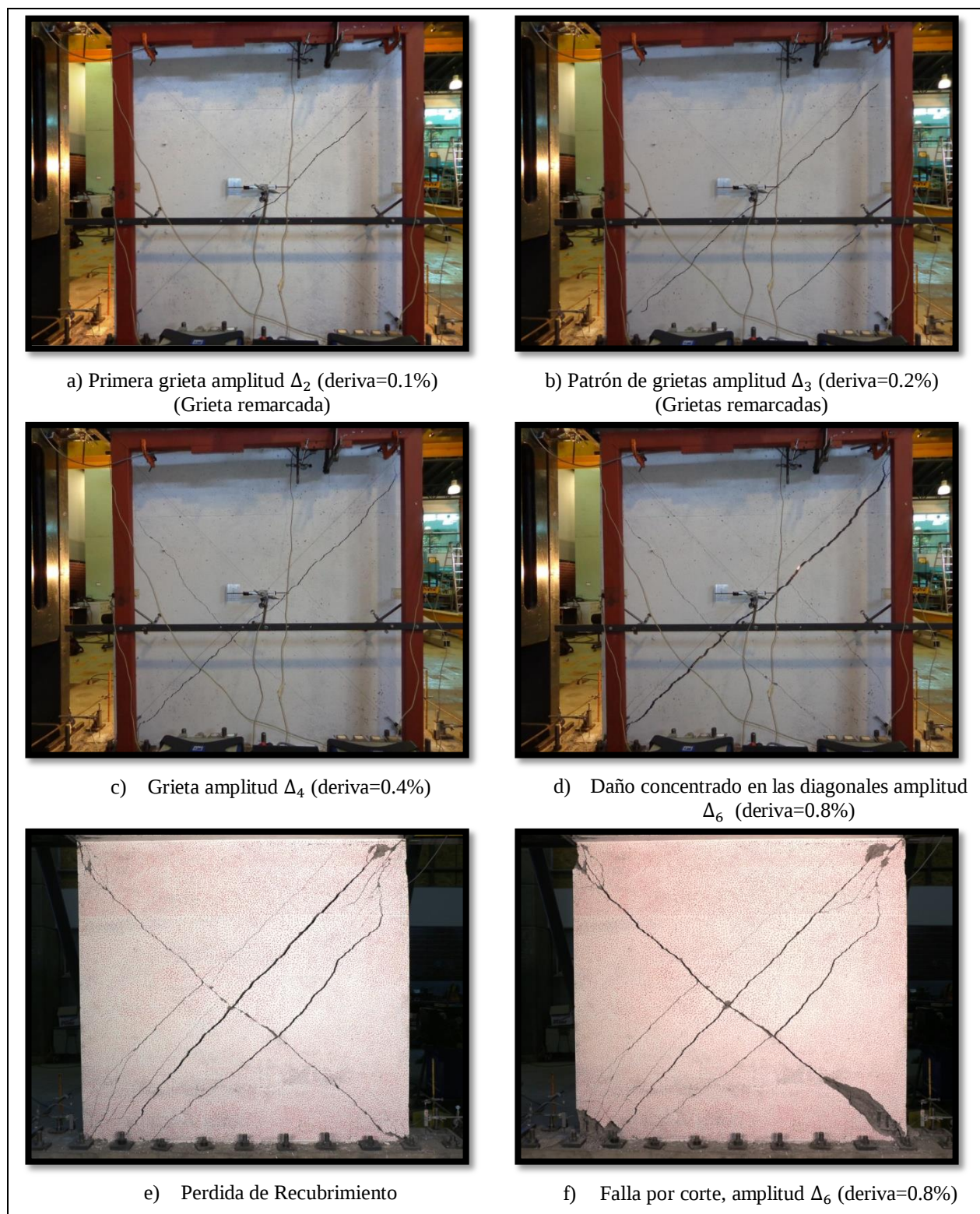


Figura 4-21: M4 – Propagación del daño

En la Figura se aprecia una pérdida de resistencia y de rigidez notoria en el primer ciclo amplitud Δ_4 (deriva = 0.4%). Esta disminución se debe a la fractura de las barras horizontales y verticales de la malla electrosoldada que atravesaron la grieta diagonal.

La fuerza horizontal máxima positiva es de 265 kN para una deriva de 0.34 %. La fuerza horizontal máxima negativa es de 404 kN para una deriva de 0.55 %. El comportamiento último en este estudio corresponde al punto donde se obtiene una resistencia de un 80% de la resistencia máxima. La deriva ultima positiva es de 0.50 % para una fuerza lateral de 212 kN. La deriva ultima negativa es de 0.92 % para una fuerza lateral de 323 kN.

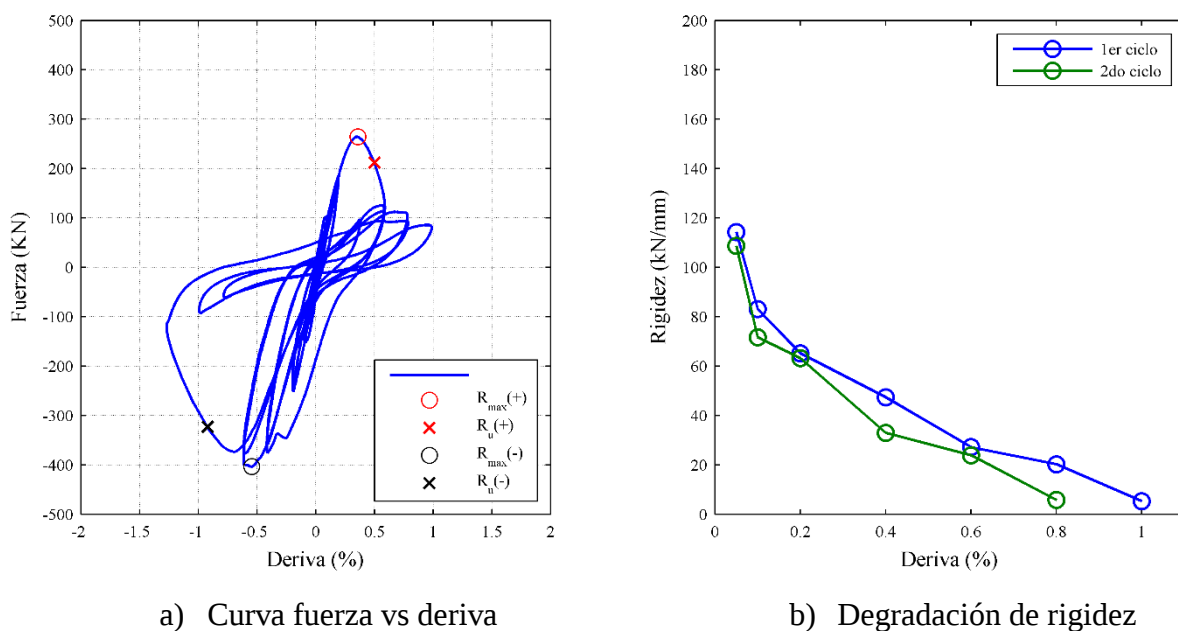


Figura 4-22: M4 - Relación fuerza vs deriva – Degradación de rigidez

La rigidez secante inicial en el primer ciclo es de 114 kN/mm, mientras que para el segundo ciclo es de 109 kN/mm. La rigidez secante se estimó con la pendiente de la línea recta que une el punto de resistencia máxima positiva y el punto de resistencia máxima negativa, del primer ciclo de carga de amplitud Δ_1 (deriva = 0.05 %) de la Figura 4-17 a). El desplazamiento horizontal a la altura de la aplicación de la carga, utilizado para calcular esta rigidez, se estimó multiplicando la deriva por 1750 mm.

La Figura 4-22 b) muestra la variación de la rigidez secante del muro con la deriva para el primer y segundo ciclo de cada amplitud. En el muro M4 se midió una disminución de un 4% en promedio entre las primeras amplitudes del primer y segundo ciclo y un máximo de un 15 % para las últimas amplitudes. La rigidez experimenta una disminución de un 95 % en promedio desde la amplitud Δ_1 hasta la última amplitud Δ_7 , esto se debe a la fractura de las barras

La energía disipada equivalente del muro M4 fue medida hasta la resistencia máxima. La Figura 4-23 a) muestra la energía disipada equivalente para estos ciclos. Después de la resistencia máxima, se produjo la fractura de la armadura y por lo tanto no tiene

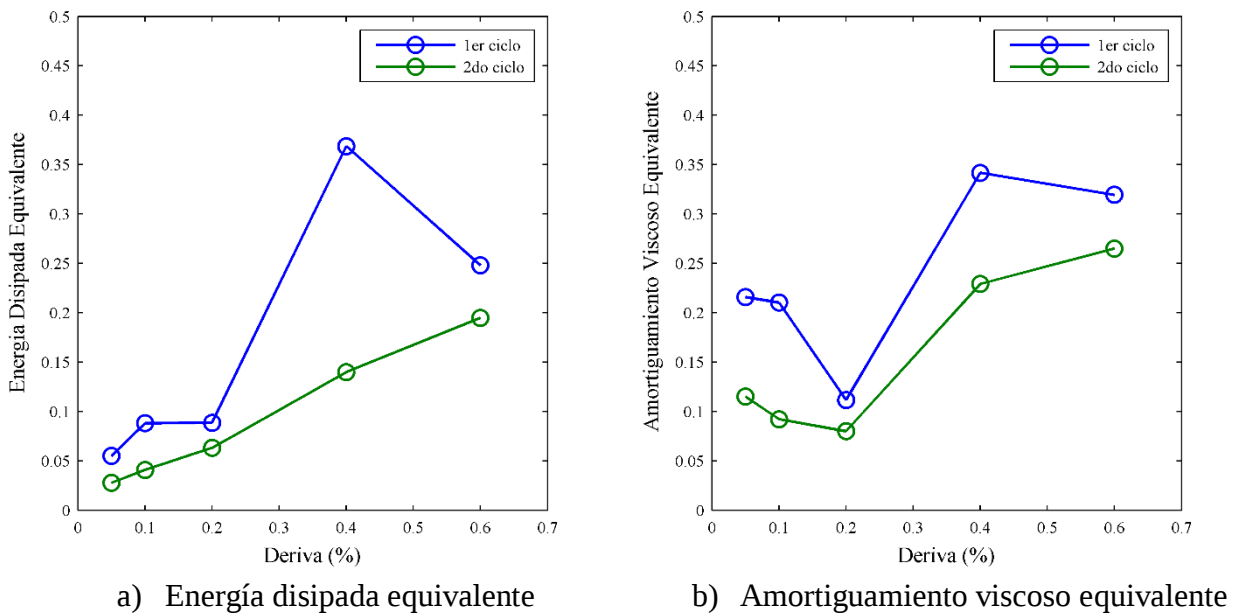


Figura 4-23: M4 - Disipación de energía y Amortiguamiento viscoso equivalente

Para el primer ciclo de cada amplitud se obtuvo una energía disipada equivalente entre 0.05 (para la amplitud Δ_1) y 0.36 (para la amplitud Δ_5) que es donde se evidencia la resistencia máxima. Para el segundo ciclo de cada amplitud, se obtuvo una reducción de la energía disipada equivalente. Esta energía vario entre 0.03 (para amplitud Δ_1) y 0.19 (para amplitud Δ_4). La energía equivalente máxima promedio fue de 0.27. La variación del amortiguamiento viscoso equivalente del muro M4 se muestra en la Figura 4-23 b).

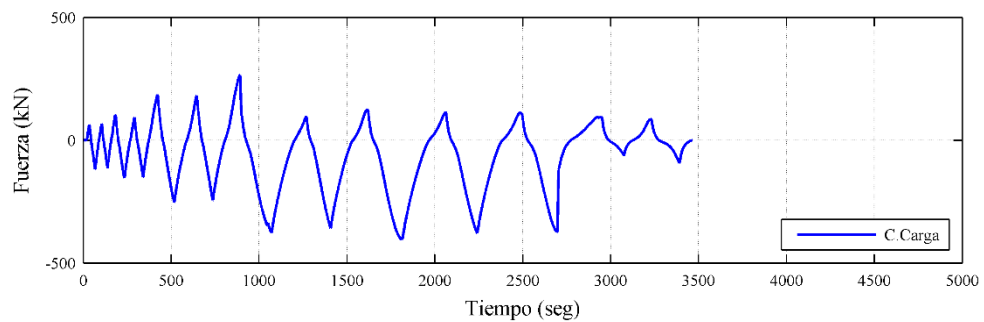
Este amortiguamiento es de 0.22 para el primer ciclo de amplitud Δ_1 y experimentó un aumento hasta 0.34, para el primer ciclo con amplitud Δ_5 . Para el segundo ciclo el amortiguamiento equivalente es 0.12 para la amplitud Δ_1 y experimento un aumento hasta 0.26 para la amplitud Δ_5 .

4.4.3 M4 - Mediciones de los Transductores

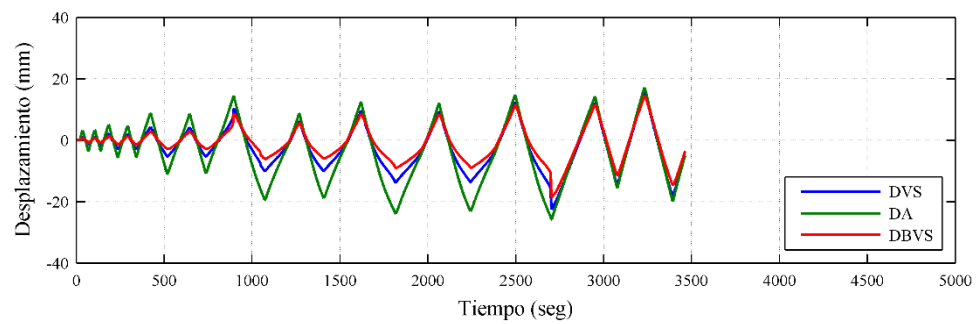
La Figura 4-24 a) muestra la fuerza lateral versus el tiempo registrada durante el ensayo. El ensayo duro 58 minutos, y se puede observar que la fuerza máxima de 404 kN se produjo en el segundo peak del primer ciclo de amplitud Δ_5 . En la Figura 4-24 b) se muestra el desplazamiento de la viga superior (DVS), el desplazamiento del actuador (DA), y el desplazamiento bajo la viga superior (DBVS). Estos desplazamientos se obtuvieron con los transductores 4, 3 y 2 respectivamente. Se observa que existe una diferencia en los desplazamientos y el desplazamiento más que utilizaremos es el obtenido bajo la viga superior ya que al estar conectado al marco empotrado en la base, registra el desplazamiento relativo del extremo superior del muro respecto a la base.

El desplazamiento del muro M4 bajo la viga superior en el instante de fuerza máxima fue de 8.75 mm, este desplazamiento es un 75 % menor que el desplazamiento del actuador. Esta gran diferencia se debe a que en el actuador se producen perdidas. El desplazamiento bajo la viga superior máximo registrado en el tiempo fue de 20.32 mm.

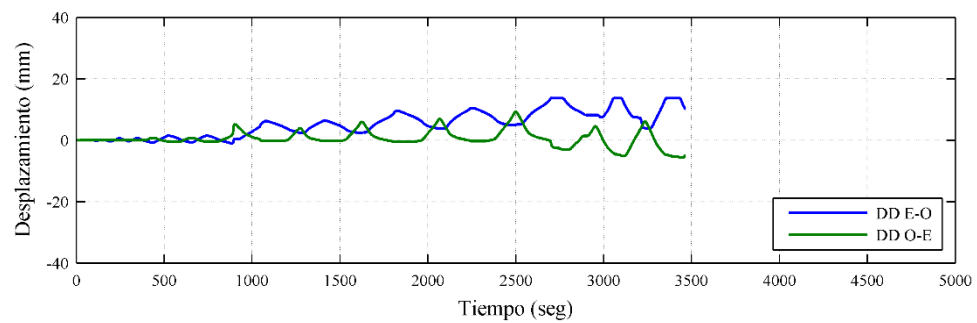
El desplazamiento de las diagonales del muro en función del tiempo se muestra en la Figura. 4-24 (c). El desplazamiento diagonal máximo en la carga es de 14 mm, mientras que el desplazamiento diagonal máximo en la descarga es de 6 mm. Los desplazamientos verticales y horizontales de la base (medidos con los transductores 8, 9 y 10) son menores a 1 mm por lo que son despreciables.



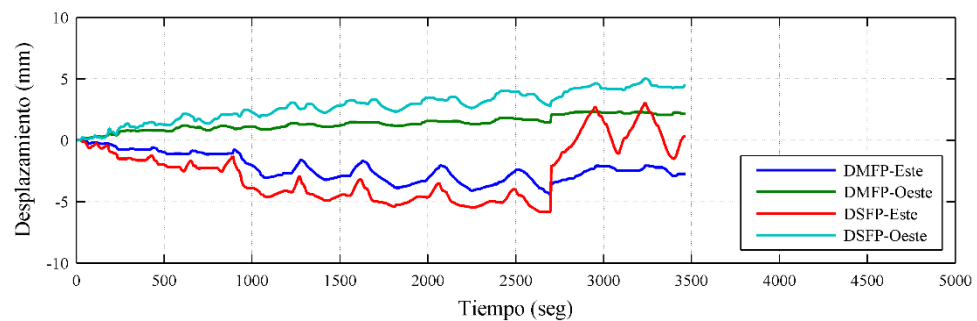
a) Gráfico fuerza lateral vs tiempo



b) Gráfico desplazamientos laterales vs tiempo



c) Desplazamiento diagonal vs tiempo



d) Desplazamiento fuera del plano vs tiempo

Figura 4-24: M4 – Mediciones de los transductores

La Figura 4-24 (d) muestra el desplazamiento fuera del plano en función del tiempo medido con los transductores 11, 12, 13 y 14 de la Figura 3-11. El máximo desplazamiento positivo fuera del plano se obtuvo en la parte superior izquierda del muro con 5 mm, y el máximo desplazamiento negativo fuera del plano se obtuvo en la parte superior derecha del muro con 5.8 mm, estos desplazamientos se produjeron para un peak de desplazamiento horizontal positivo y negativo respectivamente.

4.4.4 M4 - Desplazamiento por Corte

La Figura 4-25 muestra el desplazamiento por corte estimado con la ecuación (4-3) utilizando la deformación de las diagonales de los transductores 6 y 7. Adicionalmente, esta Figura muestra el desplazamiento lateral del muro M1 bajo la viga superior (DBVS, transductor 2 en la Figura 3-10). El desplazamiento por corte se pudo medir durante todo el ensayo, y alcanza un valor máximo de 15.44 mm en el tiempo $t = 3430$ seg, durante el primer ciclo amplitud Δ_7 , el desplazamiento total por corte corresponde al 80 % del desplazamiento lateral máximo del muro hasta ese tiempo.

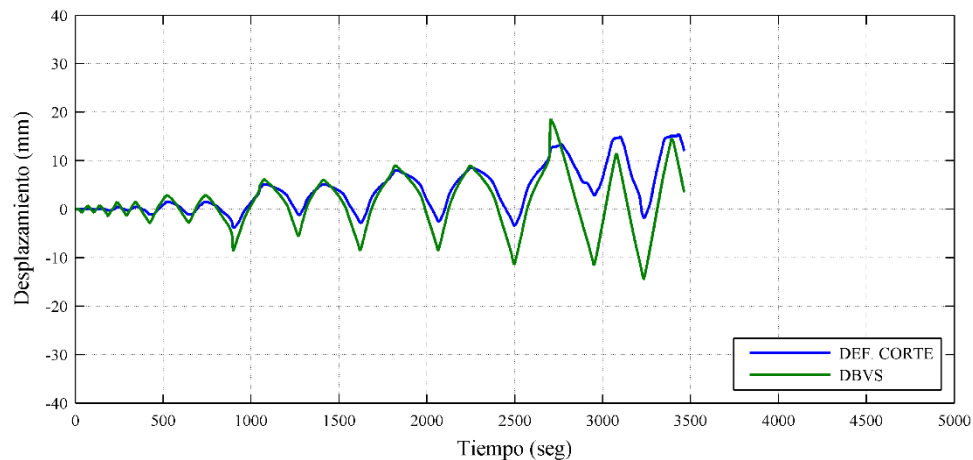


Figura 4-25: M4 – Desplazamiento por corte

4.5 Muro 5

4.5.1 M5 - Descripción General del Daño Observado

El muro M5 corresponde al muro con barras tradicional ϕ 8 mm a 250 mm, la misma cuantía que el M1 y espesor $t_w = 100$ mm. El propósito de ensayo de este muro es evaluar el comportamiento del muro por efecto del tipo de acero y cuantía mínima exigida por el código. La primera grieta, correspondiente a una grieta diagonal, la cual se observó en el primer ciclo amplitud Δ_2 (deriva = 0.1%) como se muestra en la Figura 4-26 a). Para los siguientes ciclos se observan grietas a 45° que se distribuyen en todo el muro, para el primer ciclo amplitud Δ_5 (deriva = 0.6%) las grietas eran más notorias se podían apreciar grietas distribuidas por toda la cara del muro como se muestra en la Figura 4-26 b). En el primer ciclo amplitud Δ_8 (deriva = 1.2 %) se observó algunas grietas diagonales de mayor espesor como podemos ver en la Figura 4-26 c). Para las amplitudes siguientes el daño se concentró en las diagonales del muro, Figura 4-26 d). La pérdida de recubrimiento inicio en el primer ciclo amplitud Δ_7 (deriva = 1 %) en los extremos inferiores de las diagonales, Figura 4-26 e). En la Figura 4-26 f) se muestra el daño en el segundo ciclo amplitud Δ_{10} (deriva = 1.6 %) donde se evidencian grietas diagonales de gran espesor en los dos sentidos, incluso con desprendimiento de algunas partes del muro,

El proceso de falla es relativamente dúctil ya que el muro resistió los 10 ciclos al cual fue sometido, después de la falla del muro y luego de retirar el aparataje de medición se identificó que las barras tradicionales tanto verticales como horizontales, pandearon pero no llegaron a la falla, el muro no evidencio deformaciones fuera del plano ni falla por flexión.

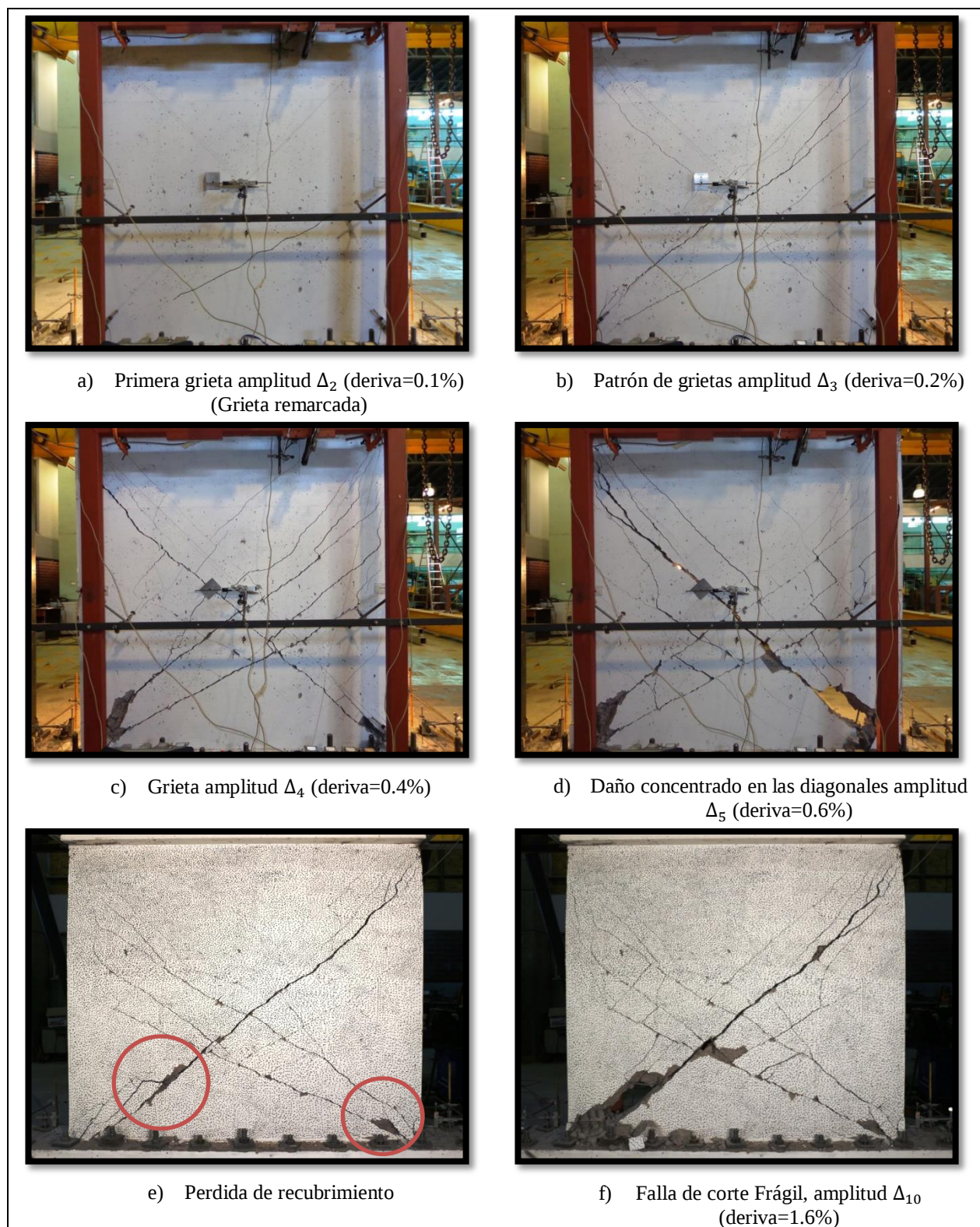


Figura 4-26: M5 – Propagación del daño

4.5.2 M5 - Relación Fuerza – Desplazamiento

La relación fuerza-desplazamiento del muro M3 se muestra en la Figura 4-27 a). En esta Figura se muestra la deriva en vez del desplazamiento lateral, en que la deriva se obtuvo como el cociente entre el desplazamiento bajo la viga superior (obtenido por el transductor 2 de la Figura 3-10) y la altura del muro (1600 mm). En la Figura se aprecia una pérdida de resistencia y de rigidez paulatina que llegó hasta el segundo ciclo Δ_{10} (deriva = 1.6 %). Esto se dio por que las barras de acero tradicional son más dúctiles. La fuerza horizontal máxima positiva es de 289 kN para una deriva de 0.40 %. La fuerza horizontal máxima negativa es de 357 kN para una deriva de 0.43 %. El comportamiento último en este estudio corresponde al punto donde se obtiene una resistencia de un 80% de la resistencia máxima. La deriva última positiva es de 0.80 % para una fuerza lateral de 231 kN, la deriva última negativa es de 0.72 % para una fuerza lateral de 286 kN.

La rigidez secante inicial en el primer ciclo es de 131 kN/mm, mientras que para el segundo ciclo es de 107 kN/mm. La rigidez secante se estimó con la pendiente de la línea recta que une el punto de resistencia máxima positiva y el punto de resistencia máxima negativa, del primer ciclo de carga de amplitud Δ_1 (deriva = 0.05 %) de la Figura 4-27 a). El desplazamiento horizontal a la altura de la aplicación de la carga, utilizado para calcular esta rigidez, se estimó multiplicando la deriva por 1750 mm. La Figura 4-27 b) muestra la variación de la rigidez secante del muro con la deriva para el primer y segundo ciclo de cada amplitud. En el muro M5 se midió una disminución de un 19 % en promedio entre las primeras amplitudes del primer y segundo ciclo y un máximo de un 12 % para las últimas amplitudes. La rigidez experimenta una disminución de un 95 % en promedio desde la amplitud Δ_1 hasta la última amplitud Δ_{10} , el deterioro de la rigidez luego de la resistencia máxima es de 8 kN/mm.

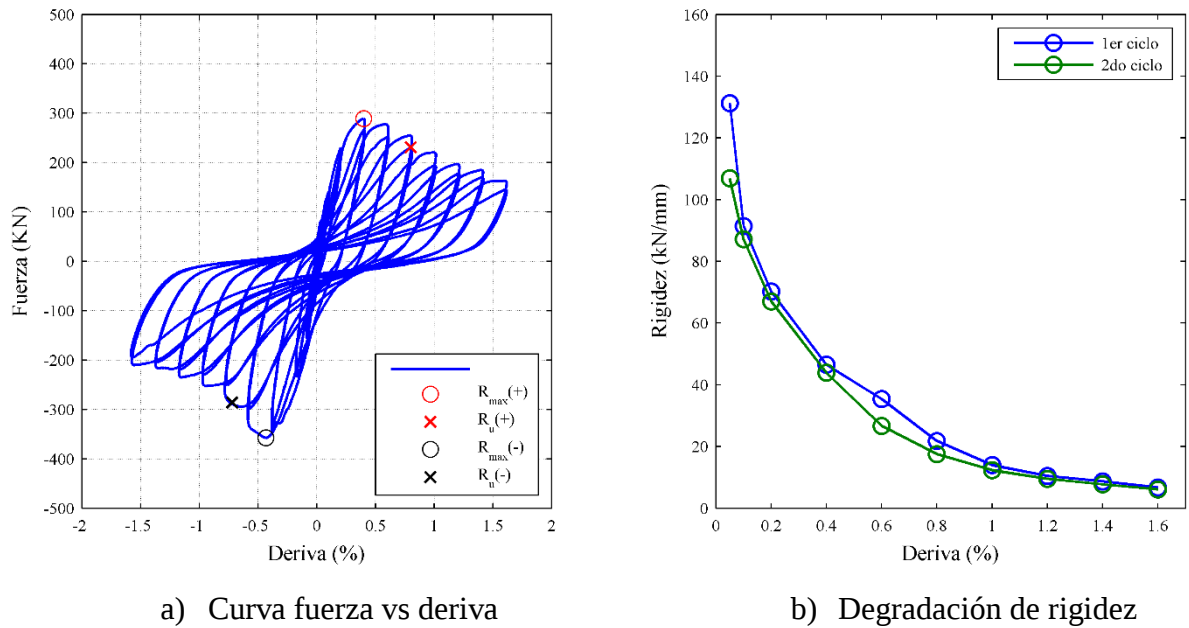
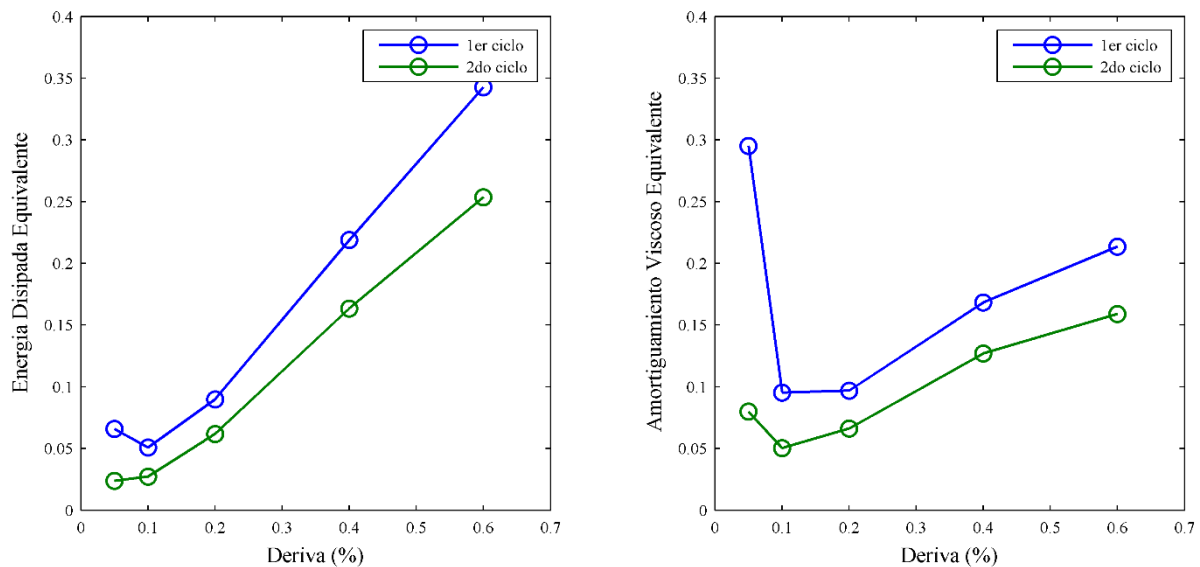


Figura 4-27: M5 - Relación fuerza vs deriva – Degradación de rigidez

La energía disipada equivalente del muro M5 fue medida hasta la resistencia máxima. La Figura 4-28 (a) muestra la energía disipada equivalente para estos ciclos. Después de la resistencia máxima, a diferencia de los muros con malla Acma no se produjo la fractura de la armadura.

Para el primer ciclo de cada amplitud se obtuvo una energía disipada equivalente entre 0.07 (para la amplitud Δ_1) y 0.34 (para la amplitud Δ_5) que es donde se evidencia la resistencia máxima. Para el segundo ciclo de cada amplitud, se obtuvo una reducción de la energía disipada equivalente. Esta energía varió entre 0.02 (para amplitud Δ_1) y 0.25 (para amplitud Δ_4). La energía equivalente máxima promedio fue de 0.30.

La variación del amortiguamiento viscoso equivalente del muro M5 se muestra en la Figura 4-28 b). Este amortiguamiento es de 0.29 para el primer ciclo de amplitud Δ_1 y experimentó una disminución hasta 0.21, para el primer ciclo con amplitud Δ_5 . Para el segundo ciclo el amortiguamiento equivalente 0.07 para la amplitud Δ_1 y experimentó un aumento 0.15 para la amplitud Δ_5 .



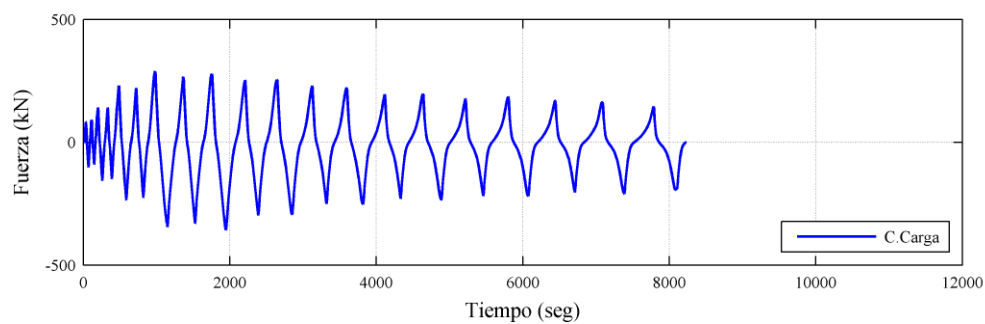
a) Energía disipada equivalente

b) Amortiguamiento viscoso equivalente

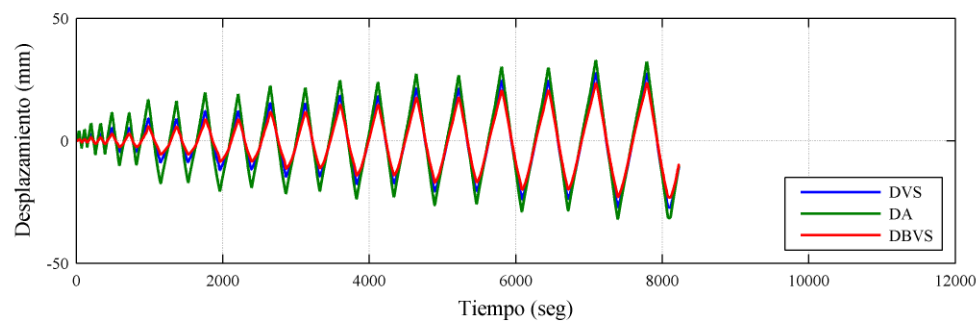
Figura 4-28: M5 - Disipación de energía y Amortiguamiento viscoso equivalente

4.5.3 M5 - Mediciones de los Transductores

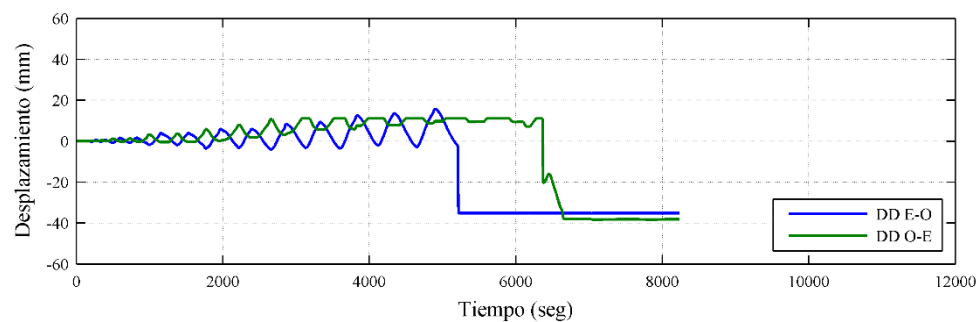
La Figura 4-29 a) muestra la fuerza lateral versus el tiempo registrada durante el ensayo. El ensayo duro 2 horas y 17 minutos, y se puede observar que la fuerza máxima de 357 kN se produjo en el segundo peak del segundo ciclo de amplitud Δ_5 . En la Figura 4-29 (b) se muestra el desplazamiento de la viga superior (DVS), el desplazamiento del actuador (DA), y el desplazamiento bajo la viga superior (DBVS). Estos desplazamientos se obtuvieron con los transductores 4, 3 y 2 respectivamente. Se observa que existe una diferencia en los desplazamientos y el desplazamiento más que utilizaremos es el obtenido bajo la viga superior ya que al estar conectado al marco empotrado en la base, registra el desplazamiento relativo del extremo superior del muro respecto a la base. El desplazamiento del muro M5 bajo la viga superior en el instante de fuerza máxima fue de 7.00 mm, este desplazamiento es un 58 % menor que el desplazamiento del actuador. Esta gran diferencia se debe a que en el actuador se



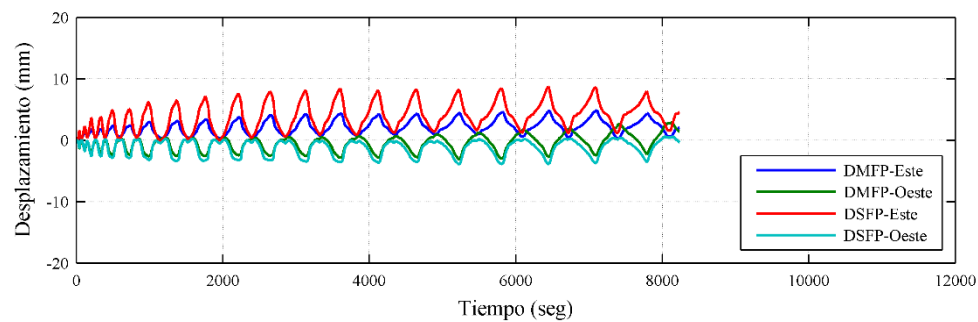
a) Gráfico fuerza lateral vs tiempo



b) Gráfico desplazamientos laterales vs tiempo



c) Desplazamiento diagonal vs tiempo



d) Desplazamiento fuera del plano vs tiempo

Figura 4-29: M5 – Mediciones de los transductores

producen pérdidas. El desplazamiento bajo la viga superior máximo registrado en el tiempo fue de 25.28 mm.

El desplazamiento de las diagonales del muro en función del tiempo se muestra en la Figura. 4-29 c). El desplazamiento diagonal máximo en la carga es de 4.00 mm, mientras que el desplazamiento diagonal máximo en la descarga es de 11.08 mm, la pérdida de recubrimiento se observa en el lugar donde están colocados los transductores diagonales, eso explica el salto que se observa en la Figura 4-29 (c), Los desplazamientos verticales y horizontales de la base (medidos con los transductores 8, 9 y 10) son menores a 1 mm por lo que son despreciables.

La Figura 4-24 d) muestra el desplazamiento fuera del plano en función del tiempo medido con los transductores 11, 12, 13 y 14 de la Figura 3-11. El máximo desplazamiento positivo fuera del plano se obtuvo en la parte superior izquierda del muro con 8.70 mm, y el máximo desplazamiento negativo fuera del plano se obtuvo en la parte superior derecha del muro con 3.90 mm, estos desplazamientos se produjeron para un peak de desplazamiento horizontal positivo y negativo respectivamente.

4.5.4 M5 - Desplazamiento por Corte

La Figura 4-30 muestra el desplazamiento por corte estimado con la ecuación (4-3) utilizando la deformación de las diagonales de los transductores 6 y 7. Adicionalmente, esta Figura muestra el desplazamiento lateral del muro M1 bajo la viga superior (DBVS, transductor 2 en la Figura 3-10). El desplazamiento por corte se pudo medir hasta $t=5152$ seg, y alcanza un valor máximo de 11.71 mm en el tiempo $t = 2651$ seg, durante el primer ciclo amplitud Δ_6 , el desplazamiento total por corte corresponde al 60 % del desplazamiento lateral máximo del muro hasta ese tiempo.

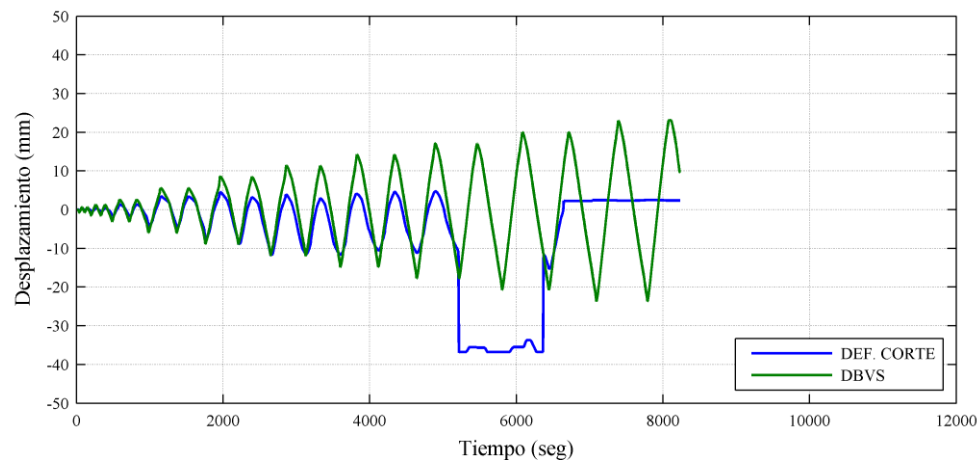


Figura 4-30: M5 - Desplazamiento por corte

4.6 Muro 6

4.6.1 M6 - Descripción General del Daño Observado

El muro M6 corresponde al muro con barras tradicional ϕ 8 mm a 360 mm (la misma cuantía que el M4) y espesor $t_w=100$ mm. El propósito de ensayo de este muro es evaluar el comportamiento del muro por efecto del tipo de acero y cuantía reducida de la mínima exigida por el código. La primera grieta, corresponde a una grieta diagonal, la cual se observó en el segundo ciclo amplitud Δ_2 (deriva = 0.1%) como se muestra en la Figura 4-31 (a), para los siguientes ciclos las grietas eran más notorias se distribuyen en todo el muro a diferencia de los muros ensayados con malla, para el primer ciclo amplitud Δ_3 (deriva = 0.2%) las grietas eran más notorias se podían apreciar grietas distribuidas por toda la cara del muro como se muestra en la Figura 4-31 (b). En el primer ciclo amplitud Δ_5 (deriva=0.6%) se observó algunas grietas diagonales de mayor espesor como podemos ver en la Figura 4-31 (c). Para las amplitudes siguientes el daño se concentró en las diagonales del muro. En la Figura 4-31 (d) se muestra el daño en el primer ciclo amplitud Δ_7 (deriva = 1.00 %) donde se evidencian grietas diagonales de gran espesor en los dos sentidos, la pérdida de recubrimiento inicio en el primer ciclo amplitud Δ_7 (deriva = 1 %) en los extremos inferiores de las diagonales, Figura 4-31 (e). El proceso de falla es bastante frágil ya que el muro fallo en el séptimo ciclo

inmediatamente después del inicio de la pérdida de recubrimiento, la falla fue por corte como se esperaba Figura 4-38 (d), después de la falla del muro y luego de retirar el aparataje de medición se identificó que las barras tradicionales tanto verticales como horizontales se cortaron.

4.6.2 M6 - Relación Fuerza – Desplazamiento

La relación fuerza-desplazamiento del muro M3 se muestra en la Figura 4-32 a). En esta Figura se muestra la deriva en vez del desplazamiento lateral, en que la deriva se obtuvo como el cociente entre el desplazamiento bajo la viga superior (obtenido por el transductor 2 de la Figura 3-10) y la altura del muro (1600 mm). En la Figura se aprecia una pérdida de resistencia y de rigidez notoria en el primer ciclo amplitud Δ_7 (deriva = 1.0 %), Esta disminución se debe a la fractura de las barras tradicionales horizontales y verticales

La fuerza horizontal máxima positiva es de 416 kN para una deriva de 0.93 %. La fuerza horizontal máxima negativa es de 353 kN para una deriva de 0.50 %. El comportamiento último en este estudio corresponde al punto donde se obtiene una resistencia de un 80% de la resistencia máxima. La deriva última positiva es de 1.13 % para una fuerza lateral de 333 kN, la deriva última negativa es de 0.64 % (10.33 mm de desplazamiento) para una fuerza lateral de 282 kN.

La rigidez secante inicial en el primer ciclo es de 82 kN/mm, mientras que para el segundo ciclo es de 81 kN/mm. La rigidez secante se estimó con la pendiente de la línea recta que une el punto de resistencia máxima positiva y el punto de resistencia máxima negativa, del primer ciclo de carga de amplitud Δ_1 (deriva = 0.05 %) de la Figura 4-32 a). El desplazamiento horizontal a la altura de la aplicación de la carga, utilizado para calcular esta rigidez, se estimó multiplicando la deriva por 1750 mm.

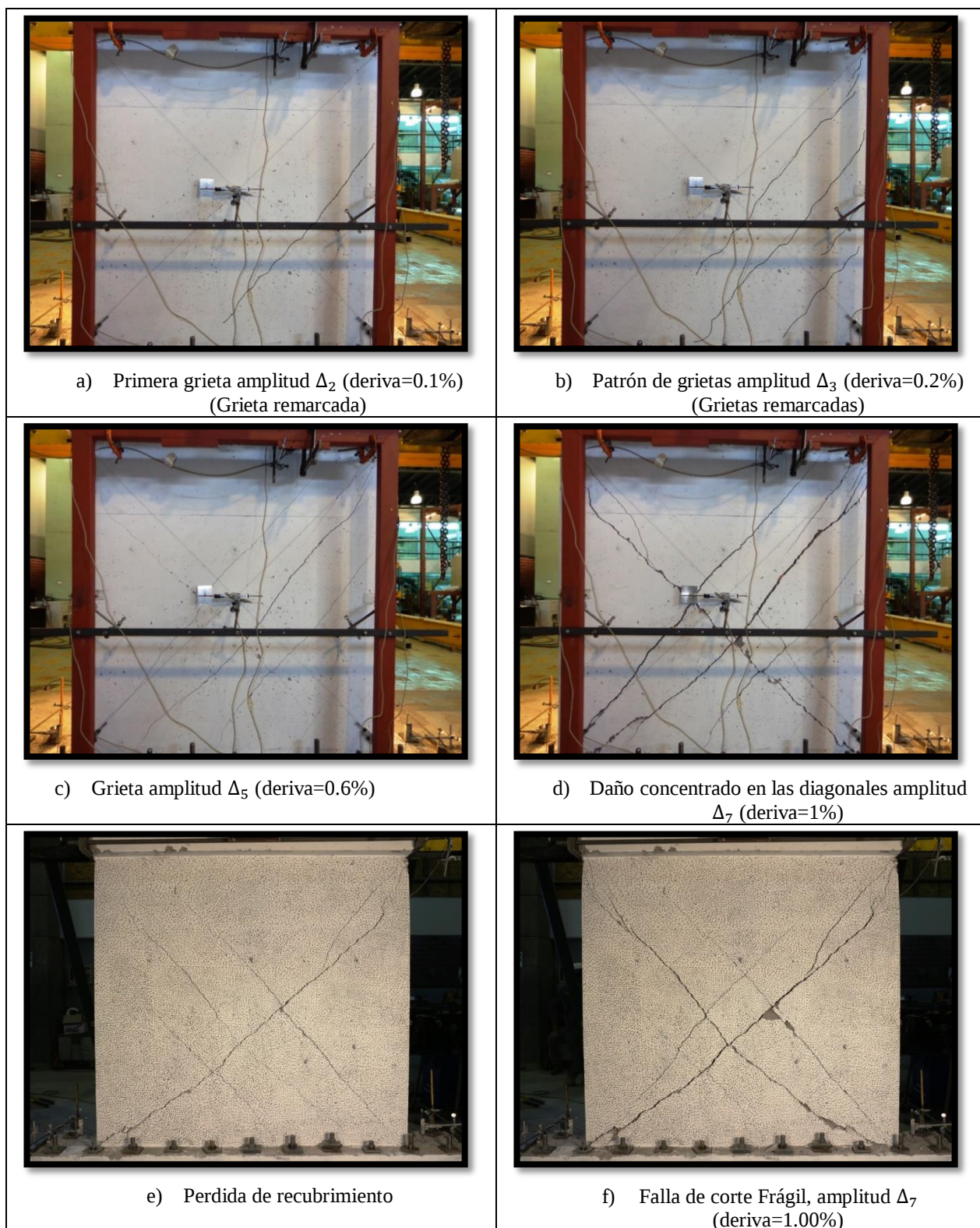


Figura 4-31: M6 – Propagación del daño

La Figura 4-32 b) muestra la variación de la rigidez secante del muro con la deriva para el primer y segundo ciclo de cada amplitud. En el muro M6 se midió una disminución de un 1 % en promedio entre las primeras amplitudes del primer y segundo ciclo y un máximo de un 15 % para las últimas amplitudes. La rigidez experimenta una disminución de un 81 % en promedio desde la amplitud Δ_1 hasta la última amplitud Δ_{10} , el deterioro de la rigidez luego de la resistencia máxima es de 28 kN/mm.

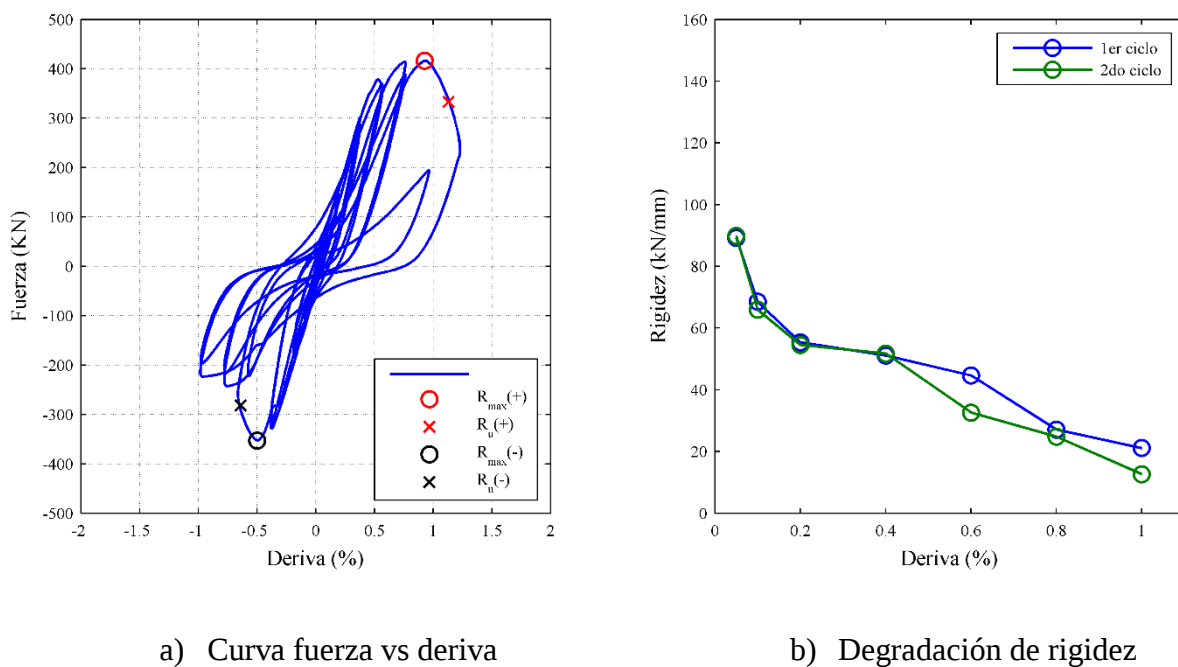


Figura 4-32: M6 - Relación fuerza vs deriva – Degradación de rigidez

La energía disipada equivalente del muro M6 fue medida hasta la resistencia máxima. La Figura 4-33 a) muestra la energía disipada equivalente para estos ciclos. Después de la resistencia máxima, se produjo la fractura de la armadura y por lo tanto no tiene sentido calcular la energía disipada equivalente en estos casos.

Para el primer ciclo de cada amplitud se obtuvo una energía disipada equivalente entre 0.03 (para la amplitud Δ_1) y 0.26 (para la amplitud Δ_5) que es donde se evidencia la resistencia máxima. Para el segundo ciclo de cada amplitud, se obtuvo una reducción de

la energía disipada equivalente. Esta energía vario entre 0.014 (para amplitud Δ_1) y 0.16 (para amplitud Δ_4). La energía equivalente máxima promedio fue de 0.21.

La variación del amortiguamiento viscoso equivalente del muro M5 se muestra en la Figura 4-33 (b). Este amortiguamiento es de 0.10 para el primer ciclo de amplitud Δ_1 y experimentó un aumento hasta 0.16, para el primer ciclo con amplitud Δ_5 , Para el segundo ciclo el amortiguamiento equivalente se mantuvo relativamente constante. El amortiguamiento es 0.06 para la amplitud Δ_1 y de 0.08 para la amplitud Δ_5 .

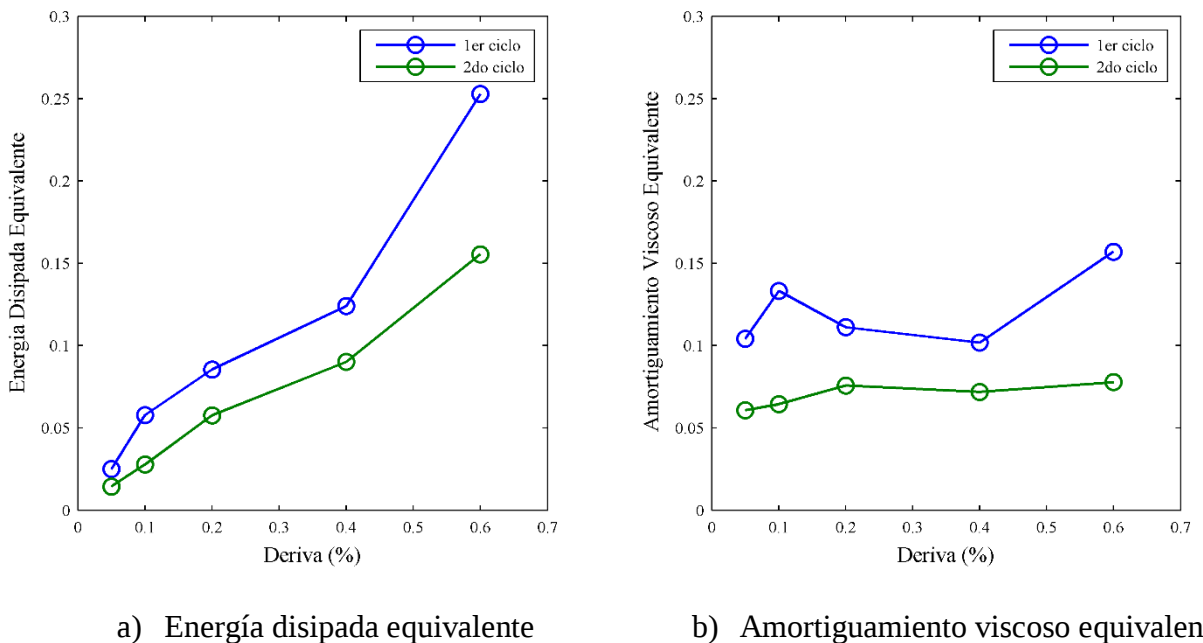


Figura 4-33: M6 - Disipación de energía y Amortiguamiento viscoso equivalente

4.6.3 M6 - Mediciones de los Transductores

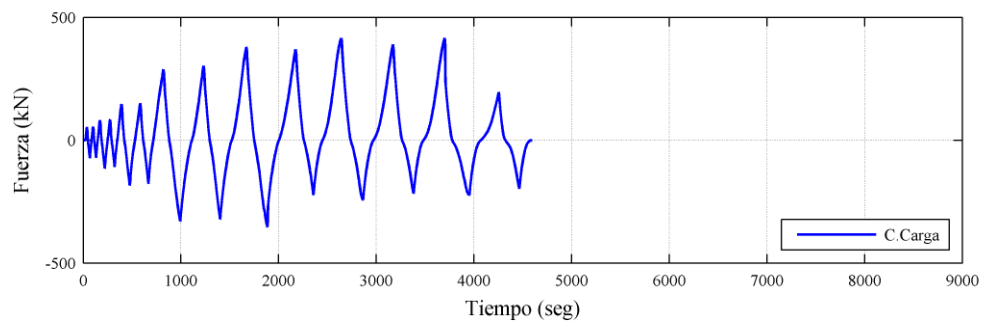
La Figura 4-34 (a) muestra la fuerza lateral versus el tiempo registrada durante el ensayo. El ensayo duro 1 hora y 17 minutos, y se puede observar que la fuerza máxima de 416 kN se produjo en el primer peak del primer ciclo de amplitud Δ_7 . En la Figura 4-34 (b) se muestra el desplazamiento de la viga superior (DVS), el desplazamiento del actuador (DA), y el desplazamiento bajo la viga superior (DBVS). Estos

desplazamientos se obtuvieron con los transductores 4, 3 y 2 respectivamente. Se observa que existe una diferencia en los desplazamientos y el desplazamiento más que utilizaremos es el obtenido bajo la viga superior ya que al estar conectado al marco empotrado en la base, registra el desplazamiento relativo del extremo superior del muro respecto a la base.

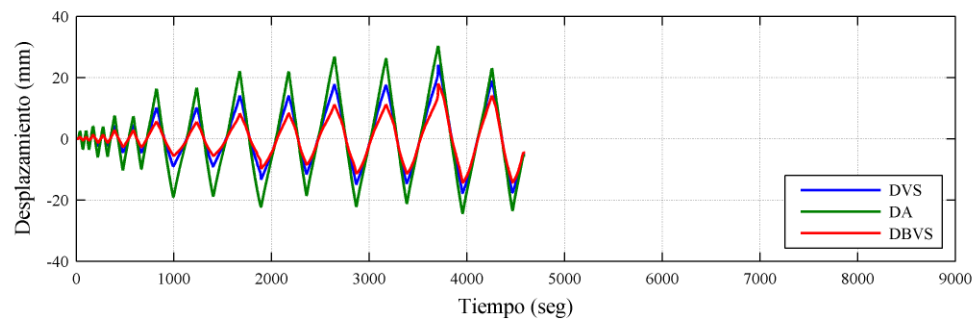
El desplazamiento del muro M6 bajo la viga superior en el instante de fuerza máxima fue de 14.88 mm, este desplazamiento es un 41 % menor que el desplazamiento del actuador. Esta gran diferencia se debe a que en el actuador se producen pérdidas. El desplazamiento bajo la viga superior máximo registrado en el tiempo fue de 19.68 mm.

El desplazamiento de las diagonales del muro en función del tiempo se muestra en la Figura. 4-34 (c). El desplazamiento diagonal máximo en la carga es de 11.10 mm, mientras que el desplazamiento diagonal máximo en la descarga es de 15.80 mm. Los desplazamientos verticales y horizontales de la base (medidos con los transductores 8, 9 y 10) son menores a 1 mm por lo que son despreciables.

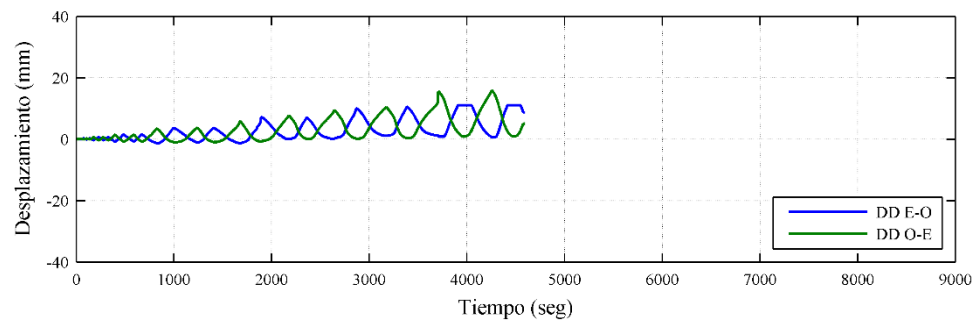
La Figura 4-24 (d) muestra el desplazamiento fuera del plano en función del tiempo medido con los transductores 11, 12, 13 y 14 de la Figura 3-11. El máximo desplazamiento positivo fuera del plano se obtuvo en la parte superior derecha del muro con 8.20 mm, y el máximo desplazamiento negativo fuera del plano se obtuvo en la parte superior izquierda del muro con 9.30 mm, estos desplazamientos se produjeron para un peak de desplazamiento horizontal positivo y negativo respectivamente.



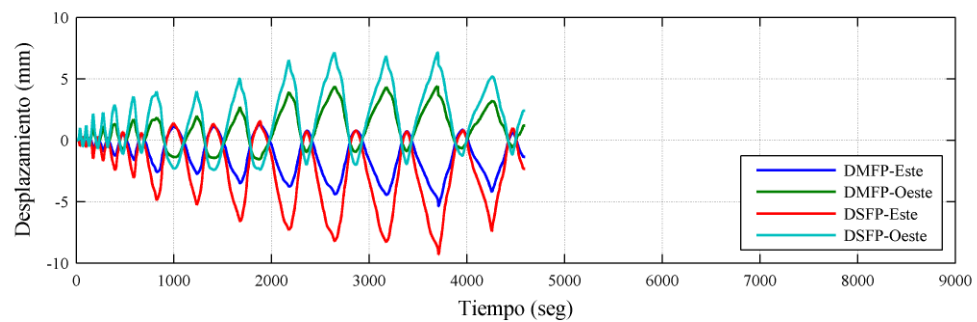
a) Gráfico fuerza lateral vs tiempo



b) Gráfico desplazamientos laterales vs tiempo



c) Desplazamiento diagonal vs tiempo



d) Desplazamiento fuera del plano vs tiempo

Figura 4-34: M6 – Mediciones de los transductores

4.6.4 M6 - Desplazamiento por Corte

La Figura 4-35 muestra el desplazamiento por corte estimado utilizando los transductores 6 y 7 de la Figura 3-11 y también el desplazamiento lateral del muro M6 bajo la viga superior (DBVS), el desplazamiento de corte se pudo medir durante todo el ensayo y alcanza un valor máximo de 12.12 mm en el tiempo $t = 4258$ seg, durante el primer ciclo amplitud Δ_7 , el desplazamiento total por corte corresponde al 62 % del desplazamiento lateral máximo del muro.

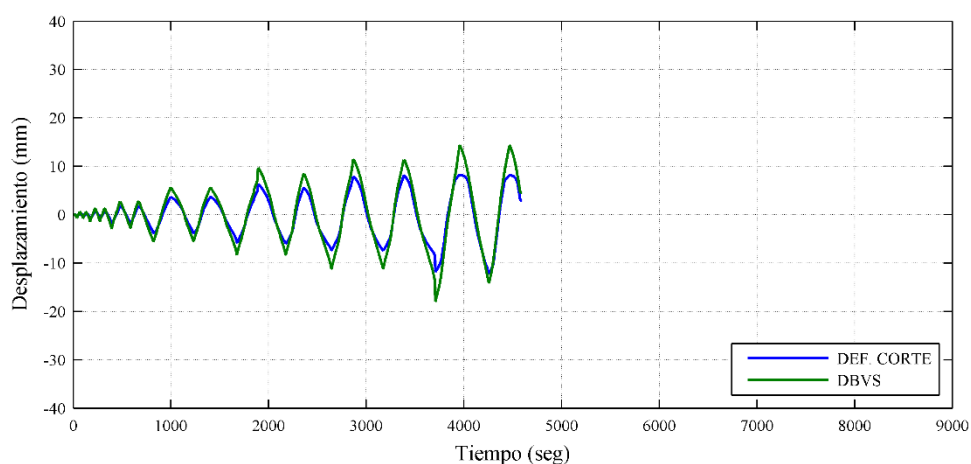


Figura 4-35: M6 – Desplazamiento por corte

4.7 Resumen de Resultados

Los resultados principales de los muros M1 a M6 se resumen a continuación, en la Tabla 4-1 se resumen la deriva de inicio de agrietamiento, las resistencias máximas negativas y positivas con sus respectivas derivas, así como también las resistencias ultimas positivas y negativas con sus respectivas derivas ultimas. En la Tabla 4-2 se resumen la deformación por corte, la rigidez inicial, el deterioro de la rigidez mediante el cambio de pendiente después de la resistencia última, la energía disipada equivalente, y el amortiguamiento viscoso equivalente. En el capítulo siguiente se analizan los resultados de los ensayos.

Tabla 4-1: Resumen de resultados (1)

Muro	Δ_{Ag} [%]	$R_{\max(+)}$ [KN]	$R_{\max(-)}$ [KN]	$\Delta_{R_{\max(+)}}$ [%]	$\Delta_{R_{\max(-)}}$ [%]	$R_{u(+)}$ [KN]	$R_{u(-)}$ [KN]	$\Delta_{u(+)}$ [%]	$\Delta_{u(-)}$ [%]
M1	0.1	310	-349	0,39	-0,39	248	-280	0.67	-0,41
M2	0.1	220	-233	0,57	-0,38	176	-186	0.75	-0.58
M3	0.05	408	-471	0,61	-0,53	326	-378	0.88	-0.65
M4	0.1	265	-404	0,34	-0,55	212	-323	0.50	-0.92
M5	0.1	289	-357	0,40	-0,43	231	-286	0.80	-0.72
M6	0.1	416	-353	0,93	-0,50	333	-282	1.13	-0,64

Tabla 4-2: Resumen de resultados (2)

Muro	$R_{\max}$ [kN]	δ_{corte} [mm]	K_t [kN/mm]	m [kN/mm]	E_{eq}	ξ_{eq}
M1	349	13.7	133	30	0.18	0.10 - 0.25
M2	233	6.80	101	6	0.24	0.07 - 0.17
M3	471	5.5	128	33	0.22	0.05 - 0.12
M4	404	15.44	112	21	0.36	0.12 - 0.22
M5	357	11.71	119	8	0.34	0.08 - 0.29
M6	416	12.12	82	28	0.27	0.06 - 0.16

5. ANALISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se hace una comparación de los resultados experimentales de los seis muros presentados en esta tesis. Adicionalmente, se compara la resistencia experimental de los muros con la resistencia al corte según el ACI 318 (2014) y según Carrillo y Alcocer (2012), la resistencia por flexo compresión y la resistencia por deslizamiento según el ACI 318 (2014).

5.1 Comparación experimental

La Figura 5-1 muestra los distintos tipos de falla que mostraron los seis muros. Todos los muros fallaron por corte, excepto el muro M2 que fallo por deslizamiento en la base. La falla por corte era la esperada ya que los muros fueron diseñados con resistencia flexural elevada.

En la Figura 5-1 (a, c y d) se puede observar que el modo de falla que presentaron los muros M1, M3 y M4, que son los diseñados con malla ACMA, consiste en grietas principales localizadas en las diagonales del muro. La concentración del agrietamiento en las diagonales de los muros con mallas electrosoldadas se debe a que las mallas tienen una capacidad de elongación limitada, lo que conduce a un comportamiento frágil, que no permite la distribución de esfuerzos hacia el hormigón.

En la Figura 5-1 (e y f) se observa que las grietas en los muros M5 y M6 se distribuyen en la cara del muro. Esto se da porque el acero tradicional tiene una mayor capacidad de elongación, es más dúctil y permite distribuir una parte de los esfuerzos al hormigón.

Por otro lado, la falla por deslizamiento del muro M2, Figura 5-1 (b) se debe a la baja cantidad de acero de borde, la malla y el empalme se rompieron en la unión del muro con la base, la cuantía de borde no fue suficiente para que el muro pueda comportarse como un muro al corte.

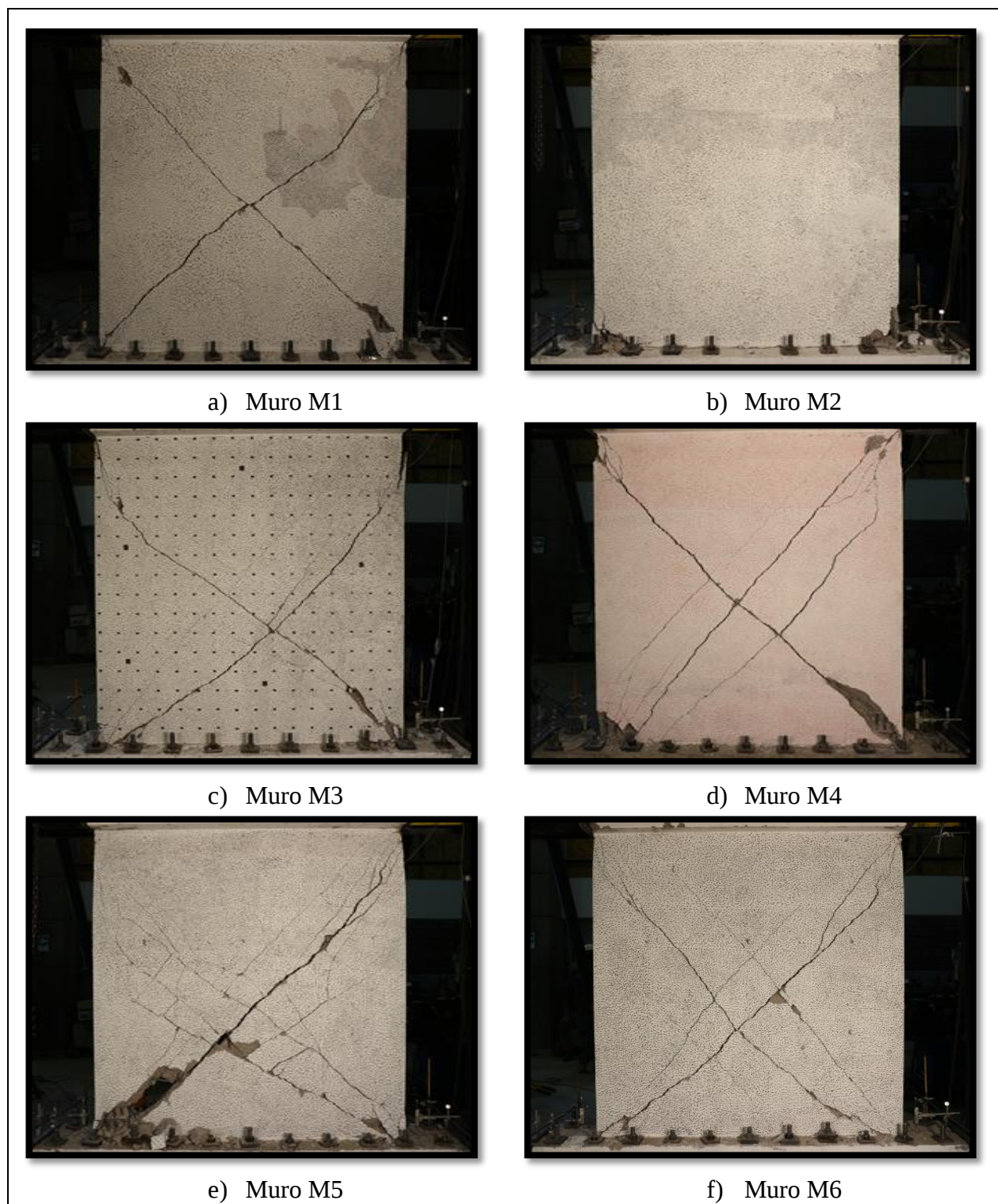


Figura 5-1: Distintos tipos de talla de los turos

5.1.1 Efecto de la armadura de borde

Para evaluar el efecto de la armadura de borde se compara el muro de referencia M1 con el muro M2. El muro M1 tiene 6 barras $\phi 16\text{mm}$ en a cada extremo ($\rho_s = 0.015$), y el muro M2 que tiene 2 barras $\phi 16\text{mm}$ a cada extremo ($\rho_s = 0.005$), un 67 % menos acero que el muro M1, Figura 5-2. El muro M1 fue diseñado para fallar por corte, mientras que el muro M2 tuvo una falla por deslizamiento debido a la menor cantidad de acero de borde. En el muro M2 la zona de falla se localizó en la unión del muro con la base y se evidenció pandeo de la armadura de borde, mientras que para el M1 no se evidenció pandeo de la armadura de borde.

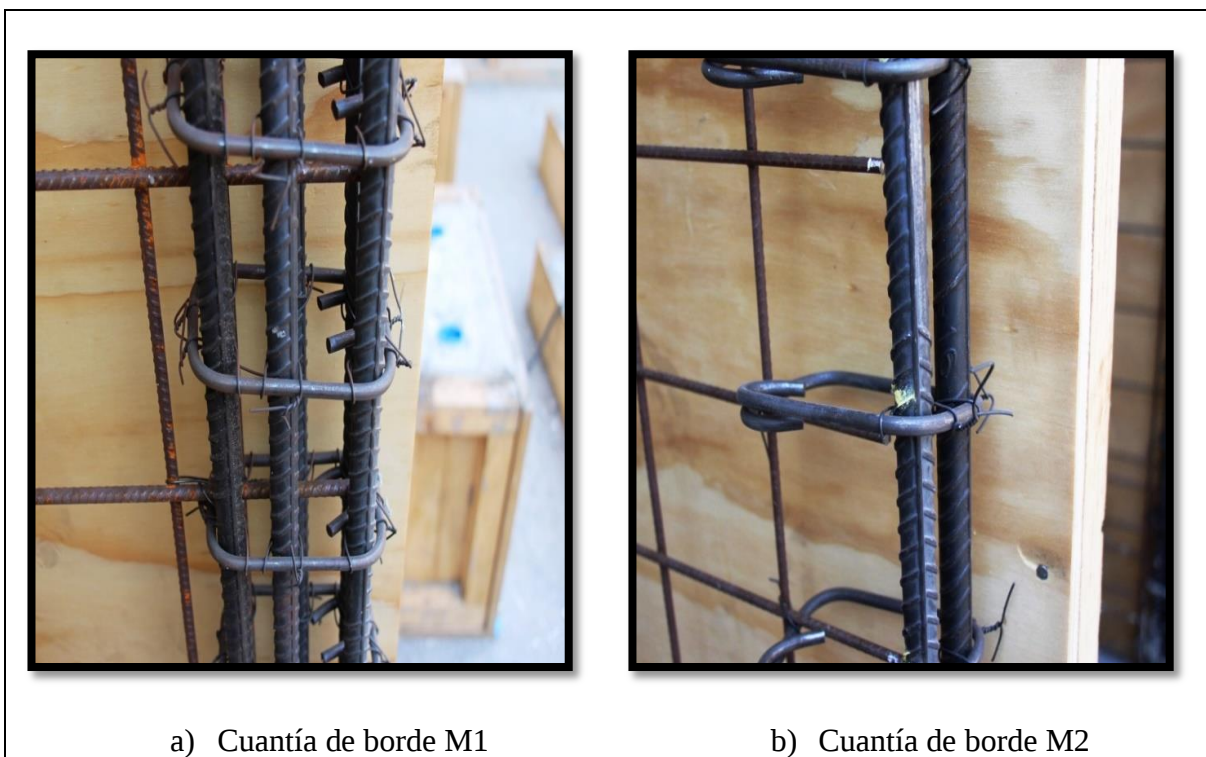
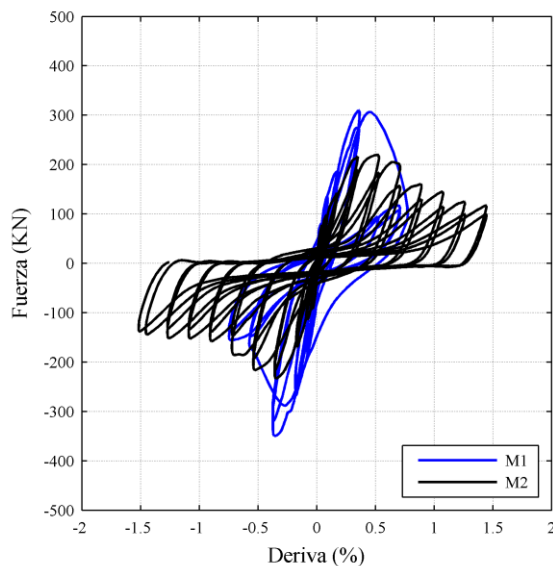
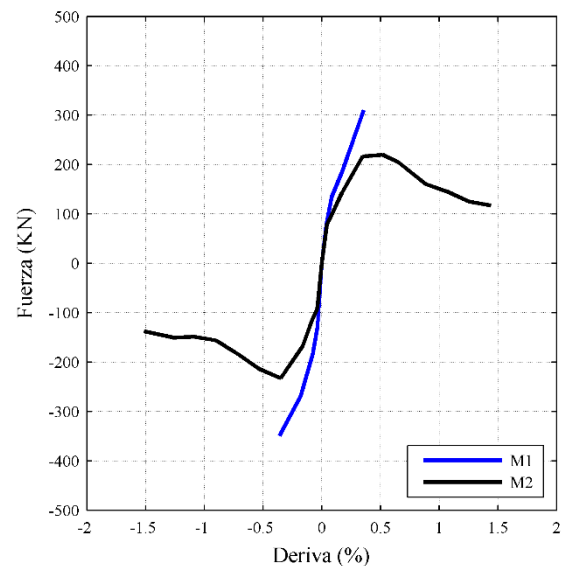


Figura 5-2: Comparación cuantía de borde muros M1 y M2

La Figura 5-3 compara las curvas fuerza-desplazamiento y las curvas envolventes del muro M1 y M2. La rigidez inicial del muro M1 (133 kN/mm) es 32 % mayor que la rigidez inicial del muro M2 (101 kN/mm). Esto sugiere que la armadura vertical aportó rigidez al muro M1. La resistencia máxima del muro M1 (349 kN), es 50 % mayor a la resistencia máxima del muro M2 (233 kN).



a) Relación Fuerza - Desplazamiento



b) Curvas envolventes

Figura 5-3: Comparación muro M1 y M2

La deriva de resistencia máxima del muro M1 (0.39 %), es igual a la del muro M2 (0.39%) y la deriva ultima del muro M1 (0.41 %), es 29% menor que la del muro M2 (0.58%). La mayor ductilidad del muro M2 se debe a que fue tomada por la cuantía de borde después de que se cortara el acero de refuerzo la cual provoco una falla por deslizamiento. La energía disipada equivalente del muro M1 (0.16), es 43% menor a la del muro M2 (0.28). Por último, el amortiguamiento viscoso equivalente del M1 es (0.25), es 47% mayor el del muro M2 (0.17).

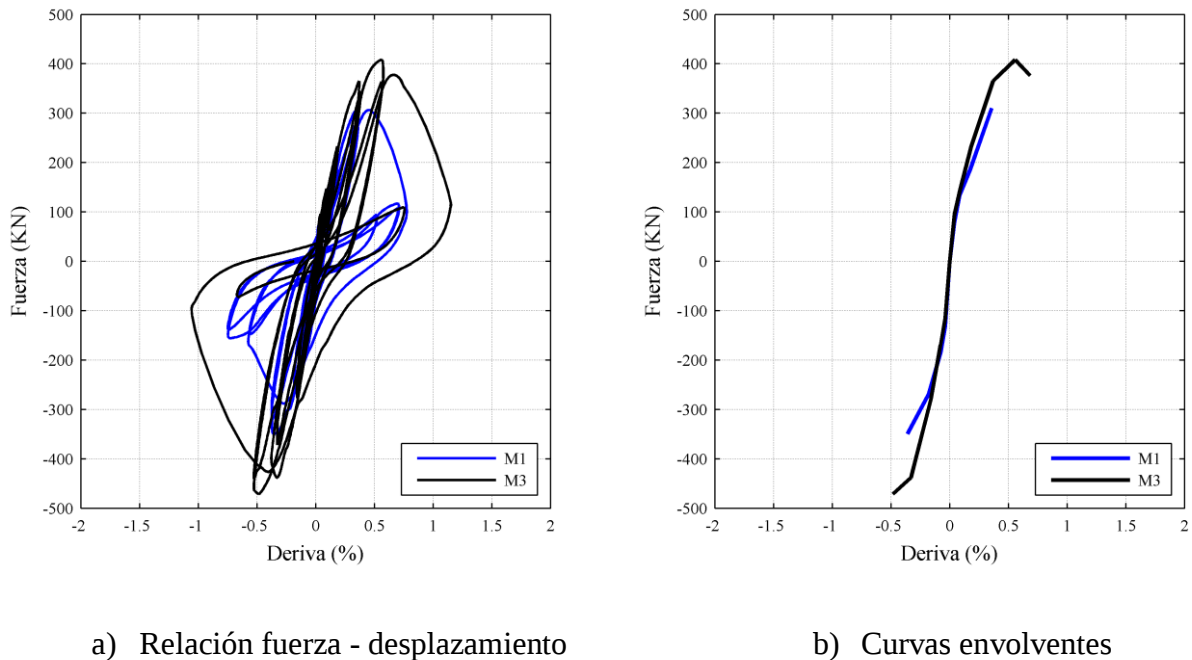
De la comparación de las curvas envolventes del muro M1 y M2, Figura 5-3 (b) se observa que el muro M1 tuvo una falla brusca, lo que ocasionó que se tenga una pérdida de degradación brusca, por lo tanto el comportamiento del muro M1 es más frágil. Por otro lado, el comportamiento del muro M2 fue más dúctil y se obtuvo una degradación de rigidez paulatina. Además se evidencia que el deterioro de la rigidez después de la resistencia máxima del muro M1 es de 30 kN/mm, y la del muro M2 es 6 KN/mm, un 80% menos que el muro M1.

5.1.2 Efecto de la cuantía de refuerzo

Para analizar el efecto de la cuantía de refuerzo utilizada, se comparara el muro de referencia M1 que tiene malla Acma C196 con la cuantía mínima exigida por el código ACI 318 (2014), 0.002, con el muro M3 que tiene malla Acma C257 con cuantía alta (0.0026), y con el muro M4 que tiene malla Acma C139 con cuantía reducida (0.0015).

Primero se compara el muro M1 con el muro M3, en que la cuantía de refuerzo transversal y longitudinal del muro M3 es un 30% mayor a la del muro M1. En el muro M3, se observó una falla por corte similar a la del muro M1. Adicionalmente, los dos muros tenían la misma cuantía de borde y en estas barras no se evidenció pandeo.

La Figura 5-4 compara las curvas fuerza-desplazamiento y las curvas envolventes del muro M1 y M3. La rigidez inicial del muro M3 (128 kN/mm) es 4 % menor que la rigidez inicial del muro M1 (133 kN/mm). La resistencia máxima del muro M3 (471 kN) es 35 % mayor a la resistencia máxima del muro M1 (349 kN). El aumento de resistencia del muro M3 coincide relativamente con el aumento en la cuantía de refuerzo.



a) Relación fuerza - desplazamiento

b) Curvas envolventes

Figura 5-4: Comparación muro M1 y M3

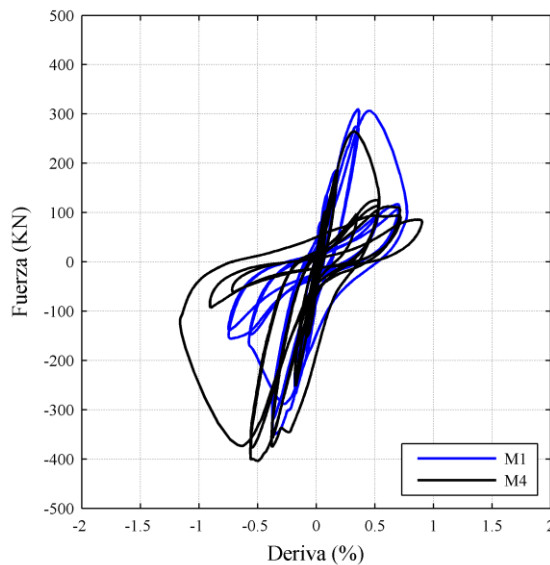
La deriva de resistencia máxima del muro M3 (0.53 %), es 36% mayor que la del muro M1 (0.39%) y la deriva última del muro M3 (0.65 %), es 59 % mayor que la del muro M1 (0.41%). La energía disipada equivalente del muro M3 (0.18), es 13% mayor que la del muro M1 (0.16). Finalmente, el amortiguamiento viscoso equivalente del muro M3 (0.12), es 48% menor que el del muro M1 (0.25).

En la Figura 5-4 (b) se comparan las curvas envolventes del muro M1 y M3, donde se observa que el comportamiento de ambos muros es frágil y en ambos se obtuvo una degradación de rigidez brusca., La rigidez después de la resistencia máxima del muro M3 es (33 kN/mm) y la del muro M1 es (30 kN/mm). un 10% menor que la del muro M1

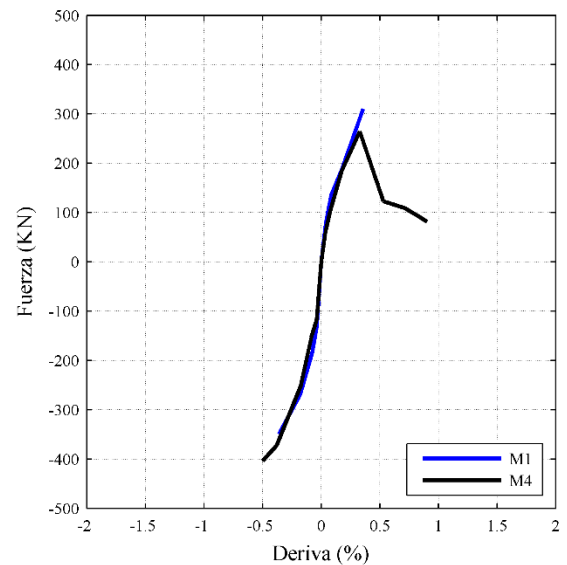
La Figura 5-5 muestra la comparación de las curvas fuerza-desplazamiento y las curvas envolventes entre el muro M1 y el muro M4, en que la cuantía de refuerzo transversal y longitudinal del muro M4 es un 25% menor a la del muro M1. En el muro M4, se

observó una falla por corte similar a la del muro M1. Adicionalmente, los dos muros tenían la misma cuantía de borde y en estas barras no se evidenció pandeo.

La resistencia máxima del muro M4 (404 kN) es 16 % mayor a la resistencia máxima del muro M1 (349 kN), esto se da por que la resistencia máxima es tomada por la cuantía de borde en el muro M4. La rigidez inicial del muro M4 (112 kN/mm) es 16 % menor que la rigidez inicial del muro M1 (133 kN/mm). La deriva de resistencia máxima del muro M4 (0.55 %), es 41 % mayor que la del muro M1 (0.39%) y la deriva ultima del muro M4 (0.92 %), es 124 % mayor que la del muro M1 (0.41%). La energía disipada equivalente del muro M4 (0.27), es 68 % mayor a la del muro M1 (0.16). Finalmente, el amortiguamiento viscoso equivalente del muro M4 (0.21), es 12% menor al del muro M1 (0.25).



a) Relación Fuerza - Desplazamiento



b) Curvas Envolventes

Figura 5-5: Comparación muro M1 y M4

En la Figura 5-5 (b) se comparan las curvas envolventes del muro M1 y M4, donde se observa que el comportamiento de ambos muros es frágil y en ambos se obtuvo una

degradación de rigidez brusca. La rigidez después de la resistencia máxima del muro M4 (21 kN/mm) es 30% menor que la del muro M1 (30 kN/mm). De la comparación del muro de referencia (M1) y el muro (M3) se concluye que el aumento en la cuantía de refuerzo aumenta la resistencia del muro, mientras que la disminución en la cuantía de refuerzo disminuye la resistencia y la rigidez inicial.

5.1.3 Efecto del tipo de acero

Para evaluar el efecto del tipo de acero primero se compara el muro M1 con el muro M5, que tienen cuantía mínima, y luego el muro M4 y M6, que tiene cuantía reducida. La cuantía de refuerzo horizontal y vertical del muro M1 y M5 es de 0.002. Sin embargo, el muro de referencia M1 tiene una malla de refuerzo Acma C196 y el muro M5 tiene barras de refuerzo tradicionales espaciadas a 250 mm. La cuantía de refuerzo horizontal y vertical del muro M4 y M6 es de 0.0014. Sin embargo, el muro M4 tiene una malla de refuerzo Acma C139 y el muro M6 tiene barras de refuerzo tradicionales espaciadas a 360 mm.

La Figura 5-6 compara las curvas fuerza-desplazamiento y las curvas envolventes del muro M1 y M5. La rigidez inicial del muro M1 (133 kN/mm), es un 12% mayor que la rigidez inicial del muro M5 (119 kN/mm). La resistencia máxima del muro M1 (349 kN), es 2 % menor a la resistencia máxima del muro M5 (357 kN), a pesar de que la tensión de fluencia de las barras ϕ 5 mm de la malla Acma es 26% mayor a la tensión de fluencia de las barras ϕ 8 del muro M5. La deriva de resistencia máxima del muro M1 (0.39 %) es 10% menor que la del muro M5 (0.43%) y la deriva ultima del muro M1 (0.41%), es 43 % menor que la del muro M5 (0.72%). La energía disipada equivalente del muro M1 (0.16), es 45% menor a la del muro M5 (0.29). Finalmente, el amortiguamiento viscoso equivalente del muro M1 (0.25), es 16% menor al del muro M5 (0.39).

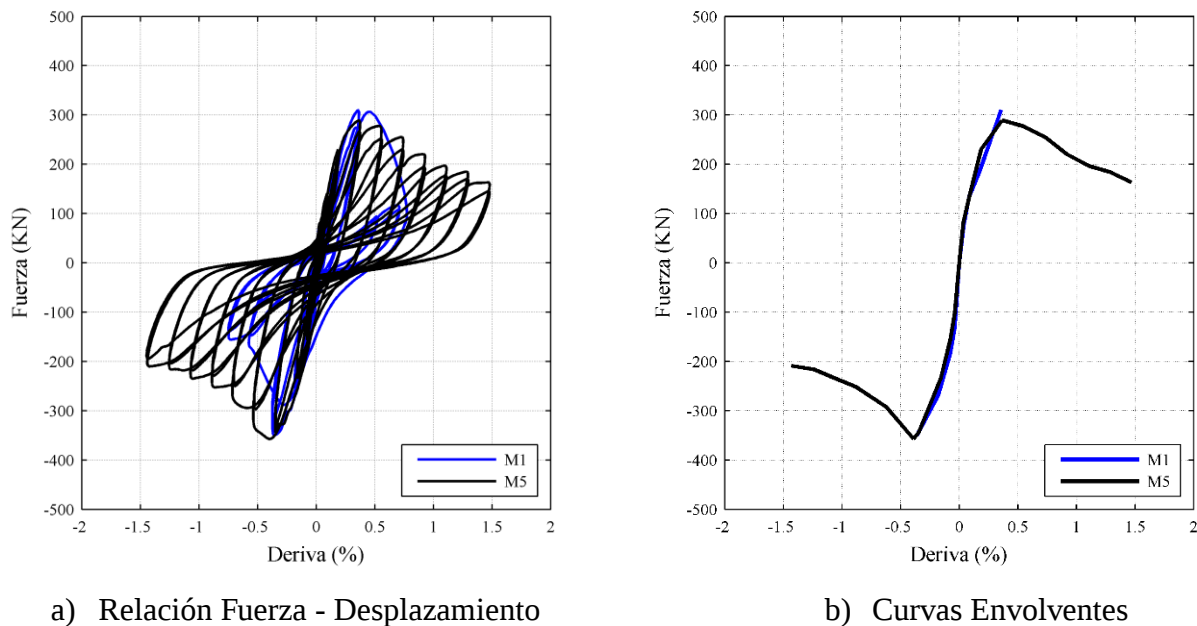


Figura 5-6: Comparación muro M1 y M5

En la Figura 5-6 (b) se comparan las curvas envolventes del muro M1 y el muro M5. Se puede observar que el comportamiento del muro M1 es más frágil debido a la fractura de la malla al momento de alcanzar la resistencia máxima. Por el contrario, el muro M5 es mucho más dúctil debido a que mostró una degradación de resistencia y rigidez paulatina. El muro M1 no mostró degradación de rigidez, mientras que el muro M5 sí lo hizo (18 kN/mm). Esta ductilidad del muro M5 se debe a que las barras tradicionales tienen mayor capacidad de deformación que las barras AT560-500H de las mallas electrosoldadas y por lo tanto no se fracturaron durante el ensayo.

La Figura 5-7 compara las curvas fuerza-desplazamiento y las curvas envolventes del muro M4 y el muro M6. La rigidez inicial del muro M4 (112 kN/mm) es 37 % mayor que la rigidez inicial del muro M6 (82 kN/mm). La resistencia máxima del muro M4 (404 kN) es tan solo 3 % menor a la resistencia máxima del muro M6 (416 kN), prácticamente la misma resistencia, lo que coincide con la igualdad en la cuantía de refuerzo. La deriva de resistencia máxima del muro M4 (0.55 %), es 41% menor que la del muro M6 (0.93%) y la deriva última del muro M4 (0.92 %), es 19 % menor que la

del muro M6 (1.13%). La energía disipada equivalente del muro M4 (0.27), es 29% mayor a la del muro M6 (0.21). Finalmente, el amortiguamiento viscoso equivalente del muro M4 (0.21), es 31 % mayor al del muro M6 (0.16).

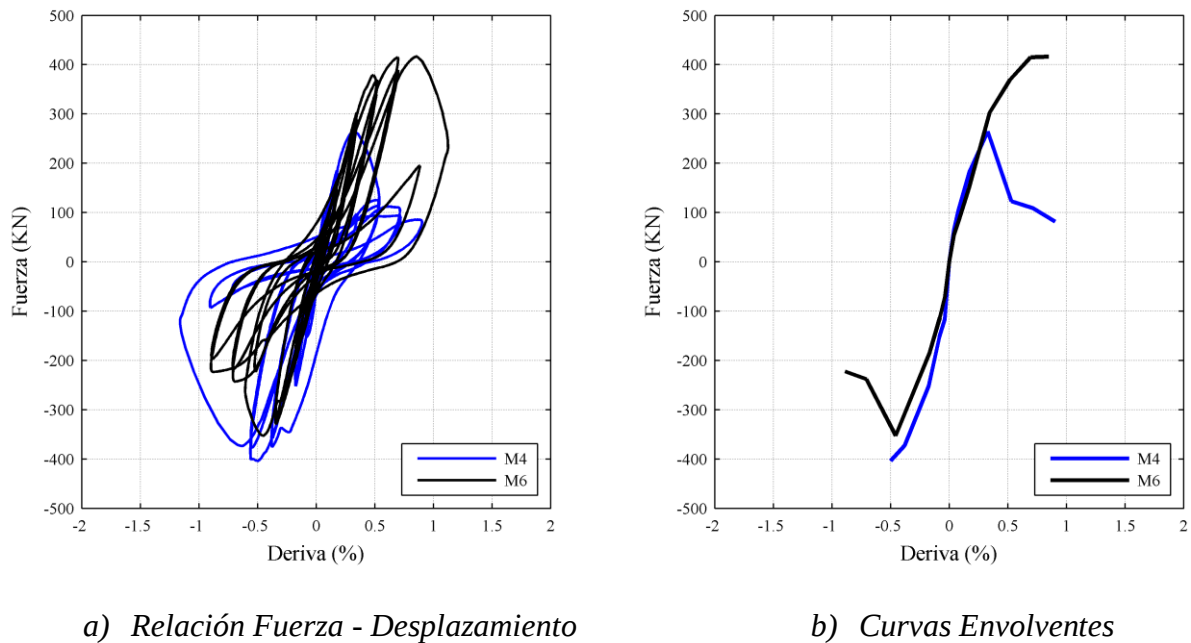


Figura 5-7: Comparación muro M4 y M6

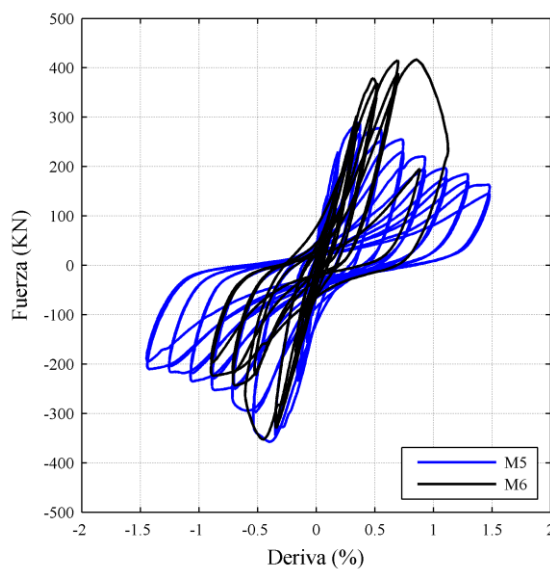
En la Figura 5-7 (b) se compara las curvas envolventes del muro M4 y el muro M6. Se puede observar que el comportamiento del muro M4 y M6 es frágil debido a la fractura de la malla al momento de alcanzar la resistencia máxima. El deterioro de la rigidez después de la resistencia máxima del muro M4 (21 kN/mm) es 25 % menor que el muro M6 (28 kN/mm), esta ductilidad del muro M6 se debe a que las barras tradicionales tienen mayor capacidad de deformación que las barras AT560-500H de las mallas electrosoldadas y por lo tanto no se fracturaron durante el ensayo.

De la comparación del muro de referencia M1 y con el muro M5 y del muro M4 con el muro M6 se concluye que al tener la misma cuantía, la resistencia y rigidez es equivalente aunque los muros con barras tienen un comportamiento mucho más dúctil que los muros con mallas electrosoldadas. La única diferencia se evidencia en la

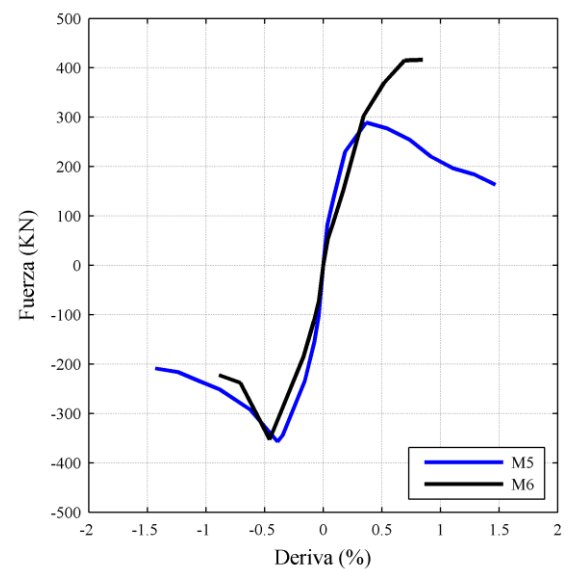
deformación en la resistencia máxima. Adicionalmente, el patrón de agrietamiento en los muros con mallas electrosoldadas se concentra en las diagonales del muro, mientras que para los muros con barras tradicionales las grietas se distribuyen en toda la cara del muro.

5.1.4 Efecto de la cuantía acero para barras tradicionales

Para evaluar el efecto de la cuantía de refuerzo en los muros con barras tradicionales se compara el muro M5 con el muro M6. El Muro M5 tiene barras tradicionales ϕ 8 mm espaciadas 250 mm (0.002) y el muro M6 que tiene barras ϕ 8 mm espaciadas a 360 mm (0.0015). Ambos muros tienen la misma cuantía de borde y fueron diseñados para fallar por corte.



a) Relación Fuerza - Desplazamiento



b) Curvas Envolventes

Figura 5-8: Comparación muro M5 y M6

La Figura 5-8 compara las curvas fuerza-desplazamiento y las curvas envolventes del muro M5 y M6. La rigidez inicial del muro M5 (119kN/mm), es 45 % mayor que la rigidez inicial del muro M6 (82 kN/mm). La resistencia máxima del muro M5 (357 kN) es 14 % menor a la resistencia máxima del muro M6 (416 kN). La deriva de resistencia máxima del muro M5 (0.43 %), es 53 % menor que la del muro M6 (0.93%) y la deriva ultima del muro M5 (0.72 %), es 36 % menor que la del muro M6 (1.13%). La energía disipada equivalente del muro M5 (0.29), es 38 % mayor a la del muro M6 (0.21). Finalmente, el amortiguamiento viscoso equivalente del muro M5 (0.29), es 81 % mayor al del muro M6 (0.16).

En la Figura 5-8 (b) se comparan las curvas envolventes, donde se observa que el comportamiento del muro M5 es más dúctil que el del muro M6. En el muro M5 se obtuvo una degradación de rigidez paulatina mientras que el muro M6 tiene un comportamiento más brusco. El deterioro de la rigidez después de la resistencia máxima del muro M5 (18 kN/mm) es 36 % menor que el muro M6 (28 kN/mm). De la comparación del muro M5 con el muro M6 se concluye que la resistencia del muro M5 es menor a la del muro M6 a pesar de que tiene mayor cuantía de refuerzo, esto sugiere que toda la carga fue tomada por el acero de borde. Adicionalmente, el deterioro del muro M5 después de la resistencia máxima es menor al del M6. Esto es debido a que se cortaron las barras tradicionales en el muro M6.

5.2 Análisis analítico post-experimental

Se realizaron cálculos analíticos post-experimentales de los muros de hormigón armado con el fin de comparar los valores obtenidos experimentalmente con los valores que se obtienen teóricamente. Las resistencias del hormigón y de las barras de acero consideradas en este análisis analítico son las de la sección 3.3, con el fin de obtener resultados más aproximados a la realidad.

5.2.1 Estimación de la resistencia al corte de los muros.

La resistencia al corte de los muros se estima con tres metodologías, las primeras dos son ecuaciones propuestas por el ACI 318 (2014) para muros ordinarios (Capítulo 14) y muros especiales (Capítulo 18) y la tercera es según las ecuaciones de Carrillo y Alcocer (2012).

Para muros ordinarios, el capítulo 14 indica que la resistencia al corte de los muros está dada por:

$$V_n = V_c + V_s \quad (5.1)$$

donde V_c es

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{MPa}) \quad (5.2)$$

y V_s está dado por (5.3) para refuerzo para cortante perpendicular al eje del elemento

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (5.3)$$

En esta última ecuación A_v es el área de refuerzo de corte dentro del espaciamiento s y d está dado por $d = 0.8 \cdot l_w$.

Para muros especiales, el capítulo 18 del ACI indica que la resistencia al corte se estima con

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (5.4)$$

donde, A_{cv} es el área bruta de concreto definida por el ancho del alma y la longitud de la sección, el coeficiente α_c es 0.25 para $\frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$, $\lambda = 1.0$ hormigón de peso normal, f'_c es la resistencia a la compresión del hormigón especificado, $\rho_t = \rho_v$ es la cuantía de acero de refuerzo, f_y es la tensión de fluencia del acero.

La resistencia nominal de muros propuesta por Carrillo y Alcocer (2012c), se basa en la ecuación (5.5). La cual es similar a las de muchas metodologías de diseño, con la particularidad de que esta ecuación se propone para la estimación de la resistencia al corte máximo de muros de hormigón armado y esta calibrada utilizando muros típicos para viviendas de baja altura.

$$v_{max} = V_c + V_s$$

$$v_{max} = [\alpha 1 \cdot \sqrt{f'_c} + \eta_h \cdot \rho_h \cdot f_{yh}] \cdot A_w \leq \alpha 2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_w \quad (5.5)$$

Donde, $\alpha 1$ y $\alpha 2$ son coeficientes que definen la contribución relativa de la resistencia a la tensión diagonal y a la compresión diagonal del hormigón, respectivamente. Estas contribuciones se calculan utilizando las ecuaciones (5.6) y (5.7), respectivamente.

$$\alpha 1 = 0.21 - 0.02 \frac{M}{V l_w} \quad (5.6)$$

$$\alpha 2 = 0.40 \quad (5.7)$$

donde $\frac{M}{V l_w}$ es la relación de aspecto del muro. En esta relación M es el momento flector en la base del muro suponiendo que la rotación es cero en ambos extremos, V la fuerza de corte aplicada y l_w es la longitud del muro.

En la ecuación (5.5) f'_c es la resistencia a la compresión del hormigón obtenido experimentalmente, ρ_h es la cuantía de acero horizontal, η_h representa la eficiencia del acero de refuerzo y f_{yh} la tensión de fluencia de la armadura de corte horizontal. La eficiencia del acero es 0.8 para barras tradicionales y 0.7 para mallas electrosoldadas. Para los muros de este caso, la razón de aspecto $\frac{M}{V l_w} = 1.1$, luego $\alpha 1 = 0.19$.

La comparación de la resistencia que provee el hormigón (V_c), que provee el acero (V_s) y la resistencia total (V_n) para los tres métodos descritos anteriormente se muestra en la Tabla 5-1. En primer lugar se observa que las resistencias estimadas con las ecuaciones del ACI 318 (2014) para muros especiales son en promedio un 30 % mayor a las

estimadas con las ecuaciones para muros ordinarios. Por otro lado las resistencias estimadas con las ecuaciones de carrillo y Alcocer (2012) son muy similares a las estimadas con las ecuaciones del ACI 318 (2014) para muros ordinarios, en promedio son un 9% mayor.

Tabla 5-1: Resumen de resistencia al corte

MURO	ACI 318 Capitulo 14			ACI 318 Capitulo 18			Carrillo y Alcocer (2012)		
	V_c [kN]	V_s [kN]	$V_n^{ACI_o}$ [kN]	V_c [kN]	V_s [kN]	$V_n^{ACI_e}$ [kN]	V_c [kN]	V_s [kN]	V_n^{CyA} [kN]
M1	117	152	269	215	189	404	163	133	296
M2	117	152	269	215	189	404	163	133	296
M3	117	197	314	215	247	462	163	173	336
M4	117	112	229	215	141	356	163	99	262
M5	117	115	232	215	143	359	163	101	278
M6	117	80	197	215	100	315	163	70	243

En la Tabla 5-2 se comparan las estimaciones de la resistencia al corte de los muros según los muros ordinarios del ACI 318 ($R_{max}^{ACI_o}$), los muros especiales del ACI318 ($R_{max}^{ACI_e}$), y según Carrillo y Alcocer (R_{max}^{CyA}) con la resistencia máxima experimental obtenida en los ensayos.

Tabla 5-2: Comparación teórico – experimental de la resistencia al Corte

Muro	V_n^{ACIo} [kN]	V_n^{ACIe} [kN]	V_n^{CyA} [kN]	R_{max}^{exp} [kN]	$\frac{V_n^{ACIo}}{R_{max}^{exp}}$	$\frac{V_n^{ACIe}}{R_{max}^{exp}}$	$\frac{V_n^{CyA}}{R_{max}^{exp}}$
M1	269	404	296	349	0.77	1.16	0.84
M2	269	404	296	233	1.15	1.74	1.27
M3	314	462	336	471	0.67	1.25	0.71
M4	229	356	262	404	0.57	0.88	0.65
M5	232	359	278	357	0.65	1.00	0.74
M6	197	315	243	416	0.47	0.76	0.56
Promedio					0.71	1.13	0.80
Desviación Estándar (s)					0.24	0.35	0.25

Las resistencias al corte teóricas subestiman la resistencia experimental, en donde $R_{max}^{ACIo}/R_{max}^{exp} = 0.71$ para muros ordinarios del ACI 318, $R_{max}^{ACIe}/R_{max}^{exp} = 1.13$ para muros especiales del ACI 318, y $R_{max}^{CyA}/R_{max}^{exp} = 0.80$ para las resistencia de Carrillo y Alcocer.

5.2.2 Estimación de la resistencia a flexo compresión de los muros.

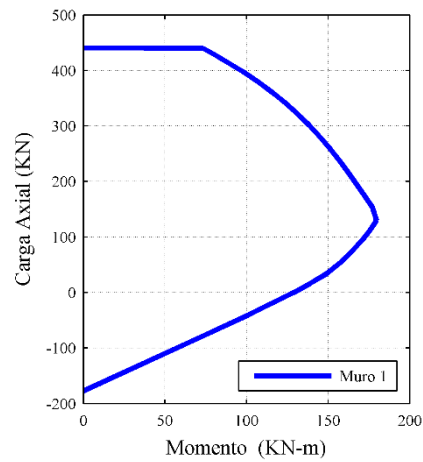
Para estimar la resistencia a flexo compresión de los muros se utilizan los diagramas de interacción (carga axial vs momento), utilizando las recomendaciones del ACI 318 (2014). Los diagramas de interacción de los 6 muros se muestran en la Figura 5-7. Dado que los muros son simétricos sólo se muestra la mitad de la curva de interacción.

Para calcular los diagramas de interacción se usó la resistencia a la compresión del hormigón ($f'_c = 28.9$ MPa) y la tensión de fluencia de las mallas ($f_y = 604$ MPa, $f_y = 632$ MPa y $f_y = 601$ MPa para las mallas C196, C139 y C257 respectivamente) y la tensión de fluencia de las barras de acero ($f_y = 446$ MPa para la barra $\phi 8$ y $f_y = 438$ MPa) obtenidas de los ensayos de los materiales. Para estimar las tensiones de compresión en el hormigón se usó el bloque rectangular equivalente que propone el ACI 318 (2014) sin considerar el confinamiento del hormigón. Para el acero, se consideró un comportamiento elasto-plástico perfecto.

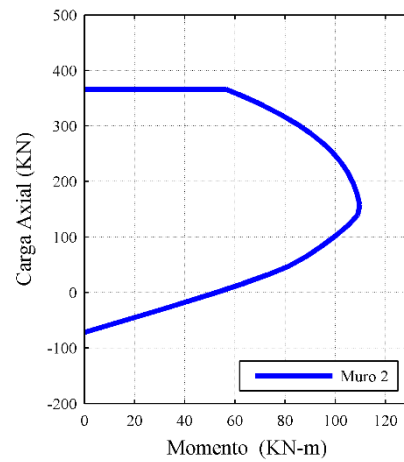
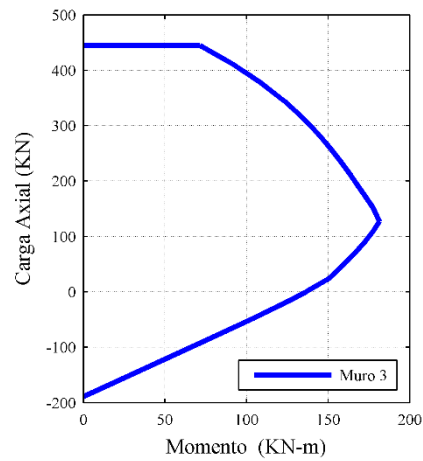
En la Tabla 5-4 se muestra el resumen de la resistencia flexural de los muros (para carga axial cero) y la resistencia lateral equivalente. Esta resistencia flexural se obtiene como:

$$V_n^{flex} = \frac{M_n}{L} \quad (5.8)$$

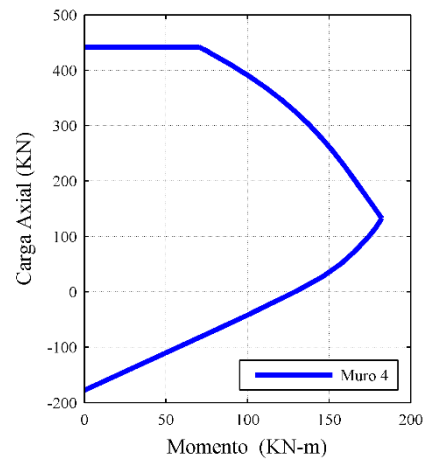
Donde M_n es el momento flector en la base del muro y es L la longitud desde la base hasta el punto de aplicación de la carga. En esta misma Tabla se comparan las estimaciones teóricas de la resistencia a flexo compresión de los muros utilizando los diagramas de interacción según el ACI 318 (2014) (V_n^{flex}), con la resistencia máxima experimental obtenida en los ensayos.



a) Curva de Interacción M1- C 196

b) Curva de Interacción M2 - C 196
(Menor cuantía de borde)

c) Curva de Interacción M3- C 257



d) Curva de Interacción M4- C 139

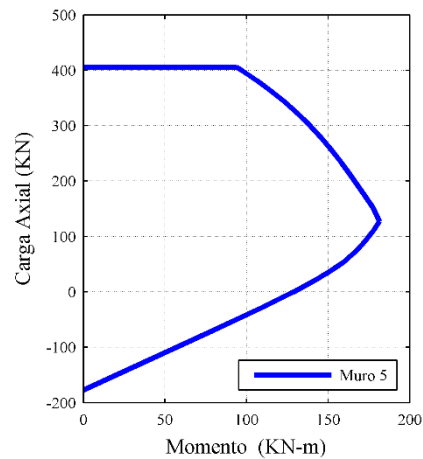
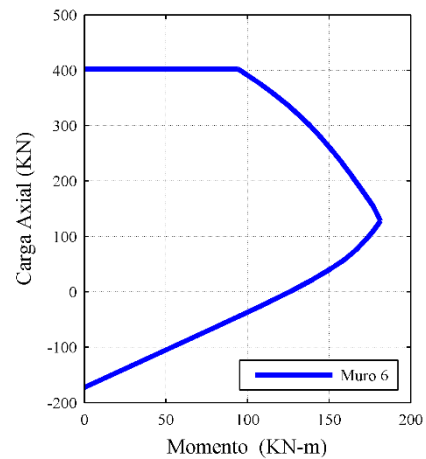
e) Curva de Interacción M5,
 $\phi 8\text{mm}@250\text{mm}$ f) Curva de Interacción M6,
 $\phi 8\text{mm}@360\text{mm}$

Figura 5-9: Curvas de interacción muros

Tabla 5-3: Comparación teórico-experimental de la resistencia a flexocompresion

MURO	M_n [kN-m]	V_n^{flex} [kN]	R_{max}^{exp} [kN]	$\frac{V_n^{flex}}{R_{max}^{exp}}$
M1	1262	721	349	2.07
M2	516	295	233	1.27
M3	1337	764	471	2.06
M4	1266	723	404	1.79
M5	1263	722	357	2.02
M6	1233	704	416	1.69
Promedio				1.82
Desviación Estándar (s)				0.31

La resistencia a la flexo compresión en promedio esta un 82% por encima de la resistencia máxima experimental, lo que ratifica el diseño al corte que tenían los muros, salvo el muro M2 que fallo por deslizamiento.

5.2.3 Estimación de la resistencia al deslizamiento de los muros.

Para estimar la resistencia al deslizamiento o corte por fricción. el enfoque consiste en suponer que se producirá una fisura en una ubicación predeterminada, como se ilustra en la Figura 5-9. A medida que comienza a producirse desplazamiento a lo largo una grieta horizontal, la rugosidad de las superficies de la grieta obliga a las caras opuestas de la grieta a separarse. Esta separación genera una fuerza de tracción en la armadura (A_{vf})

que atraviesa la grieta. Esta fuerza de tracción genera compresión a través de la grieta, la que produce una fuerza de fricción ($A_{vf}f_y\mu$) paralela a la grieta para resistir los desplazamientos adicionales.

El diseño para corte por fricción se debe aplicar cuando hay transmisión de corte directo a través de un plano dado. Las situaciones en las cuales el diseño para corte por fricción es adecuado incluyen las interfaces entre hormigones colocados en distintas épocas, las superficies de contacto entre hormigón y acero, y las uniones de las construcciones con elementos de hormigón prefabricado.

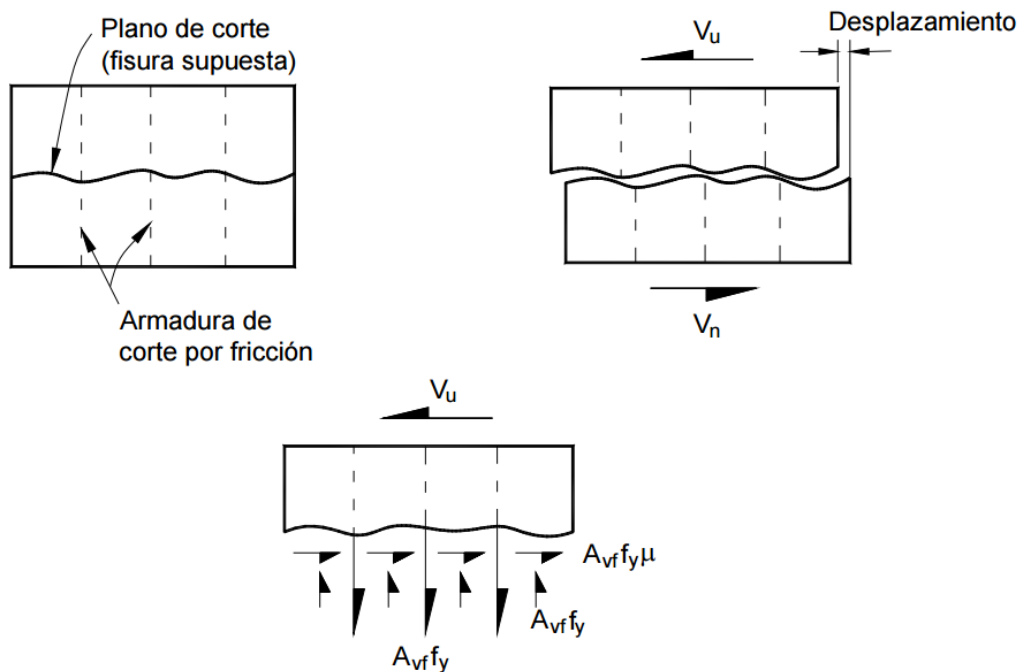


Figura 5-10: Idealización del concepto de corte por fricción

La resistencia nominal al corte por deslizamiento V_n se calcula según el ACI 318 (2014) como:

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \leq \quad (5.9)$$

Donde μ es el coeficiente de fricción efectivo. Este coeficiente es igual a 0.6 para hormigón de peso normal colocado sobre hormigón endurecido con la superficie rugosa. Para hormigón de peso normal V_n no debe exceder al menor de $0.2f'_cA_c$ ó $5.5A_c$.

En la Tabla 5-4 se muestra el resumen del esfuerzo por deslizamiento y comparan las estimaciones teóricas de la resistencia al deslizamiento de los muros según el ACI 318 (2014), tomando en cuenta la cuantía de borde (V_n^{des}) con la resistencia máxima experimental obtenida en los ensayos.

La resistencia al deslizamiento es un 84 % mayor a la resistencia experimental obtenida, por lo que no deberíamos tener una falla por deslizamiento en ningún muro, sin embargo en el muro M2 se evidencio una falla de este tipo.

Tabla 5-4: Comparación teorico-experimental de la resistencia al deslizamiento

MURO	V_n^{des} [kN]	R_{max}^{exp} [kN]	$\frac{V_n^{des}}{R_{max}^{exp}}$
M1	748	349	2.14
M2	325	233	1.40
M3	787	471	2.12
M4	718	404	1.78
M5	715	357	2.00
M6	688	416	1.65
Promedio			1.84
Desviación Estándar (s)			0.29

Cabe recalcar que el valor de A_{vf} es muy grande debido a la gran cantidad de cuantía de borde utilizada. El muro M2 que tiene menor cuantía de borde, falló por deslizamiento pero las barras de borde no se cortaron solo pandearon mientras que la malla se cortó en la unión con la base.

5.2.4 Rigidez Efectiva

La rigidez efectiva teórica (K_{teo}) estima considerando un muro en voladizo con una fuerza lateral en el extremo. Para estimar esta rigidez se considera tanto la deformación por flexión como la rigidez por corte y esta rigidez es válida solo para el rango elástico de un muro (Quiroz et al. 2013)). La rigidez teórica se calcula como:

$$K_{teo} = \frac{1}{\frac{h_w^3}{3E_cI} + \frac{h_w}{GA_v}} \quad (5.10)$$

Donde h_w es la altura del muro (1750 mm), E_c es el módulo de elasticidad del hormigón ($E_c=25400$ MPa), I es la inercia de la sección bruta ($I=3.4 \times 10^{10}$ cm⁴), G es el módulo de Corte ($G=10583$ MPa) y A_v es el área de corte ($\frac{A_w}{1.2}$).

La rigidez inicial experimental corresponde a la rigidez secante del primer ciclo completado de la curva fuerza-desplazamiento. El primer ciclo completado tiene una deriva de 0.1% en promedio para los muros. La Tabla 5-5 muestra la comparación entre la rigidez teórica y la rigidez experimental. Se observa que la razón entre la rigidez experimental y la rigidez teórica es en promedio es 0.37.

Tabla 5-5: Comparación teórico – experimental de la Rigidez efectiva

	K_{teo} [kN/mm]	K_{exp} [kN/mm]	$\frac{K_{exp}}{K_{teo}}$
M1	303	133	0.44
M2		101	0.33
M3		128	0.42
M4		112	0.37
M5		119	0.39
M6		82	0.27
Promedio			0.37
Desviación Estándar (s)			0.06

5.2.5 Capacidad de Desplazamiento

La Capacidad de desplazamiento se estimara con las ecuaciones obtenidas por Carrillo y Alcocer 2012. Estas ecuaciones se desarrollaron en términos de relación de deriva (en porcentaje), ya que es un indicador de rendimiento muy común que se utiliza en el diseño. Esta relación de deriva, Δ , se obtiene dividiendo el desplazamiento relativo bajo la viga superior para la altura a la que se mide el desplazamiento (H_w) . Las relaciones propuestas se basan en un modelo en el que el desplazamiento total se calcula como la suma de contribuciones relacionadas con la flexión y el corte.

La capacidad de desplazamiento asociado con el agrietamiento diagonal, Δ_{cr} , es independiente de la relación y el tipo de acero de refuerzo y se calcula como:

$$\Delta_{cr} = \frac{V_{cr}}{K_{cr}} \cdot \frac{100}{H_w} \quad (5.11)$$

donde V_{cr} , es la resistencia al corte asociado con el agrietamiento diagonal que se obtiene con la ecuación 5.12. y K_{cr} es la rigidez inicial asociada al agrietamiento y se obtiene con la ecuación 5.13.

$$V_{cr} = V_c = \alpha_1 \sqrt{f'_c} A_w \quad (5.12)$$

$$K_{cr} = \left(\frac{h_w^3}{c_1 3 E_c I_g} + \frac{h_w}{c_2 G_c A_c} \right)^{-1} \quad (5.13)$$

Los parámetros para calcular la ecuación 5.13 son los mismos utilizados para calcular la rigidez efectiva. Los parámetros c_1 y c_2 son recomendados por Carrillo y Alcocer (2012).

La capacidad de desplazamiento asociado con la Resistencia máxima, Δ_{max} , se calcula con las ecuaciones 5.14 para barras tradicionales y 5.15 para malla electro soldada, los parámetros a_1 , a_2 , b_1 , b_2 se muestran en la tabla 5-6:

$$\Delta_{max}(\%) = \frac{V_{max}}{t_w \sqrt{f'_c}} \frac{1}{a_1} e^{b_1 (M/V l_w)} \quad (5.14)$$

$$\Delta_{max}(\%) = \frac{V_{max}}{t_w \sqrt{f'_c}} \frac{1}{a_2} \left(\frac{M}{V l_w} \right)^{b_2} \quad (5.15)$$

La capacidad de desplazamiento asociado con la Resistencia máxima, Δ_u , se calcula con las ecuaciones 5.16 para barras tradicionales y 5.17 para malla electro soldada, los parámetros c_1 , d_1 , se muestran en la tabla 5-6:

$$\Delta_u(\%) = \frac{V_{max}}{t_w \sqrt{f'_c}} \frac{1}{c_1} e^{d_1 (M/V l_w)} \quad (5.16)$$

$$\Delta_u(\%) = \Delta_{max}(\%) \quad (5.17)$$

6. CONCLUSIONES

El comportamiento de los muros de hormigón armado en viviendas de baja altura en Chile en los últimos terremotos severos (1985, 2010, 2014, 2015) ha sido bastante bueno. Sin embargo, es posible que la metodología de diseño utilizada no sea la óptima, dado que es la misma metodología que se usa para el diseño de edificios de gran altura. En este trabajo se muestran y analizan los resultados de ensayos de seis muros delgados de hormigón armado con malla central en escala 1:1. Se espera reproducir el comportamiento sísmico de viviendas diseñadas con malla central y estudiar el efecto de la cuantía de la malla de acero y el tipo de acero en el comportamiento sísmico de los muros. Los muros fueron sometidos a una carga lateral cíclica de desplazamiento controlado. Las conclusiones más relevantes de este trabajo son las siguientes:

- La norma Chilena de diseño sísmico NCh433, modificada según el decreto 60, fija que se pueden utilizar muros estructurales ordinarios en estructuras de baja altura. En consecuencia, todos los muros de este trabajo fueron diseñados siguiendo las especificaciones del código ACI 318 (2008), diseñados como muros ordinarios según el capítulo 14.
- Todos los muros tuvieron una falla por corte, lo cual era de esperarse ya que fueron diseñados para obtener este tipo de falla, a excepción del muro M2, el cual tuvo una falla por deslizamiento. Este muro se diseñó con 67 % menos de acero de borde que el muro de referencia M1.
- La falla observada en los muros de hormigón armado con mallas de alambre electrosoldado fue frágil debido a que la capacidad de elongación de la malla de alambre es limitada. Esta limitada capacidad implicó la fractura de la malla horizontal y vertical en los muros. Entonces, para la evaluación del desempeño sísmico de muros con este tipo de refuerzo de corte, la deriva última debiese ser considerada igual a la deriva de la resistencia al corte máximo. Esta conclusión coincide por lo propuesto por Carillo y Alcocer (2012).

- En cuanto a la rigidez inicial se obtuvo que la rigidez aumenta a medida que aumenta la cuantía de refuerzo de la malla. La rigidez secante inicial varió entre 88 y 133 kN/mm. Esta rigidez es en promedio, 0.37 veces la rigidez teórica (303 kN/mm). Esta diferencia se debe a que los muros presentaron agrietamiento para el primer ciclo de carga.
- De la comparación del muro M1 y muro M2 se concluye que la disminución de cuantía de borde, provoca que la resistencia del muro M1 sea un 50% mayor a la del muro M2.
- De la comparación del muro de referencia M1 y el muro M3 se concluye que el aumento en la cuantía de refuerzo en un 30% de la malla aumentó la resistencia en casi la misma proporción. De la comparación del muro M1 con el muro M4 se concluye que la reducción en la cuantía de refuerzo en un 25% aumento la resistencia del M4 un 16 % más que el muro M1.
- De la comparación del M1 con malla electrosoldada y el muro M5 con malla tradicional se concluye que el muro M5 tuvo un comportamiento más dúctil que el muro M1. Sin embargo, ambos muros presentaron prácticamente la misma resistencia máxima.
- De los ensayos de los muros con cuantía reducida (muros M4 y M6) se observó que estos tuvieron mayor capacidad de deformación que los muros con cuantía normal (muros M1 y M5)
- El efecto de la cuantía en muros con barras tradicionales se observó al comparar el muro M5 y con M6. Se evidencio que el muro M5 tuvo un mejor comportamiento que el M6 ya que no se evidencio perdida de recubrimiento lo que si paso en el muro M6. En el muro M6 se desprendieron pedazos grandes de hormigón, probablemente debido al gran espaciamiento entre las barras de la malla.
- El tipo de refuerzo (mallas de alambre soldado y barras tradicionales) afecta significativamente la capacidad de desplazamiento de los muros de hormigón armado.

- La disipación de energía parece ser independiente de la cuantía de refuerzo de los muros. Se podría decir que la energía disipada equivalente es de 27 % en promedio para todos los muros.
- El amortiguamiento viscoso equivalente en promedio varió entre 0.08 y 0.21 y se corroboró que el uso común del 5 % como factor de amortiguamiento para el diseño basado en los códigos es conservador.
- La resistencia al corte de los muros se estimó con tres metodologías. La ecuación que mejor estimó la resistencia al corte de los muros es la de muros especiales del ACI318. Con esta ecuación se sobrestimó, en promedio, la resistencia al corte experimental en 13%. Se recomienda el uso de muros con malla central para la construcción de viviendas de baja altura. Sin embargo si el diseño requiere mayor ductilidad y capacidad de deformación alta se sugiere usar armadura convencional.

El proyecto completo de investigación (Proyecto Fondef HEAT) del cual esta tesis es parte, contempla la evaluación de un muro con aislación térmica, aislación acústica etc. Aspectos muy importantes para el funcionamiento óptico de un muro en viviendas de baja altura

Por último, el desarrollo de un modelo numérico no lineal de elementos finitos puede ayudar a complementar esta investigación para evaluar de mejor manera el desempeño sísmico de muros sin necesariamente hacer una nueva campaña experimental. La calibración de estos modelos puede ser hecha, con los resultados experimentales de esta tesis.

BIBLIOGRAFIA

Carrillo, J., and Alcocer, S., 2012. Backbone Model for Performance-Based Seismic Design of RC Walls for Low-Rise Housing.

Carrillo, J., and Alcocer, S., 2012a. Seismic performance of concrete walls for housing subjected to shaking table excitations, *Engineering Structures* 41, 98 –107.

Carrillo, J., and Alcocer, S., 2012b. Experimental investigation on dynamic and quasi-static behavior of low-rise reinforced concrete walls, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.

Quiroz, Maruyama, Zavala, 2013, Cyclic behavior of thin RC Peruvian shear walls: Full-scale experimental investigation and numerical simulation.

Hidalgo, P. A., Ledezma, C. A., and Jordan, R. M. (2002). Seismic Behavior of Squat Reinforced Concrete Shear Walls. *Earthquake Spectra*, 18(2):287–308.

ACI Committee 318. Building code requirements for structural concrete (ACI - 318) and commentary (ACI-318R). *American Concrete Institute*, Farmington Hills, MI; 2008.

Marihuen, N. (2014). Comportamiento sísmico de muros esbeltos de hormigón armado, *Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería*, Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería.

Alarcon, C. (2013). Influence of axial load in the seismic behavior of reinforced concrete walls with non-seismic detailing. *Thesis submitted to the Office of Research and Graduate Studies in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Master of Science in Engineering*, School of Engineering, Pontificia Universidad Católica de Chile.

Flores L, Alcocer S, Carrillo J, Sánchez A, Uribe R, Ponce A. Tests of concrete walls with various aspect ratios and small steel ratios, to be used for housing. *XVI national conference on earthquake engineering*, Guerrero, Mexico; 2007. Paper 11-02 [in Spanish].

Sánchez A. Seismic behavior of housing with concrete walls. Technical report. Institute of Engineering, National University of Mexico, UNAM; 2010

Aristizabal-Ochoa, J., 1983. Cracking and shear effects on structural walls, *Journal of Structural Engineering* 109, 1267–1277.

Carrillo, J., and Alcocer, S., 2011. Improved external device for a mass-carrying sliding system for shaking table testing, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 40, 393–411.

Decreto Supremo 60 (DS60) (2011). *Requisitos de Diseño y Cálculo para Hormigón Armado*.

Decreto Supremo 61 (DS61) (2011). *Diseño Sísmico de Edificios*.

Instituto Nacional de Normalización (1996). Diseño Sísmico de Edificios, *NCh433Of.1996*, Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización (2008). Hormigón Armado-Requisitos de Diseño y Cálculo, *NCh430Of.2008*, Santiago, Chile.

ANEXOS

ANEXO A : DETALLES DE ARMADURA

- Armadura Muro M2

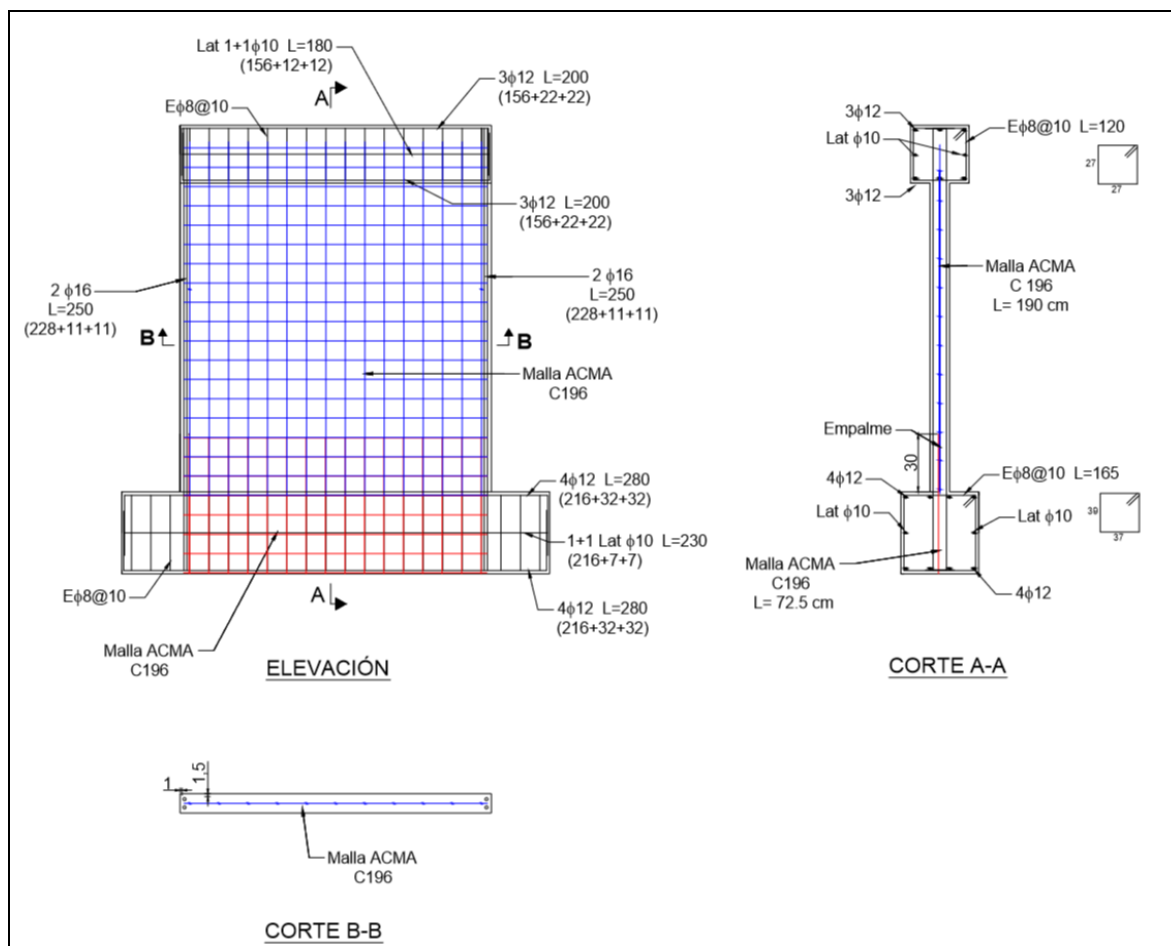


Figura B-1: Detalle armadura muro M2

- Armadura Muro M3

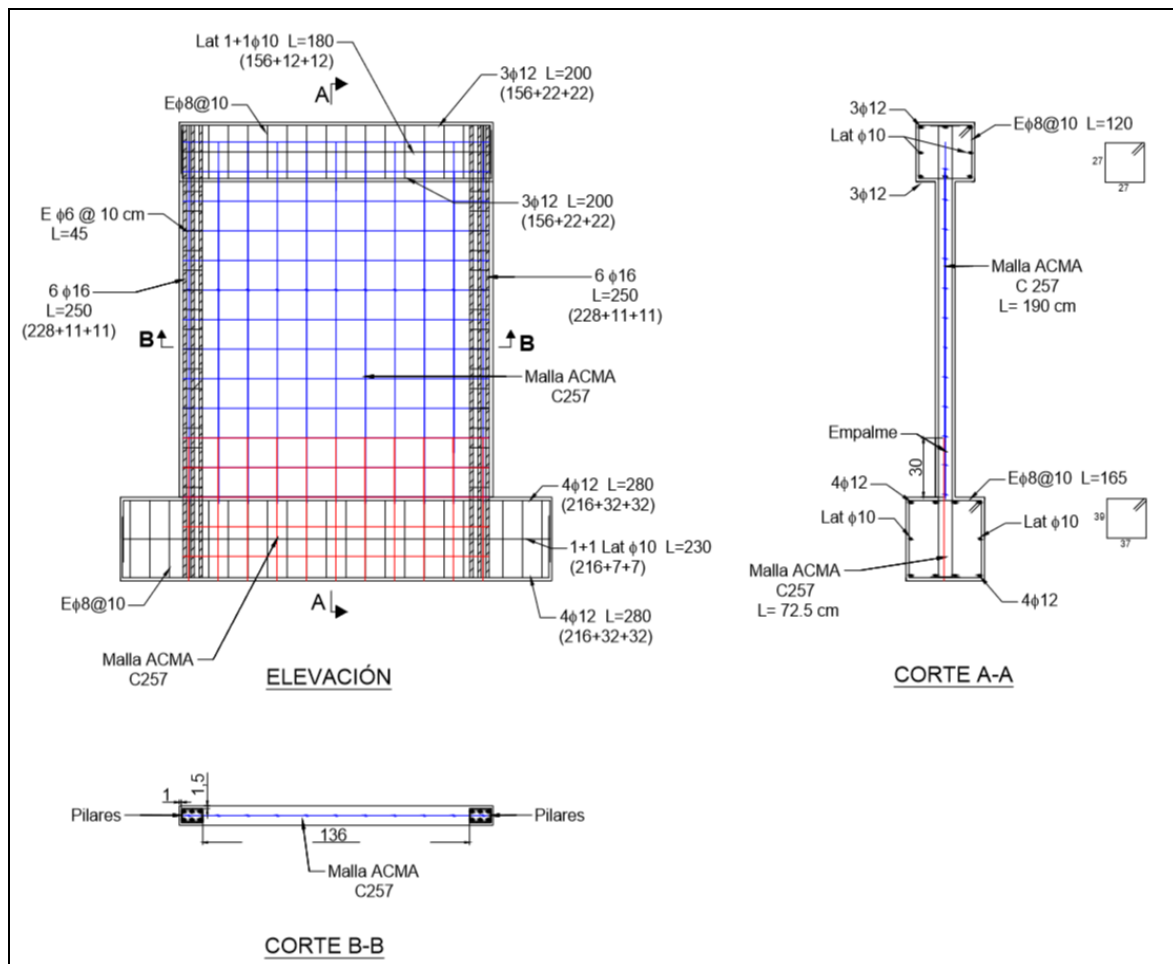


Figura B-2: Detalle armadura muro M3

- Armadura Muro M4

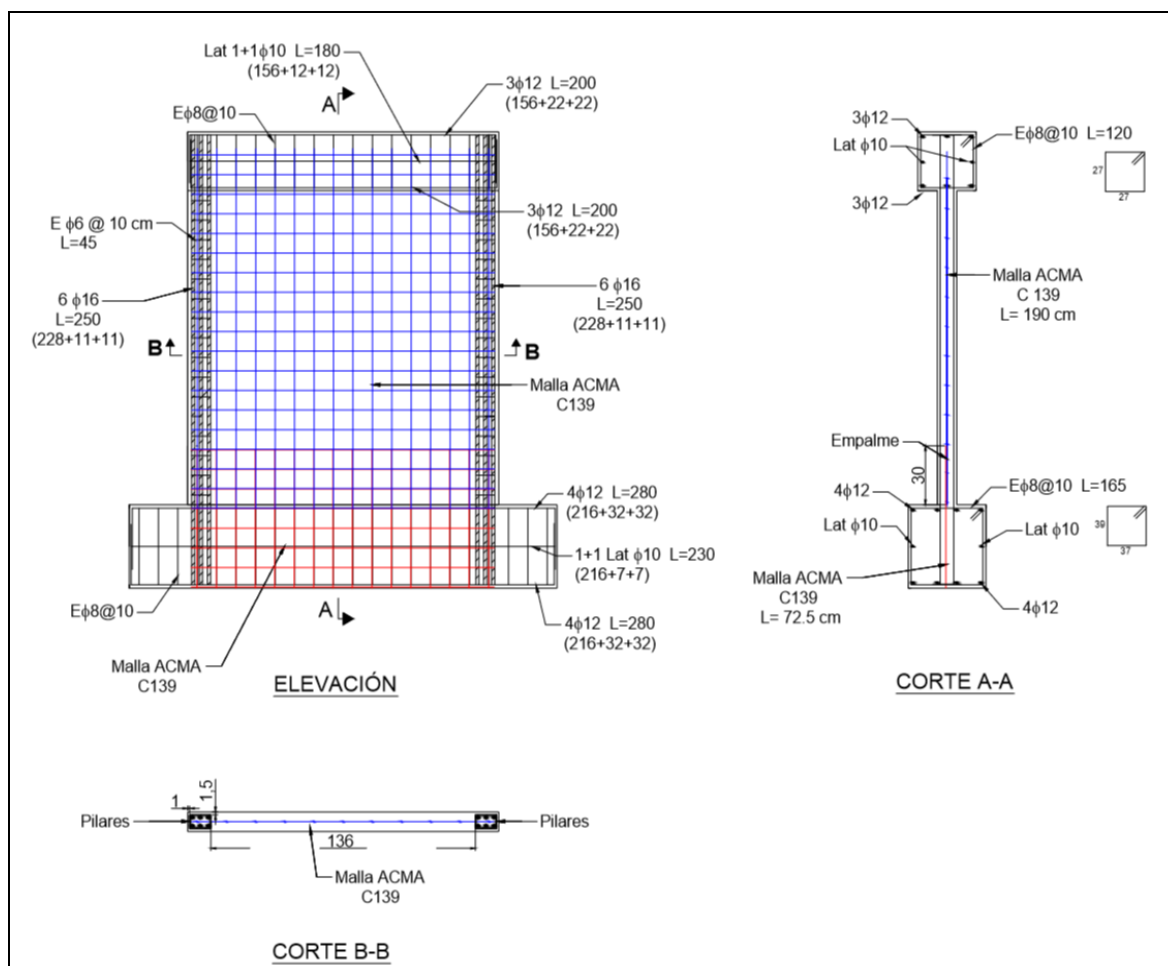


Figura B-3: Detalle armadura muro M4

- Armadura Muro M6

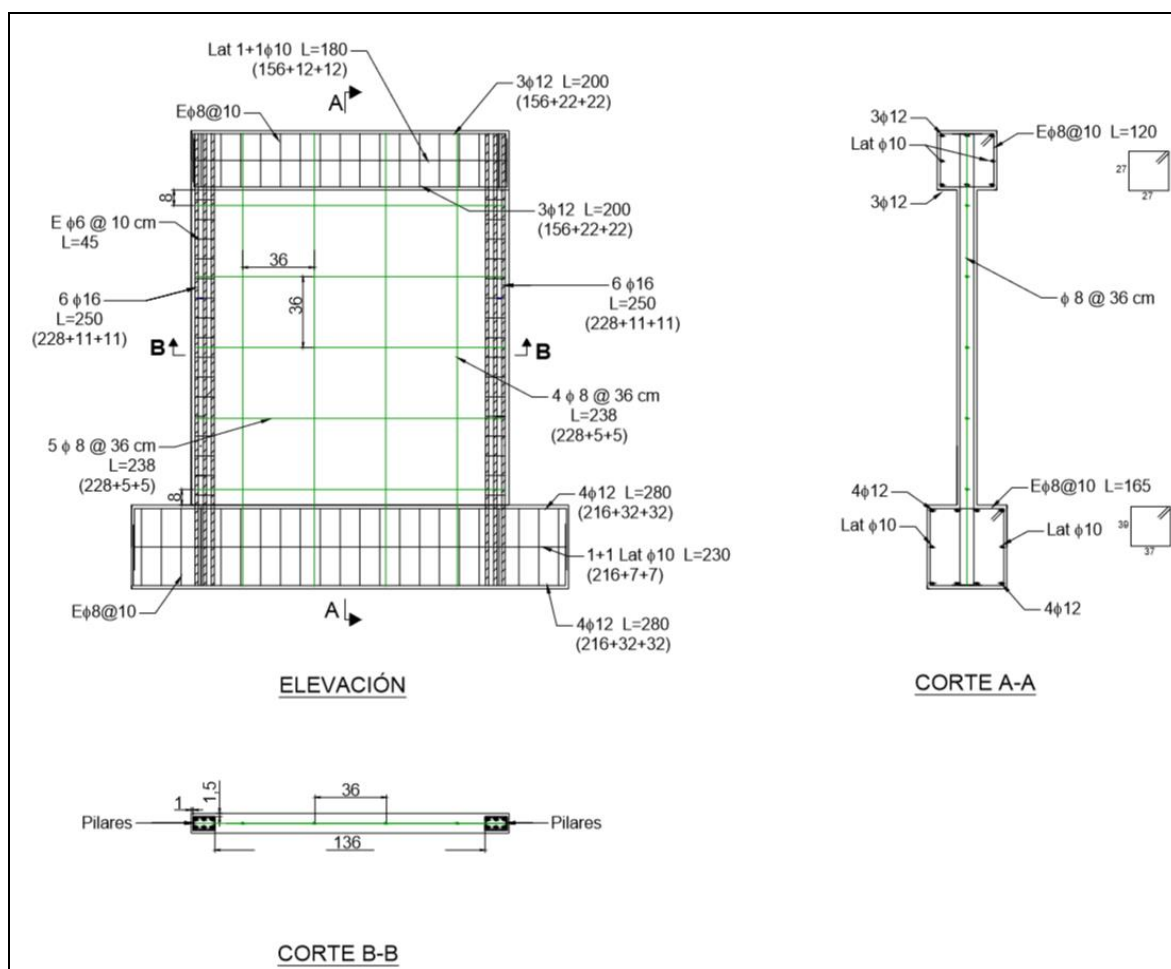


Figura B-4: Detalle armadura muro M6