

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

Escuela de Posgrado



**PROPUESTA DE REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE
MUROS DE 100 mm DE ESPESOR CON FERROCEMENTO
ANTE CARGA LATERAL CÍCLICA**

Tesis para obtener el grado académico de Magíster en Ingeniería Civil que presenta:

Alfredo Giancarlo Floriano Verde

Asesor:

Mag. Ing. José Alberto Acero Martínez


Lima – 2023

Informe de Similitud

Yo, José Alberto Acero Martínez, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis del trabajo de investigación titulado: "Propuesta de reparación y reforzamiento de muros de 100 mm de espesor con ferrocemento ante carga lateral cíclica", del autor: Alfredo Giancarlo Floriano Verde, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 11%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 20/03/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lima, 18 de abril del 2023.

Apellidos y nombres del asesor: <u>Acero Martínez José Alberto</u>	
DNI:29662895	
ORCID: 0000-0003-4154-9510	
Firma:	

RESUMEN

En los últimos años se ha incrementado significativamente la construcción de viviendas utilizando muros de concreto. Debido a que las demandas sísmicas en términos de fuerzas y desplazamientos son importantes en nuestro país, los edificios construidos con este sistema deben tener una gran densidad de muros en sus dos direcciones de análisis y apoyados de la resistencia inherente que otorga los muros de concreto es que se construyen con bajas resistencia de concreto (entre 15 y 20 MPa) y espesor reducido (80, 100 y 120 mm). En muros de espesores reducidos resulta imposible confinar sus extremos con estribos a corto espaciamiento o usar doble malla de refuerzo. A las edificaciones que emplean estos muros se les denomina Edificios con Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).

En relación a los defectos constructivos que estas edificaciones presentan, se ha observado la presencia de fisuras por contracción de secado del concreto y a la formación de cangrejas debido a la congestión de acero de refuerzo en su interior. Si a estas deficiencias constructivas se suma que las estructuras de concreto están inmersas ante sismos durante toda su vida útil, entonces es importante considerar una metodología de reparación y reforzamiento de los muros de ductilidad limitada luego de un evento sísmico severo.

Ante el problema anterior, la presente tesis consiste en una propuesta de reparación y reforzamiento a partir de tres muros de ductilidad limitada luego de haber sido ensayados en laboratorio ante carga lateral cíclica. Dichos muros fueron llevados hasta un nivel de daño asociado al límite de reparación para luego volver a ser ensayados reparados y reforzados.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por permitirme continuar con mis estudios de Maestría, por darme la fortaleza y salud para culminar esta etapa de estudio.

Agradezco a mi esposa Araceli por ser mi motivación, soporte y apoyo en la redacción y realización de mi tesis.

Agradezco a mis padres y hermano por ser parte de mi motivación, a mi madre Meche por sus palabras de aliento, por su paciencia y en memoria de mi amado padre Alfredo, que me brindó todo su apoyo desde la concepción del proyecto de investigación, durante su desarrollo en el laboratorio y hasta la entrega final del informe.

Agradezco a mi asesor de tesis José Acero, por brindarme la confianza para realizar este proyecto de investigación, le agradezco sus comentarios y recomendaciones para la presentación de mi tesis.

Agradezco a la Ing. Gladys Villa García y a todo el personal que labora en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas LEDI – PUCP por las atenciones y apoyo que tuvieron hacia nosotros los tesisistas encargados de este proyecto.

Asimismo, agradezco al Ing. Wilson Silva Berríos por sus recomendaciones, bibliografía y asesoría para realizar la presente tesis. Su experiencia como docente e investigador en el laboratorio me ayudó bastante.

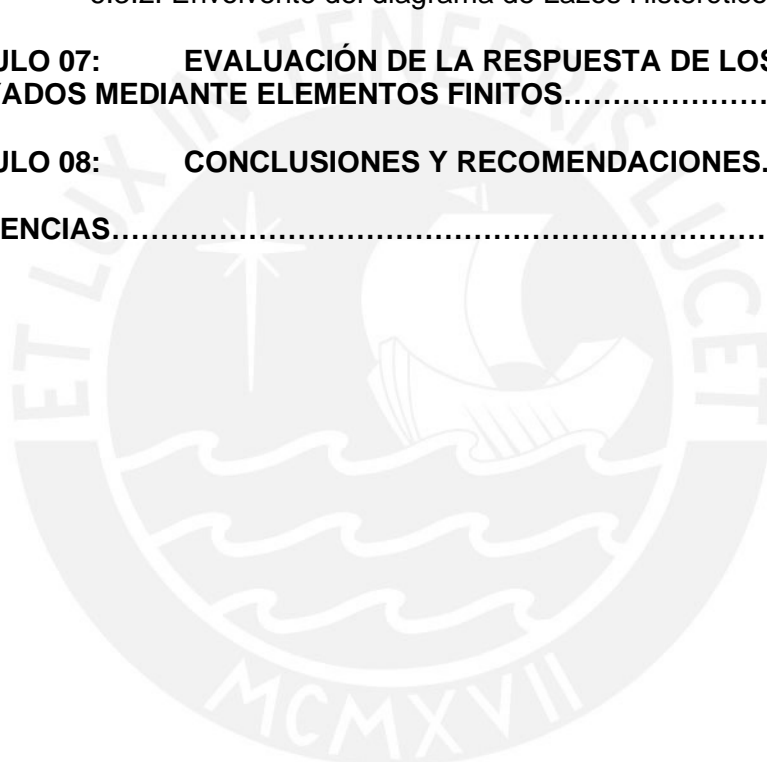
Deseo agradecer al equipo que formamos para el presente proyecto: Carla, Niells y César. Aprecio su apoyo y dedicación para la realización de la investigación.

También quiero agradecer a los compañeros que han estado conmigo durante todo el estudio del posgrado, intercambiando ideas y experiencias que lograron enriquecer más mis conocimientos.

ÍNDICE

RESUMEN.....	3
AGRADECIMIENTOS.....	4
ÍNDICE.....	5
ÍNDICE DE TABLAS.....	7
ÍNDICE DE FIGURAS.....	8
CAPITULO 01: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	12
1. 1. Introducción.....	12
1. 2. Objetivos.....	13
1. 3. Alcances.....	13
1. 4. Hipótesis.....	14
1. 5. Metodología.....	14
CAPITULO 02: FUNDAMENTO TEÓRICO.....	16
2. 1. Introducción.....	16
2. 2. Estado del arte.....	16
2.2.1. Investigaciones previas del comportamiento estructural de los sistemas de Muros de Ductilidad Limitada (MDL).....	16
2.2.2. Investigaciones previas sobre el ferrocemento.....	22
2.2.3. Investigaciones sobre Muros de corte de concreto armado....	24
2. 3. Normativa peruana.....	26
CAPITULO 03: CONSTRUCCIÓN Y ENSAYO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA LLEVADOS AL LIMITE DE REPARABILIDAD.....	27
3.1. Introducción.....	27
3.2. Materiales utilizados.....	27
3.3. Construcción del muro.....	32
3.3.1. Descripción del muro de ductilidad limitada ensayado.....	32
3.3.2. Construcción de la viga de cimentación.....	35
3.3.3. Armado y llenado del MDL.....	38
3.4. Ensayo Cíclico de Carga Lateral.....	40
3.4.1. Descripción del ensayo.....	40
3.4.2. Montaje e instrumentación.....	42
3.4.3. Fases del ensayo: Ciclos.....	44
CAPITULO 04: EVALUACIÓN DE RESULTADOS DE LOS ENSAYOS MDL AL LIMITE DE REPARABILIDAD.....	45
4.1. Comportamiento de los muros durante el ensayo.....	45
4.2. Evaluación visual – post ensayo del muro.....	55
4.3. Procesamiento de resultados.....	56
4.3.1. Valores máximos en cada fase.....	56
4.3.2. Envoltente del diagrama de Lazos Histeréticos.....	57

CAPITULO 05:	REPARACIÓN DE FISURAS Y REFORZAMIENTO DE LOS MDL LUEGO DEL ENSAYO DE CARGA CÍCLICA LATERAL HASTA EL LÍMITE DE REPARABILIDAD.....	64
5.1.	Introducción	64
5.2.	Técnica de reparación de fisuras de MDL.....	64
5.3.	Técnica de reforzamiento de MDL.....	68
CAPITULO 06:	ENSAYO Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA LLEVADOS A LA ROTURA.....	77
6.1.	Comportamiento del muro durante el ensayo.....	77
6.2.	Evaluación visual – post ensayo del muro.....	92
6.3.	Procesamiento de resultados.....	95
	6.3.1. Valores máximos en cada fase	
	6.3.2. Envoltente del diagrama de Lazos Histeréticos	
CAPITULO 07:	EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA DE LOS MUROS ENSAYADOS MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS.....	105
CAPITULO 08:	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	119
REFERENCIAS.....		120



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Características de muros ensayados ME (malla electrosoldada) y RD (refuerzo dúctil).....	20
Tabla 2.2. Ensayo realizados en el Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad del Perú.....	23
Tabla 2.3. Refuerzo de muros ensayados en mesa vibradora.....	24
Tabla 2.4. Estado de daño y sus correspondientes métodos de reparo.....	25
Tabla 3.1. Características técnicas del Acero Corrugado.....	28
Tabla 3.2. Esfuerzo de fluencia y último obtenidos para barras de acero 3/8" ...	28
Tabla 3.3. Esfuerzo de fluencia y último obtenidos para barras de acero 1/2" ...	28
Tabla 3.4. Verificación de las especificaciones para acero estructural según Norma E.060.....	29
Tabla 3.5. Resultado de ensayo de las probetas de vigas de cimentación.....	31
Tabla 3.6. Nomenclatura de especímenes ensayados.....	41
Tabla 3.7. Descripción de los LVDTs instalados en el MDL.....	42
Tabla 3.8. Nomenclatura de los dispositivos LVDTs.....	44
Tabla 3.9. Fases del ensayo.....	44
Tabla 4.1. Fases de carga: amplitud y carga máxima.....	56
Tabla 4.2. Valores extremos para cada desplazamiento LVDT y carga lateral – MDL01.....	57
Tabla 4.3. Valores extremos para cada desplazamiento LVDT y carga lateral – MDL02.....	58
Tabla 4.4. Valores extremos para cada desplazamiento LVDT y carga lateral – MDL03.....	58
Tabla 4.5. Distancias de LVDTs instalados en los muros MDL 01, 02 y 03.....	59
Tabla 4.6. Deformaciones unitarias para los LVDTs instalados en el muro MDL 01...59	59
Tabla 4.7. Deformaciones unitarias para los LVDTs instalados en el muro MDL 02...59	59
Tabla 4.8. Deformaciones unitarias para los LVDTs instalados en el muro MDL 02...60	60
Tabla 4.9. Tabla resumen de resultados para los MDL 01, 02 y 03.....	60
Tabla 5.1. Resistencia a la compresión de cubos de mortero.....	73
Tabla 6.1. Fase de carga: amplitud y carga máxima MDL 01, 02R y 03R.....	95
Tabla 6.2. Valores extremos de carga MDL01 para cada desplazamiento LVDT y carga lateral – MDL 01R.....	96
Tabla 6.3. Valores extremos de carga MDL01 para cada desplazamiento LVDT y carga lateral – MDL 02R.....	97
Tabla 6.4. Valores extremos de carga MDL01 para cada desplazamiento LVDT y carga lateral – MDL 03R.....	97
Tabla 6.5. Distancias de LVDTs instalados en los muros MDL 01R, 02R y 03R.....	98
Tabla 6.6. Deformaciones unitarias para los LVDTs instalados en el muro MDL 01R.....	98
Tabla 6.7. Deformaciones unitarias para los LVDTs instalados en el muro MDL 02R.....	99
Tabla 6.8. Deformaciones unitarias para los LVDTs instalados en el muro MDL 03R.....	99

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Elevación de muros de concreto ensayados para la primera investigación en MDL.....	17
Figura 2.2 Elevación de muros de concreto ensayados para la segunda investigación en MDL. Refuerzo en placas P1, P2 y P3.....	19
Figura 2.3 Envoltorio V-D1: 2da investigación.....	19
Figura 2.4. Características de muros ensayados MC (muro confinado) y MNC (muro no confinado).....	21
Figura 2.5. Paneles, arreglo y dimensiones.....	23
Figura 3.1. Medición de la temperatura para cada tanda de mezcla.....	30
Figura 3.2. Ensayo de medición de slump utilizando el cono de Abrahams.....	30
Figura 3.3. Izq. Probetas de concreto. Der. Curado de probetas de concreto en poza del laboratorio.....	31
Figura 3.4. Tipos de fallas de probetas de concreto.....	32
Figura 3.5. Elevación del muro de ductilidad limitada (dimensiones en mm).....	33
Figura 3.6. Croquis del muro de concreto y elevación de viga de cimentación.....	34
Figura 3.7. Habilitación de acero de refuerzo de vigas de cimentación.....	35
Figura 3.8. Izq. Pases para tubos de PVC en el armado de la viga de cimentación. Der. Uso de tacos en la base de la viga de cimentación para cumplir con los recubrimientos de acuerdo a planos.....	35
Figura 3.9. Estructura acondicionada para soporte del enmallado de acero de refuerzo de los muros.....	36
Figura 3.10. Armado del enmallado del muro de concreto anclado a la viga de cimentación.....	36
Figura 3.11. Refuerzo vertical acondicionado para el llenado de la viga de cimentación de los MDL.....	37
Figura 3.12. Vibrado a la mezcla de concreto de la viga de cimentación.....	37
Figura 3.13. Proyección para la instalación del encofrado metálico para el muro de 100 mm de espesor.	38
Figura 3.14. Perforaciones y colocación de las fijaciones interiores para encofrado metálico	38
Figura 3.15. Separadores plásticos colocados en las hileras de acero.....	39
Figura 3.16. Encofrado metálico de 4" de espesor de muro.....	39
Figura 3.17. Encofrado de madera para la viga solera de los MDL.....	39
Figura 3.18. MDL encofrados y dispuestos para el llenado de concreto.	39
Figura 3.19. Llenado con concreto UNICON de los 09 MDL.....	40
Figura 3.20. Izq. Probetas de concreto UNICON. Der. Curado de los 09 MDL.....	40
Figura 3.21. Carga lateral cíclica en el plano del muro de concreto: empujando y jalando.....	41
Figura 3.22. Actuador dinámico.....	42
Figura 3.23. Celda de carga.....	42
Figura 3.24. Instrumentación de muro ensayado bajo carga lateral cíclica y carga axial.....	43
Figura 3.25. Colores de fisuras para cada fase.....	44
Figura 4.1. MDL01-SCA-LR: Fase 01 – amplitud: 0.50 mm.....	45
Figura 4.2. MDL01-SCA-LR: Fase 02 – amplitud: 0.80 mm.....	45
Figura 4.3. MDL01-SCA-LR: Fase 03 – amplitud: 1.00 mm.....	45
Figura 4.4. MDL01-SCA-LR: Fase 04 – amplitud: 1.50 mm.....	46
Figura 4.5. MDL01-SCA-LR: Fase 05 – amplitud: 2.00 mm.....	46
Figura 4.6. MDL01-SCA-LR: Fase 06 – amplitud: 3.00 mm.....	46
Figura 4.7. MDL01-SCA-LR: Fase 07 – amplitud: 4.50 mm.....	47
Figura 4.8. MDL01-SCA-LR: Fase 08 – amplitud: 6.00 mm.....	47
Figura 4.9. MDL01-SCA-LR: Fase 09 – amplitud: 8.50 mm.....	47

Figura 4.10. MDL01-SCA-LR: Fase 10 – amplitud: 12.00 mm.....	48
Figura 4.11. MDL02-SCA-LR: Fase 01 – amplitud: 0.50 mm.....	48
Figura 4.12. MDL02-SCA-LR: Fase 02 – amplitud: 0.80 mm.....	48
Figura 4.13. MDL02-SCA-LR: Fase 03 – amplitud: 1.00 mm.....	49
Figura 4.14. MDL02-SCA-LR: Fase 04 – amplitud: 1.50 mm.....	49
Figura 4.15. MDL02-SCA-LR: Fase 05 – amplitud: 2.00 mm.....	49
Figura 4.16. MDL02-SCA-LR: Fase 06 – amplitud: 3.00 mm.....	50
Figura 4.17. MDL02-SCA-LR: Fase 07 – amplitud: 4.50 mm.....	50
Figura 4.18. MDL02-SCA-LR: Fase 08 – amplitud: 6.00 mm.....	50
Figura 4.19. MDL02-SCA-LR: Fase 09 – amplitud: 8.50 mm.....	51
Figura 4.20. MDL02-SCA-LR: Fase 10 – amplitud: 12.00 mm.....	51
Figura 4.21. MDL03-SCA-LR: Fase 01 – amplitud: 0.50 mm.....	51
Figura 4.22. MDL03-SCA-LR: Fase 02 – amplitud: 0.80 mm.....	52
Figura 4.23. MDL03-SCA-LR: Fase 03 – amplitud: 1.00 mm.....	52
Figura 4.24. MDL03-SCA-LR: Fase 04 – amplitud: 1.50 mm.....	52
Figura 4.25. MDL03-SCA-LR: Fase 05 – amplitud: 2.00 mm.....	53
Figura 4.26. MDL03-SCA-LR: Fase 06 – amplitud: 3.00 mm.....	53
Figura 4.27. MDL03-SCA-LR: Fase 07 – amplitud: 4.50 mm.....	53
Figura 4.28. MDL03-SCA-LR: Fase 08 – amplitud: 6.00 mm.....	54
Figura 4.29. MDL03-SCA-LR: Fase 09 – amplitud: 8.50 mm.....	54
Figura 4.30. MDL03-SCA-LR: Fase 10 – amplitud: 12.00 mm.....	54
Figura 4.31. Estado final post-ensayo MDL01-SCA-LR	55
Figura 4.32. Estado final post-ensayo MDL02-SCA-LR	55
Figura 4.33. Estado final post-ensayo MDL03-SCA-LR	55
Figura 4.34. Diagrama de lazo histerético MDL-01.....	61
Figura 4.35. Diagrama de lazo histerético MDL-02.....	62
Figura 4.36. Diagrama de lazo histerético MDL-03.....	63
Figura 5.1. MDL02 al finalizar el ensayo hasta el límite de reparabilidad.....	65
Figura 5.2. Muro 02 con grietas mayores a 0.50 mm identificados.....	66
Figura 5.3. Elementos utilizados para la delineación de fisuras.....	66
Figura 5.4. Aplicación de la combinación de mezcla “A” y “B” en la dirección de las grietas identificadas.....	67
Figura 5.5. Izq. Muro listo para la inyección del epóxico. Der. Boquillas usadas cada cierta distancia en cada canal de fisura.....	67
Figura 5.6. Inyección del epóxico SIKADUR-52.....	68
Figura 5.7. Malla electrosoldada nº19 y alambre nº18.....	68
Figura 5.8. Disposición de orificios interiores en el muro reparado.....	69
Figura 5.9. Perforaciones de 6mm en el interior del muro.....	69
Figura 5.10. Enmallado de cocada cuadrada $\frac{3}{4}$ ” para una cara del muro.....	70
Figura 5.11. Colocación de la malla en una cara del muro.....	70
Figura 5.12. Procedimiento de encamizado de una franja de malla.....	71
Figura 5.13. Colocación de la malla electrosoldada en el muro reparado.....	72
Figura 5.14. Esquema de las nuevas dimensiones de muro reparado y reforzado.....	72
Figura 5.15. Aplicación de mortero al muro y espesor final del mismo.....	73
Figura 5.16. Ensayo de compresión de cubos de mortero.....	73
Figura 5.17. Esquema de variación en planta de los MDL reparados y reforzados y disposición de los MDL listos para ser ensayados.....	74
Figura 5.18. Instrumentación del muro reparado y reforzado para el ensayo.....	75
Figura 5.19. Izaje del muro, instrumentación externa al muro y colocación del actuador listo para el ensayo del MDL-R hasta la rotura.....	75
Figura 5.20. Fases del ensayo a carga lateral cíclica hasta la rotura.....	76
Figura 6.1. MDL01-R-SCA: Fase 01 – amplitud: 0.50 mm.....	77
Figura 6.2. MDL01-R-SCA: Fase 02 – amplitud: 0.80 mm.....	77
Figura 6.3. MDL01-R-SCA: Fase 03 – amplitud: 1.00 mm.....	77

Figura 6.4. MDL01-R-SCA: Fase 04 – amplitud: 1.50 mm.....	78
Figura 6.5. MDL01-R-SCA: Fase 05 – amplitud: 2.00 mm.....	78
Figura 6.6. MDL01-R-SCA: Fase 06 – amplitud: 3.00 mm.....	78
Figura 6.7. MDL01-R-SCA: Fase 07 – amplitud: 4.50 mm.....	79
Figura 6.8. MDL01-R-SCA: Fase 08 – amplitud: 6.0 mm.....	79
Figura 6.9. MDL01-R-SCA: Fase 09 – amplitud: 8.50 mm.....	79
Figura 6.10. MDL01-SCA-LR: Fase 10 – amplitud: 12.00 mm.....	80
Figura 6.11. MDL01-R-SCA: Fase 11 – amplitud: 16.50 mm.....	80
Figura 6.12. MDL01-R-SCA: Fase 12 – amplitud: 23.50 mm.....	80
Figura 6.13. MDL01-R-SCA: Fase 13 – amplitud: 30.50 mm.....	81
Figura 6.14. MDL01-R-SCA: Fase 14 – amplitud: 35.00 mm.....	81
Figura 6.15. MDL01-R-SCA: Fase 15 – amplitud: 40.00 mm.....	81
Figura 6.16. MDL02-R-SCA: Fase 01 – amplitud: 0.50 mm.....	82
Figura 6.17. MDL02-R-SCA: Fase 02 – amplitud: 0.80 mm.....	82
Figura 6.18. MDL02-R-SCA: Fase 03 – amplitud: 1.00 mm.....	82
Figura 6.19. MDL02-R-SCA: Fase 04 – amplitud: 1.50 mm.....	83
Figura 6.20. MDL02-R-SCA: Fase 05 – amplitud: 2.00 mm.....	83
Figura 6.21. MDL02-R-SCA: Fase 06 – amplitud: 3.00 mm.....	83
Figura 6.22. MDL02-R-SCA: Fase 07 – amplitud: 4.50 mm.....	84
Figura 6.23. MDL02-R-SCA: Fase 08 – amplitud: 6.00 mm.....	84
Figura 6.24. MDL02-R-SCA: Fase 09 – amplitud: 8.50 mm.....	84
Figura 6.25. MDL02-SCA-LR: Fase 10 – amplitud: 12.00 mm.....	85
Figura 6.26. MDL02-R-SCA: Fase 11 – amplitud: 16.50 mm.....	85
Figura 6.27. MDL02-R-SCA: Fase 12 – amplitud: 23.50 mm.....	85
Figura 6.28. MDL02-R-SCA: Fase 13 – amplitud: 30.50 mm.....	86
Figura 6.29. MDL02-R-SCA: Fase 14 – amplitud: 35.00 mm.....	86
Figura 6.30. MDL02-R-SCA: Fase 15 – amplitud: 40.00 mm.....	86
Figura 6.31. MDL03-R-SCA: Fase 01 – amplitud: 0.50 mm.....	87
Figura 6.32. MDL03-R-SCA: Fase 02 – amplitud: 0.80 mm.....	87
Figura 6.33. MDL03-R-SCA: Fase 03 – amplitud: 1.00 mm.....	87
Figura 6.34. MDL03-R-SCA: Fase 04 – amplitud: 1.50 mm.....	88
Figura 6.35. MDL03-R-SCA: Fase 05 – amplitud: 2.00 mm.....	88
Figura 6.36. MDL03-R-SCA: Fase 06 – amplitud: 3.00 mm.....	88
Figura 6.37. MDL03-R-SCA: Fase 07 – amplitud: 4.50 mm.....	89
Figura 6.38. MDL03-R-SCA: Fase 08 – amplitud: 6.00 mm.....	89
Figura 6.39. MDL03-R-SCA: Fase 09 – amplitud: 8.50 mm.....	89
Figura 6.40. MDL03-SCA-LR: Fase 10 – amplitud: 12.00 mm.....	90
Figura 6.41. MDL03-R-SCA: Fase 11 – amplitud: 16.50 mm.....	90
Figura 6.42. MDL03-R-SCA: Fase 12 – amplitud: 23.50 mm.....	90
Figura 6.43. MDL03-R-SCA: Fase 13 – amplitud: 30.50 mm.....	91
Figura 6.44. MDL03-R-SCA: Fase 14 – amplitud: 35.00 mm.....	91
Figura 6.45. MDL03-R-SCA: Fase 15 – amplitud: 40.00 mm.....	91
Figura 6.46. Estado final post-ensayo MDL01-R-SCA.....	92
Figura 6.47. Procedimiento de auscultación de los muros reparados y reforzados posterior al ensayo.....	93
Figura 6.48. Fallas encontradas en el MDL 01 luego de la auscultación.....	93
Figura 6.49. Estado final post-ensayo MDL02-R-SCA.....	94
Figura 6.50. Estado final post-ensayo MDL03-R-SCA.....	95
Figura 6.51. Muro de ductilidad limitada MDL01R V-D1.....	100
Figura 6.52. Muro de ductilidad limitada MDL02R V-D1.....	101
Figura 6.53. Muro de ductilidad limitada MDL03R V-D1.....	102
Figura 6.54. Envolvente de los tres muros reparados.....	103
Figura 6.55. Comparación de la degradación de rigidez entre el MDL-LR vs MDL-R (Rigidez Lateral vs Desplazamiento y % degradación vs Desplazamiento).....	104
Figura 7.1. Descripción de material concreto para el modelo numérico.....	107

Figura 7.2. Descripción de material acero para el modelo numérico.....	108
Figura 7.3. Modelo numérico del MDL.....	109
Figura 7.4. Esfuerzos del concreto en el muro modelado.....	111
Figura 7.5. Esfuerzos del acero en el muro modelado.....	112
Figura 7.6. Desplazamientos del sistema modelado.....	114
Figura 7.7. Curva de capacidad MDL modelo numérico.....	114
Figura 7.8. Comparativo curva promedio MDL experimental vs Modelo Abaqus....	115
Figura 7.9. Curva capacidad muros reforzados MDL 01R, 02R y 03R.....	117
Figura 7.10. Comparación MDL Promedio vs MDL-R Promedio.....	118



CAPÍTULO 1

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1.1. INTRODUCCIÓN

Hoy en día el concreto armado es uno de los materiales más usados en la construcción, en los últimos años se ha masificado la construcción de edificaciones y cada vez se pretende encontrar sistemas constructivos que sean más rápidos de construir, pero manteniendo los estándares sismorresistentes adecuados.

El boom constructivo ha permitido a las distintas clases sociales del país poder tener la posibilidad de obtener el sueño de la casa propia. Es así que el Estado ha promovido mediante sus distintos programas de Techo Propio o Mi Vivienda la compra de departamentos que se encuentran diseñados especialmente para las clases C y D. Así es que a partir del año 2001 se comenzó la construcción de numerosos edificios de muros de 100 mm de espesor, motivado principalmente por los bajos costos de acero, concreto y mano de obra, esta propuesta ya tuvo aceptación que trajo consigo viviendas económicas para cubrir el déficit habitacional en nuestro país, pero no existía una normativa.

Estos muros de espesores reducidos son complicados confinar sus extremos con estribos a corto espaciamiento o usar doble malla de refuerzo y se les denomina Edificios con Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).

Los muros de ductilidad limitada son básicamente elementos delgados de concreto sin confinamiento susceptibles a fisurarse por deformaciones en un sismo. Incluso durante el proceso constructivo pueden presentarse fisuras, por ello las constructoras ya han adoptado el uso de las fibras en los muros de ductilidad limitada. Las fibras de polipropileno controlan el agrietamiento del concreto en estado plástico entre un 80% a 100%, mejorando el comportamiento en compresión y flexión, la resistencia al impacto en estado fresco y endurecido.

A fin de poder obtener información del comportamiento estructural de estos sistemas de construcción, se realiza ensayos de laboratorio de muros a escala real en donde, los especímenes a ensayar son sometidos a una carga lateral cíclica con desplazamiento controlado. De esta manera se simula el efecto del sismo en nuestros 03 muros. A este proceso se denomina Ensayo a Carga Lateral Cíclica. En donde la información que se obtiene es brindada mediante una serie de dispositivos electrónicos colocados debidamente en el interior del muro denominados LVDT (Linear Variable Differential Transformer), que son transformadores eléctricos que mide desplazamientos.

Actualmente existen diversas técnicas y productos utilizados para la reparación de muros de concreto armado, pueden ser reparados mediante inyecciones epóxicas, reemplazados por nuevas estructuras o quizá aumentando la sección de los elementos estructurales; la elección del tipo de reparación usada dependerá del daño producido en el muro y de la inversión que se requiere hacer en él, vale decir, el tema socio – económico es muy importante también.

De acuerdo a los niveles de daño obtenidos en los ensayos de laboratorio se opta por reparar los muros mediante inyección epóxica. Este tratamiento de las fisuras será explicado en la presente tesis.

Asimismo, aparte de la reparación de fisuras que se realizará se reforzarán los muros que ya han sido ensayados mediante un sistema denominado ferrocemento. En

nuestro caso el ferrocemento que usaremos consistirá en un enmallado de alambre conocido como malla electrosoldada combinado con mortero.

Considerando el buen desempeño que ha tenido el refuerzo de malla electrosoldada en distintas estructuras tanto en ductilidad como en resistencia se plantea dicho reforzamiento. Asimismo, debido a la baja ductilidad que presentan estos muros en sus extremos se plantea colocar un mayor reforzamiento en dichos elementos de borde.

El Estado en convenio con SENCICO (Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción) está invirtiendo en este proyecto de investigación que se realizó en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la Pontificia Universidad Católica de Perú (LEDI – PUCP) para analizar el comportamiento de estos sistemas de construcción MDL. Se desea obtener la información necesaria mediante los ensayos ante carga lateral cíclica, para proponer un sistema de reparación y refuerzo a los muros de concreto armado de corto espesor construidos hasta la fecha en nuestro país, por los daños que puedan producirse ante un eventual sismo.

1.2. OBJETIVOS

Objetivo general:

Proponer una técnica de reparación y reforzamiento en Muros de 100 mm validada numérica y experimentalmente mediante ensayo de laboratorio. La validación experimental consistirá en ensayos de carga lateral cíclica de muros de concreto de 100 mm de espesor a escala natural.

Objetivos específicos:

- Realizar la caracterización de la tipología de Muros de Ductilidad Limitada a través de un modelo representativo a escala natural en el laboratorio.
- Analizar el comportamiento estructural de tres muros ante carga lateral cíclica sin carga vertical hasta un nivel de daño asociado al límite de reparación.
- Proponer una metodología de trabajo en temas de reforzamiento y reparación para sistemas de Muros de Ductilidad Limitada ante un evento sísmico.

1.3. ALCANCES

Con el desarrollo de la presente investigación se busca aportar información sobre el comportamiento sísmico del sistema estructural de Muros de Ductilidad Limitada con fibras de polipropileno mediante ensayos experimentales que nos permitirán estimar los estados límites de daño. Además, se propone una técnica de reparación y reforzamiento post sismo.

Actualmente la Norma Técnica Sismorresistente (E.030-2018) ha restringido la construcción de las edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada a un máximo de 08 pisos sin la posibilidad de poder ser usado en sistemas mixtos, ello debido a que no se cuenta con experiencia sísmica en esta tipología de edificaciones.

En ese sentido, los resultados del trabajo de investigación se van a restringir a todas las edificaciones que presentan el sistema estructural de Muros de Ductilidad Limitada con malla dúctil, para sus posibles reparaciones en caso de la ocurrencia de un eventual sismo.

Es importante esta descripción última, puesto que en la norma E.060-2009 “Concreto Armado” en el punto 21.10.1 se indica que en los muros de ductilidad limitada podrán usarse mallas electrosoldadas de alambres corrugados como refuerzo repartido.” En tal sentido, nuestra tesis se ajusta a EMDL con malla dúctil repartido en su interior.

1.4. HIPÓTESIS

En la presente investigación se pretende aportar información sobre el comportamiento sísmico del sistema estructural de Muros de Ductilidad Limitada con fibras de polipropileno y malla dúctil mediante ensayos experimentales que nos permitirán estimar los estados límites de daño. Además, se propone una técnica de reparación y reforzamiento propuesta en la presente tesis, bajo carga lateral cíclica, que mejoraría el comportamiento estructural de los muros ensayados.

1.5. METODOLOGÍA

En esta tesis se busca una propuesta de reparación y reforzamiento de Muros de Ductilidad Limitada con malla dúctil de 100 mm de espesor con ferrocemento; para tal fin, se realizaron ensayos de laboratorios que serán detallados en los siguientes capítulos:

Capítulo 1 – Descripción del Proyecto: En este acápite se detallan los objetivos generales y específicos de la presente investigación, teniendo como finalidad la propuesta de una técnica de reparación y reforzamiento de MDL, validada numérica y experimentalmente. Se tiene como hipótesis que la técnica del ferrocemento ayudará en el reforzamiento de los MDL y presentarán un mejor comportamiento estructural bajo cargas últimas.

Capítulo 2 – Fundamento Teórico: Se detalla la inserción del sistema estructural MDL al mercado peruano. Asimismo, se resumen las investigaciones que se lograron realizar en relación al comportamiento sísmico del sistema MDL en el Perú y cómo estas investigaciones influyeron en el ajuste de los parámetros normativos de la E030 - 2018 Diseño Sismoresistente. Además, se hace mención a las investigaciones realizadas de ferrocemento como técnica constructiva de bajo costo.

Capítulo 3 – Construcción y Ensayos de Muros de Ductilidad Limitada llevados al límite de reparabilidad: En este capítulo se describen las características de los muros de concreto de 100 mm de espesor con malla dúctil ensayados en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas – PUCP. Además, se describe el tipo de ensayo realizado, montaje e instrumentación para cada uno de los muros ensayados, cabe mencionar, que el ensayo fue llevado hasta el límite de reparabilidad según normativa (0.005 de deriva).

Capítulo 4 – Evaluación de los resultados de los ensayos MDL al límite de reparabilidad: Se describirá detalladamente el comportamiento de los MDL ensayados ante carga lateral cíclica. Además, se mostrarán las envolventes de los diagramas de Lazos Histeréticos para cada uno de los muros.

Capítulo 5 – Reparación de fisuras y Reforzamiento de los MDL luego del ensayo de carga lateral cíclica hasta el límite de reparabilidad: Se describirá la técnica propuesta para la reparación de fisuras de los MDL luego de ser ensayados bajo carga lateral cíclica hasta el límite de reparabilidad. Dicha técnica se basa el document FEMA 308 “Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings” (FEMA,

1998). Además, se mostrará la técnica de reforzamiento de los MDL en base a ferrocemento.

Capítulo 6 – Ensayo y evaluación de resultados de los Muros de Ductilidad Limitada llevados a la rotura: Se describe el comportamiento de los MDL reparados y reforzados con las técnicas descritas en el capítulo V, al ser ensayados ante carga lateral cíclica. Además, se mostrará las envolventes de los diagramas de Lazos Histeréticos para cada uno de los muros.

Capítulo 7 – Evaluación de la respuesta de los muros ensayados mediante elementos finitos: Se realizó un modelo numérico del MDL con la finalidad de comparar resultados teóricos con los experimentales.

Capítulo 8 – Conclusiones y recomendaciones: Se muestran los alcances finales de la investigación, conclusiones y posibles recomendaciones para los estudios posteriores que se vayan a realizar.



CAPÍTULO 2

FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. INTRODUCCIÓN

Desde el año 2001 se ha venido construyendo en el Perú numerosos edificios de mediana altura estructurados con muros de concreto armado de 100 mm de espesor, cuyo refuerzo en el alma ha estado conformado por malla electrosoldada y cuyos extremos de muro están reforzadas con aceros verticales convencionales. En ese sentido, debido a la gran demanda constructiva entorno a edificios bajo el sistema MDL (muros de ductilidad limitada), sobre todo en las clases C y D debido al costo bajo de su fabricación, es que tomó vital importancia realizar investigaciones para conocer el comportamiento estructural de dichos muros.

En relación al sistema constructivo de MDL puede tratarse como un sistema industrializado y de rápida construcción, debido a la ausencia de vigas y columnas, ya que la edificación cuenta únicamente con muros de concreto, losas de entrepiso y cimentación, trayendo consigo muchas ventajas en relación a temas económicos y tiempos en procesos constructivos. Asimismo, el sistema MDL presenta un doble comportamiento, para soportar cargas verticales y para soportar fuerzas sísmicas.

2.2. ESTADO DEL ARTE

Debido a la reciente aparición por aquellos años, en el Perú no existió información acerca del comportamiento sísmico de los sistemas de muros de ductilidad limitada. Debido a la deficiencia de información referida para los sistemas de muros de ductilidad limitada, es que se realizaron investigaciones en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas PUCP por el Ing. Ángel San Bartolomé.

2.2.1. Investigaciones previas del comportamiento estructural de los sistemas de Muros de Ductilidad Limitada (MDL)

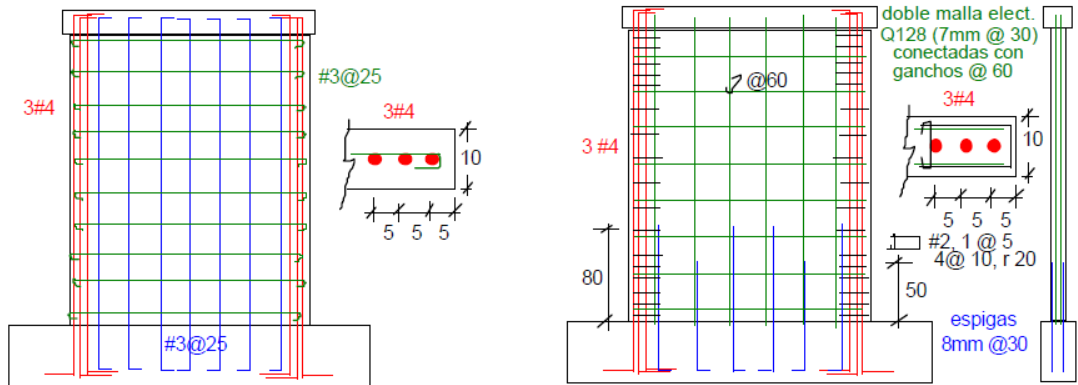
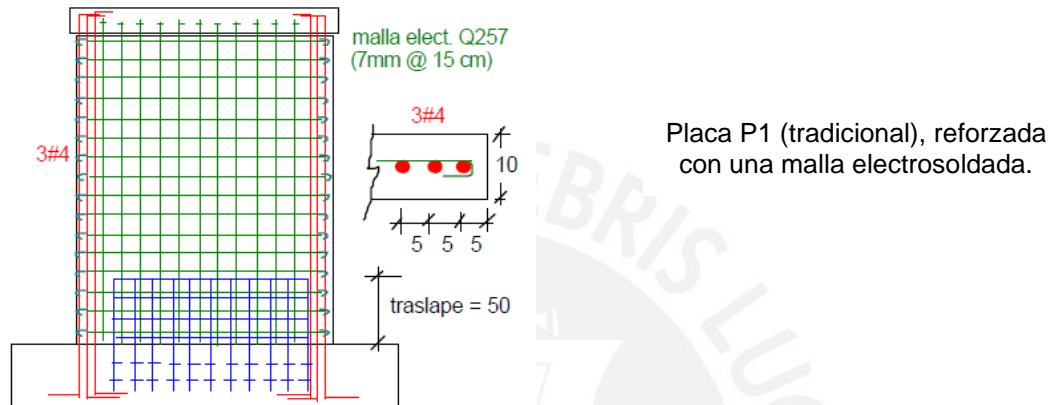
La primera investigación realizada consistió en determinar el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras en el rango inelástico, de tal manera que se llegue a precisar de manera experimental el factor de reducción de fuerzas sísmicas (R) como aporte para la Norma Sísmica Peruana NTE 0.30.

La investigación consistió en ensayos de carga lateral cíclica a placas de concreto con las mismas características geométricas (2000 mm de largo por 2400 mm de alto y 100 mm de espesor).

La placa P1 se encontró reforzada con malla electrosoldada Q257 (7mm @ 150 mm) en el alma del muro y 3 ϕ 1/2" en cada uno de sus extremos. La placa P2 se encontró reforzada con en el alma con ϕ 3/8" @250 mm y 3 ϕ 1/2" en cada uno de sus extremos. La placa P3 se encontró reforzada con doble malla electrosoldada Q128 (7mm @300 mm) y 3 ϕ 1/2" en cada uno de sus extremos.

Dentro de las conclusiones para la presente investigación se indica que, para muros de ductilidad limitada de espesor de 100 mm, el recubrimiento de apenas 10 mm dificulta el problema de vaciado de concreto por lo que originó cangrejeras en toda la altura. Ello se advirtió que la placa P3 obtuvo una menor rigidez lateral inicial (28% menos que P1 y P2) por los defectos constructivos antes mencionados.

De manera conservadora, se menciona que, se considera conveniente que los desplazamientos de los entrepisos de un edificio no sean mayores a 12.5mm, valor equivalente a una deriva máxima de 0.005. Y para efectos de diseño de carga última debería adoptarse un factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas $R=3$, valor asociado a la distorsión máxima de 0.005. Asimismo, se encontró que la falla por deslizamiento encontrada es muy peligrosa, más aún cuando se tiene una sola línea de refuerzo en el alma del muro de concreto. En ese sentido, el efecto cíclico del sismo puede terminar triturando la base del muro, como se dio en edificios de concreto armado en Chile en el terremoto de 1985.

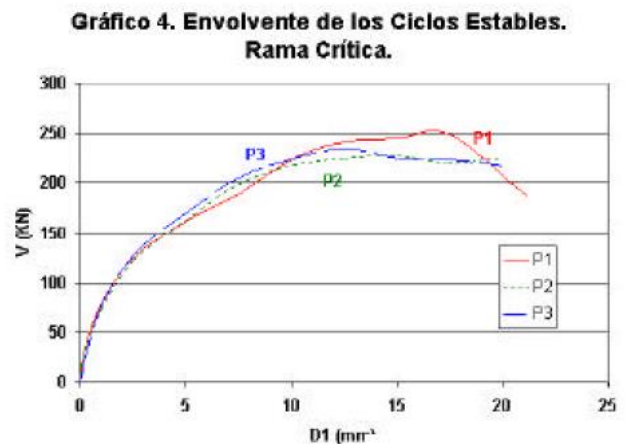
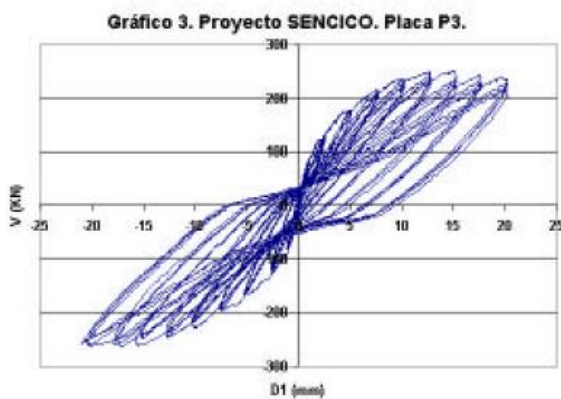
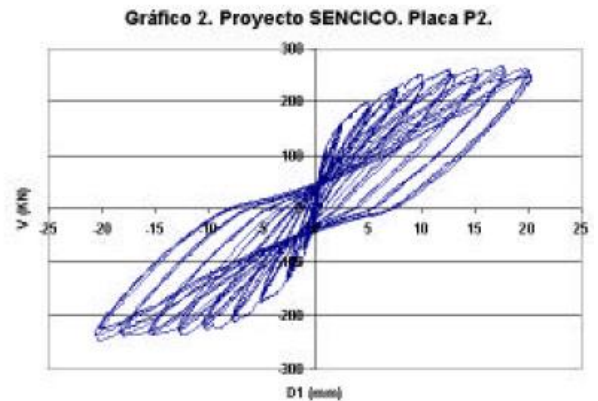
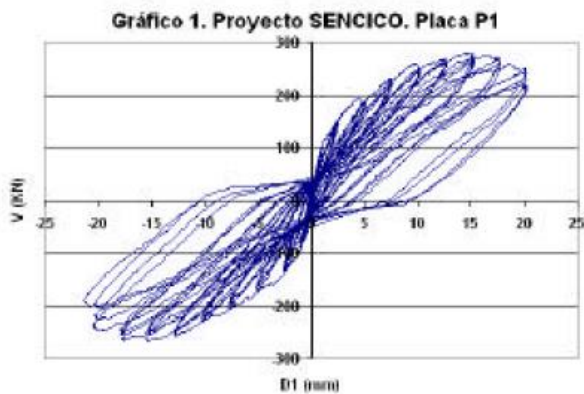


Placa P2, reforzada con una malla dúctil.

Placa P3, con doble malla electrosoldada y confinamiento en los extremos. Las espigas, de 8 mm de diámetro, son de acero convencional reforzada con una malla electrosoldada.

Fig. 2.1. Elevación de muros de concreto ensayados para la primera investigación en MDL.
Fuente: "Comportamiento sísmico de placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas". SENCICO – PUCP". (SAN BARTOLOMÉ, Ángel, Alejandro MUÑOZ, Mariela VILLAGARCÍA y Claudia ACUÑA, 2003)

A continuación, se presenta los gráficos obtenidos de la investigación:



La segunda investigación realizada consistió en controlar la falla por deslizamiento en placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas. Se realizaron ensayos de carga lateral cíclica a 03 placas de concreto con las mismas características geométricas (2000 mm de largo por 2400 mm de alto y 100 mm de espesor), así como la misma cuantía de refuerzo vertical y horizontal: Q257. La placa P1 presentó una junta losa con la cimentación con longitud de traslape de refuerzo vertical de 500 mm, mientras que la placa P2 y P3 tuvieron longitud de traslape de refuerzo vertical de 800 mm, con la diferencia que la placa P3 tuvo el doble de espigas que P2. El refuerzo utilizado en la zona de traslape de refuerzo vertical central para la placa P1 fue malla electrosoldada, mientras que para las placas P2 y P3 se utilizaron espigas de acero convencional ($f_y=41.19$ MPa).

Dentro de las conclusiones que se encontraron en la investigación es que el vaciado del concreto desde una altura importante de 2400 mm es la principal causa de la segregación del concreto, ello hace que debilite la base de los muros. Asimismo, se encontró que para evitar la falla por deslizamiento en las placas de concreto se recomiendan que no superen los 12.5 mm, lo que equivale a una deriva de 0.005, en ese sentido, el factor de reducción sísmica usado sería $R=3$. Y para el caso que se agreguen espigas de acero dúctil en el encuentro de muro con cimentación, se podría admitir distorsiones angulares máximas o iguales a 0.007, lo que conllevaría a usar un factor de reducción de fuerzas sísmicas $R=4$.

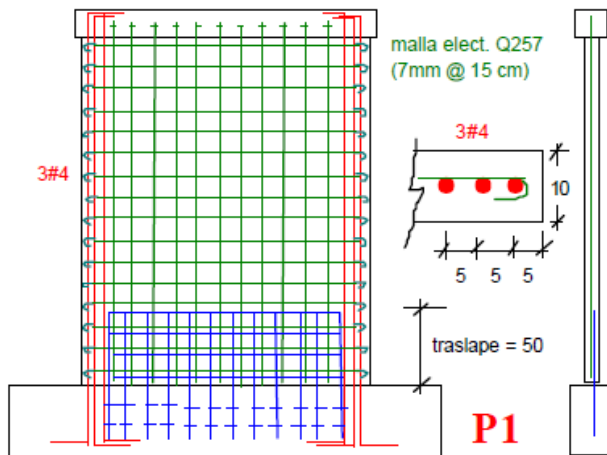


Fig. 2.2. Elevación de muros de concreto ensayados para la segunda investigación en MDL. Refuerzo empleado en la placa P1 (imagen superior) y Refuerzo empleado en la placa P2 y P3 (imagen inferior).

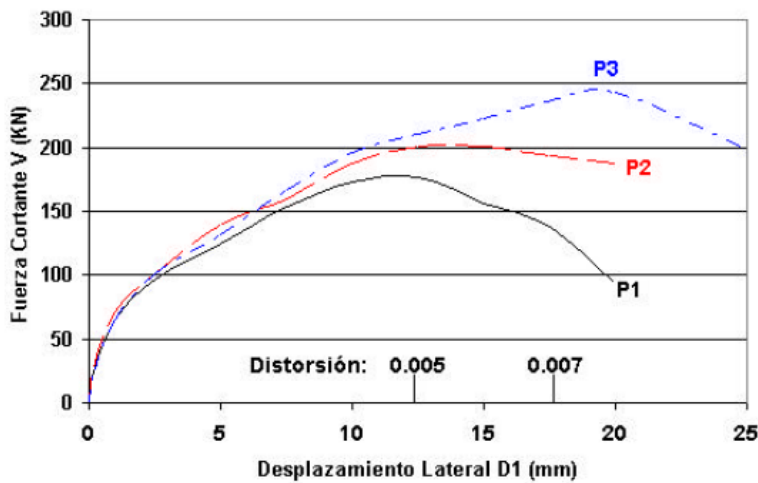
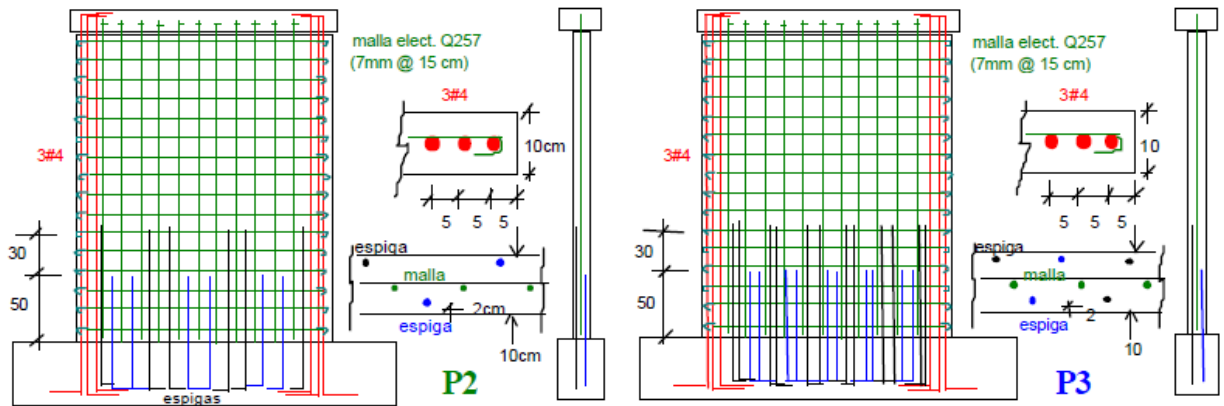


Fig. 2.3. Envolvente V-D1: 2da investigación

Fuente: "Control de falla por desplazamiento en las placas reforzadas con mallas electrosoldadas. SAN BARTOLOMÉ, Ángel, Alejandro MUÑOZ, Georgina MADUEÑ y Rolando CAVER, 2003)

La tercera investigación realizada consistió en analizar el comportamiento a carga lateral de muros delgados de concreto reforzados con malla electrosoldada y acero dúctil. Se realizaron ensayos a carga lateral monotónicamente a 04 muros de iguales dimensiones y refuerzo vertical dúctil colocado en los extremos, la variante se dio en el alma del muro, ya que, se colocó la mínima cuantía reglamentaria para unos casos y para otros el doble de la mínima considerando refuerzo con malla electrosoldada y acero dúctil respectivamente para cada caso de variante de cuantía, según el cuadro siguiente:

Tabla 2.1. Características de muros ensayados ME (malla electrosoldada) y RD (refuerzo dúctil).

Características de los Muros			
Muro	Dimensiones (mm)	Refuerzo vertical dúctil en extremos	Cuantía de refuerzo interno (*)
Malla Electrosoldada 1 (ME1)	2000x1900x100	3 ϕ 5/8"	0.0025: Q257 (7mm@150mm)
Refuerzo Dúctil 1 (RD1)	2000x1900x100	3 ϕ 5/8"	0.0025: 8mm@195mm)
Malla Electrosoldada 2 (ME2)	2000x1900x100	3 ϕ 5/8"	0.0050: Q503 (8mm@100mm)
Refuerzo Dúctil 2 (RD2)	2000x1900x100	3 ϕ 5/8"	0.0050: 8mm@100mm

Fuente: "Comportamiento a carga lateral de muros delgados de concreto reforzados con malla electrosoldada y acero dúctil." (Ángel San Bartolomé, 2006)

La conclusión más resaltante de la investigación es que se debería revisar la prohibición del empleo de mallas electrosoldadas en el tercio inferior de la altura de los edificios de ductilidad limitada, ya que, según lo verificado en los ensayos experimentales el comportamiento sísmico de los muros reforzados con malla electrosoldada resultó similar al caso en el que se utilizan aceros dúctiles de refuerzo bajo las mismas cuantías.

La cuarta investigación realizada consistió en el estudio experimental de los dos criterios del American Concrete Institute (ACI) empleados para confinar los bordes de los muros de concreto armado. El requerimiento de confinar los muros de concreto armado se especifican en el ACI: criterio de desplazamientos y criterio de esfuerzos. Se realizaron en el laboratorio ensayos de carga lateral cíclica manteniendo constante la carga vertical de 02 muros: uno con confinamiento en sus extremos y el otro sin confinar sus extremos.

Las conclusiones que se obtuvieron en relación al análisis experimental son las siguientes: 1. Las resistencias experimentales de los muros no tuvieron variación entre sí (menor al 5%). 2. El comportamiento inelástico del muro no confinado fue mejor que el del muro confinado. 3. Los dos muros, confinado y no confinado en su extremo, sobrepasaron la distorsión especificada en la Norma E030 – 2006 (deriva=0.005) sin que se produzcan fallas indeseables, por lo que no sería necesario confinar los extremos.

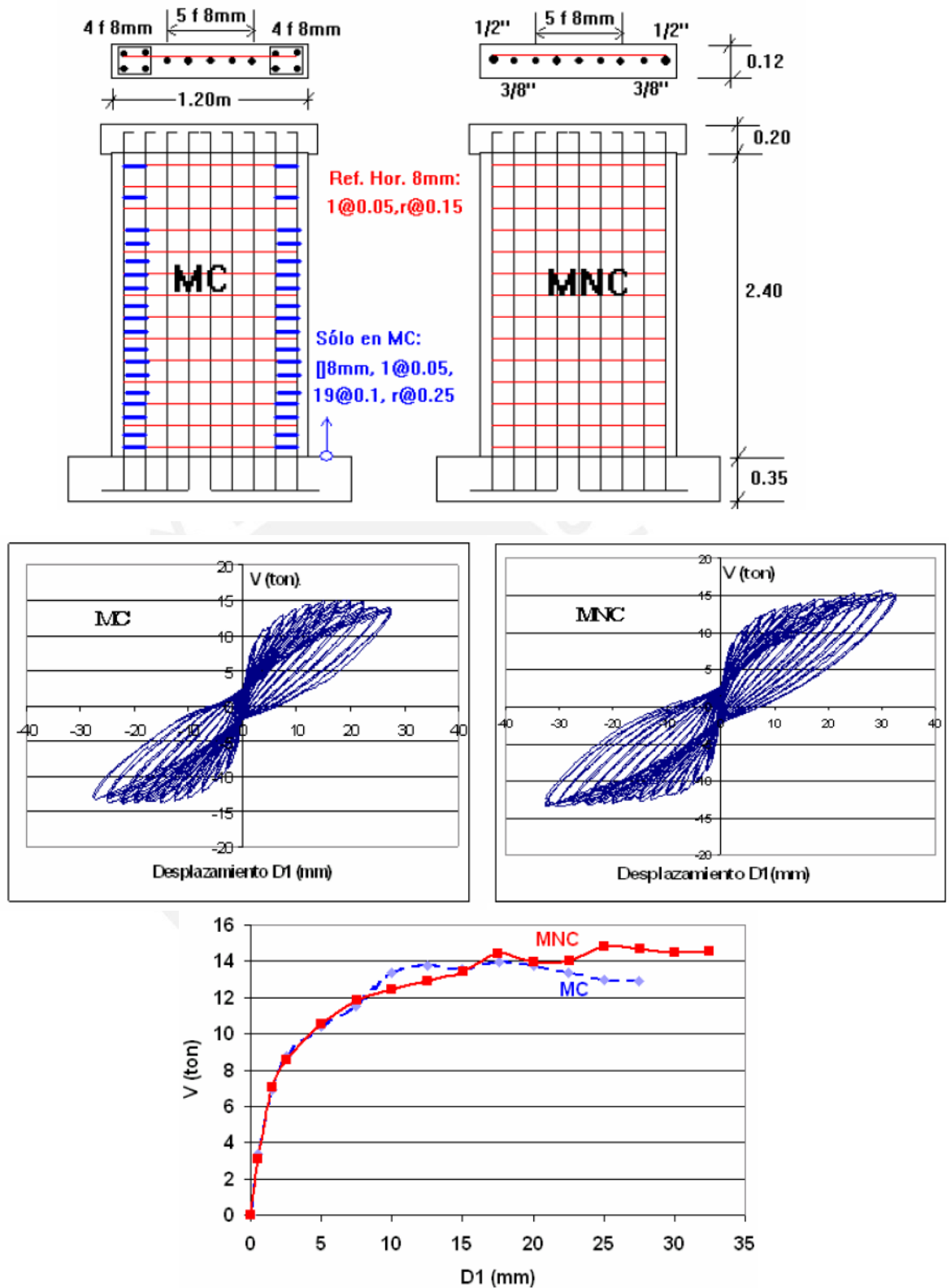


Fig. 2.4. Características de muros ensayados MC (muro confinado) y MNC (muro no confinado).

Fuente: "Estudio experimental de los dos criterios del ACI empleados para confinar los bordes de los muros de concreto armado". (SAN BARTOLOMÉ, Ángel, Luis Ángel ROJAS, José Iván KOO, 2007)

2.2.2. Investigaciones previas sobre el Ferrocemento

El ferrocemento es un material que se encuentra conformado por mallas de acero de pequeño diámetro que se encuentran inmersas en una mezcla de mortero rica en cemento, es decir, conformada por gran cantidad de cemento en comparación con los agregados finos.

De acuerdo al informe “El Ferrocemento en la construcción de viviendas [5], uno de los primeros trabajos realizados fue encargado por la Gerencia de Investigación y Normalización de SENCICO, en donde en el año 2003 se presentó el proyecto “Aplicación del Ferrocemento en la Construcción de Edificios de muy Bajo Costo” del Ing. Juan Francisco Ginocchio, la propuesta del prototipo fue ensayada en el Laboratorio de Estructuras (LEDI) de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Los resultados de la propuesta ensayada tuvieron resultados alentadores.

En el año 2005 se decidió ampliar el estudio del ferrocemento para aplicación en techos, mediante el proyecto “Uso del ferrocemento en Techos y Entrepisos” [6]. Los ensayos propuestos para la investigación antes mencionada contemplaron: Ensayo de tensión sobre la malla según la Norma ASTM A370-02 y E8M-01 en las direcciones longitudinal y transversal. Ensayo a flexión según la Norma ASTM C947 Test Method for Flexural Properties of Thin-Section-Glass-Fiber-Reinforced Concrete junto con la Norma ASTM C1018 Standard Test Method for Flexural Toughness. Ensayo de Compresión sobre el mortero según la Norma ASTM C109 Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars. Se realizaron los ensayos y análisis de las secciones de ferrocemento de acuerdo al código ACI, obteniéndose valores superiores en resistencia del compuesto de ferrocemento en comparación a las pautas seguidas por el ACI.

De acuerdo a los ensayos realizados en laboratorio se buscó desarrollar técnicas de construcción sencillas para sistemas de entrepiso y techos de ferrocemento, considerando únicamente esfuerzos de flexión. Los resultados entorno a la investigación realizada resaltó la ventaja económica de la construcción de entrepiso con ferrocemento. Asimismo, el análisis de las secciones de ferrocemento mostró que los resultados de las pruebas de resistencia a flexión superaron los valores previstos considerando el diseño ACI, por lo que se concluyó que el diseño y pautas del ACI para este tipo de material es bastante conservador; además, el comportamiento estructural a solicitaciones de flexión de las secciones de ferrocemento es óptimo. Asimismo, se encontró que las ventajas más resaltantes del uso del ferrocemento es el costo bajo del mismo que depende directamente de la malla de refuerzo y para su construcción no es necesario mano de obra calificada o especializada.

Entre los años 2009 y 2010 se realizó el proyecto “Desarrollo del Ferrocemento en la construcción de vivienda” - Primera Etapa, de tal manera que pueda conocer el comportamiento mecánico de paneles simples y dobles a escala natural con altura $h=2.40m$, ante solicitaciones típicas de viviendas, tales como, compresión axial, compresión diagonal y corte cíclico. Los ensayos fueron realizados en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP cuyas conclusiones que se tuvieron fue que los paneles ensayados a carga lateral cíclica tuvieron un desempeño satisfactorio con altos valores de rigidez y de resistencia cumpliendo con amplitud la capacidad sísmica requerida de acuerdo a normatividad.

Tabla 2.2. Ensayos realizados en el Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad del Perú.

ENSAYOS	NUMERO DE ESPECÍMENES A ENSAYAR	DIMENSIONES DEL ESPÉCIMEN
Compresión Axial en paneles de ferrocemento	04 (02 individual) 02 (panel doble)	Ancho 0,60 m Altura 2,40 m Espesor 0,04 m
Compresión diagonal en placas de ferrocemento	03 (placas)	Ancho 0,65 m Altura 0,65 m Espesor 0,04 m
Carga Lateral	04 (02 paneles individuales Y 02 en paneles dobles)	Ancho 1,20 m Altura 2,40 m Espesor 0,04 m

Fuente: "Desarrollo del Ferrocemento en la construcción de viviendas" (QUIUN Daniel y Jesús CARPIO, 2010)

Seguidamente a la investigación anterior en el año 2011, la Gerencia de Investigación y Normalización de SENCICO, realizó el proyecto "Desarrollo de Ferrocemento en la Construcción de Viviendas, Segunda Etapa". Para esta investigación se usó mezcla de cemento: arena 1:2 proporción en peso igual al tipo de mezcla usado para la primera etapa. Las mallas electrosoldadas usadas como refuerzo del ferrocemento fueron cocadas de $\frac{3}{4}$ "x $\frac{3}{4}$ " por 0.75mm de espesor de filamento. Los espesores de los paneles ensayados fueron de 2.5cm y 3.0cm. Además, se realizó a escala natural la construcción de módulos formados con paneles cerrados de ferrocemento y se ensayaron bajo cargas laterales. Según los resultados obtenidos la ductilidad global encontrada entre el desplazamiento de falla y el desplazamiento "límite elástico" es razonable=4.

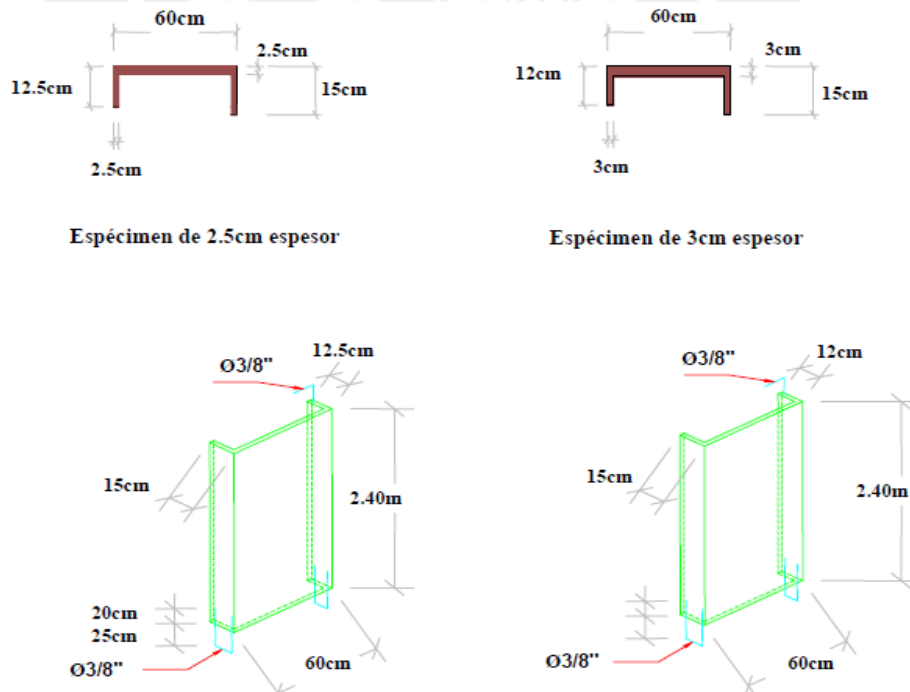


Fig. 2.5. Paneles, arreglo y dimensiones.

Fuente: "Desarrollo del Ferrocemento en la construcción de viviendas" Segunda Etapa. SENCICO, Gerencia de Investigación y Normatividad. (QUIUN Daniel y Jesús CARPIO, 2011).

En el año 2005 se realizó en la Universidad Austral de Chile una investigación relacionada a la reparación y reforzamiento de muros de concreto mediante el sistema del ferrocemento. La investigación consistió en el análisis experimental de 06 especímenes de concreto sometidos a ensayos destructivos de compresión diagonal hasta llegar a la carga de rotura y la deformación asociada a ello. Posteriormente se procedió a reparar cada uno de los especímenes utilizando ferrocemento aplicando dicho procedimiento por ambas caras de los especímenes. Considerando que en el país vecino de Chile se han realizado construcciones diversas de hormigón en viviendas sociales y privadas, resulta importante encontrar técnicas y métodos de reparación que otorguen resultados aceptables al menor costo y de fácil aplicación. En ese sentido, se realizaron 06 muretes de prueba de concreto armado con mallas de acero C139 cuyo diámetro es 4.2mm para la malla transversal y longitudinal. Asimismo, se usó como reforzamiento el ferrocemento que consistió en una armadura de malla electrosoldada de cocada cuadrada de $\frac{3}{4}$ " y con un mortero de relación cemento:arena 2:1. Los muretes ensayados tuvieron las siguientes medidas 500 x 500 x 100 mm. De acuerdo a los resultados obtenidos en la investigación mencionada, se encontró que el reforzamiento de ferrocemento realizado a los muretes de concreto armado obtuvo mayor resistencia y ductilidad con un porcentaje de recuperación de resistencia del 153% (aumento del 53%). Además, el ferrocemento resistió de manera efectivo los esfuerzos producidos durante la etapa de carga, produciéndose pequeñas micro fisuras durante toda la etapa de carga hasta el momento de la rotura, diferenciándose del caso del murete de concreto armado, en donde, las grietas empezaron a aumentar de tamaño en periodos cortos de carga hasta llegar a la rotura. En este caso, la reparación que se le dio a los muretes ensayados fue en base al propio mortero del ferrocemento.

2.2.3. Investigaciones sobre Muros de corte de concreto armado

En el año 2008 se publicó el paper de investigación "Ensayos dinámicos de muros de concreto con relación de aspecto igual a uno" [9], en donde se presentaron los resultados de cuatro prototipos de muros de concreto ensayados en mesa vibradora. Las variantes para cada muro ensayado fueron el tipo de concreto (peso normal y celular), la cuantía usada (0.125 y 0.25%) y el tipo (barras corrugadas y malla de alambre electrosoldado). Los espesores de los muros que conformaron los prototipos fueron de 10cm con una altura de muro de 2.40m con una resistencia nominal de concreto de 14.7 MPa.

Los cuatro prototipos tuvieron características constructivas diferentes y fueron ensayados en la mesa vibradora y bajo carga lateral cíclica reversible.

Tabla 2.3. Refuerzo de muros ensayados en mesa vibradora

No.	Muro	Concrete	Alma ¹	$\rho_v = \rho_h$ (%)	Extremos (flexión)	ρ (%)	Extremos (estribos)	ρ_s (%)
36	MCN50mD	Normal	malla 6x6-8/8	0.11	6 # 5	0.81	E # 2@180 mm	0.43
37	MCN100D	Normal	#3 @ 320 mm	0.28	8 # 5	1.08	E # 2@180 mm	0.43
38	MCC50MD	Celular	malla 6x6-8/8	0.11	6 # 5	0.81	E # 2@180 mm	0.43
39	MCC100D	Celular	#3 @ 320 mm	0.28	6 # 5	1.08	E # 2@180 mm	0.43

Fuente: "Ensayo de muros de concreto con diferente relación de aspecto y bajas cuantías de refuerzo para uso de vivienda" (FLORES, Leonardo y otros, 2007)

De acuerdo a los análisis de los resultados experimentales se concluyó que los muros que tuvieron el 50% de la cuantía mínima de refuerzo y utilizando las mallas de alambre electrosoldado mostraron capacidad de esfuerzo cortante comparable con la de los muros reforzados con el 100% de dicha cuantía. En ese sentido, según se indica en el paper, es posible el uso de muros reforzados con malla electrosoldada en vivienda de concreto donde las demandas de desplazamiento no son un factor importante para el diseño.

Tabla 2.4. Estado de daño y sus correspondientes métodos de reparo [10]

ID	Damage States	Method of Repair (MoR)
DS1.1	Initiation of cracking	Cosmetic repair (MoR-1)
DS1.2	Initiation of flexural cracking	
DS1.3	Initiation of shear cracking	
DS1.4	Maximum measured crack widths less than 0.02 in. (0.5 mm)	
DS2.1	Initiation of yielding in horizontal web reinforcement	Epoxy injection (MoR-2)
DS2.2	Initiation of yielding in vertical web reinforcement	
DS2.3	Initiation of yielding in vertical boundary element reinforcement	
DS2.4a	Maximum measured shear crack widths larger than 0.02 in (0.5 mm) but less than 0.12 in. (3 mm)	
DS2.5a	Maximum measured flexural crack widths larger than 0.02 in (0.5 mm) but less than 0.12 in. (3 mm)	
DS2.5b	Maximum measured shear crack widths larger than 0.04 in (1.0 mm) but less than 0.12 in. (3 mm)	
DS3.1	Concrete crushing at the compression toes / initiation of crushing in the wall web	Partial wall replacement (MoR-3)
DS3.2	Vertical cracking in the toe regions of the web	
DS3.3	Buckling of boundary element vertical reinforcement	
DS3.4	Flexural crack widths exceeding 0.12 in. (3 mm)	
DS4.1	Initiation of sliding	Wall replacement (MoR-4)
DS4.2	Wide diagonal cracks	
DS4.3	Widespread crushing of concrete	
DS4.4	Reinforcement fracture	
DS4.5	Shear crack widths exceeding 0.12 in (3 mm)	

Fuente: Tabla extraída de “Performance-Based Assessment and Design of Squat Reinforced Concrete Shear Walls” (CEVET Gulec y Andrew WHITTAKER, 2009)

2.3. **NORMATIVA PERUANA**

La normativa peruana que nos brinda información acerca de los Muros de Ductilidad Limitada es La Norma E030 “Diseño Sismorresistente” 2018 [11] y la Norma E.060 “Diseño de Concreto Armado” 2009 [12].

A continuación, brindaremos alcances puntuales de lo que nos indican estas normativas para este tipo de estructuras:

- Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”
 - Las Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada se caracterizan por tener un sistema estructural en el cual las cargas sísmicas y de gravedad se encuentran dadas por los muros de concreto de espesor reducido, en los que se prescinden de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa.
 - Este sistema se puede construir como máximo ocho (08) pisos.
 - En la tabla N°07 “Sistema Estructurales” se considera como Coeficiente Básico de Reducción R_o para estructuras de Muros de Ductilidad Limitada igual a 4.
 - De acuerdo a la Tabla N°11 la máxima distorsión de entrepiso para Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada es 0.005 (deriva máxima de entrepiso)
- Norma E.060 “Diseño en Concreto Armado”
 - Se define a los Muros de Ductilidad Limitada como elementos estructurales de espesores reducidos, donde se prescinden de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola hilera.
 - En el capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico”, ítem 21.9.3 “Muros”, se indica que el espesor mínimo del alma para el sistema estructural de muros de ductilidad limitada no deberá ser menor de 100 mm.
 - En el ítem 21.10 “Edificaciones con Muros de Ductilidad Limitada” se indica que la resistencia a compresión del concreto deberá ser como mínimo de 17 MPa. Además, se podrá usar mallas electrosoldadas de alambres corrugados como refuerzo repartido, con tal que se cumpla con las especificaciones del “Standard Specification for Steel Welded Wire Reinforcement Deformed for Concrete” (ASTM A 497M) y en donde las intersecciones soldadas no deben ser espaciadas en más de 400 mm.
 - En el ítem 21.10.2.4 se indica que en todos los casos el refuerzo concentrado en los extremos de los muros, tanto el acero longitudinal como transversal deberá ser corrugado que cumpla con las disposiciones de ASTM A 706M. Sin embargo, la norma también permite el empleo de acero de refuerzo ASTM A 615M, grados 280 y 420 bajo las siguientes consideraciones:
 - ✓ La resistencia real de fluencia (obtenida de ensayos de laboratorio) no sea mayor que el esfuerzo de fluencia especificado f_y , en más de 125 MPa.
 - ✓ La relación entre la resistencia de tracción (f_u) y el esfuerzo de fluencia (f_y) medida en laboratorio, no sea menor de 1.25.

CAPÍTULO 3

CONSTRUCCIÓN Y ENSAYO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA LLEVADOS AL LÍMITE DE REPARABILIDAD

3.1. INTRODUCCIÓN

La presente investigación consistió en el estudio del comportamiento sísmico de muros de ductilidad limitada de concreto con fibras de polipropileno (resistencia $f_c=17.16$ MPa), es sabido que, las fibras de polipropileno son capaces de controlar el agrietamiento del concreto en estado plástico entre un 80% y 100% mejorando el comportamiento en compresión y flexión.

Se realizó la construcción de nueve (09) muros financiados por SENCICO, que luego fueron sometidos a cargas laterales cíclicas en su plano. La construcción de los muros fue llevada a cabo en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP, de acuerdo a los estándares normativos vigentes. En primera instancia se realizó la construcción de las vigas de cimentación de cada uno de los 09 especímenes: el encofrado, armado y llenado de las vigas de cimentación se realizaron in situ con mano de obra del personal del laboratorio. Después se realizó la extracción de probetas de concreto para la verificación de la resistencia a compresión, así como también el curado respectivo para cada uno de las vigas de cimentación.

Sin embargo, el encofrado de los muros de concreto apoyados sobre la viga de cimentación se realizó con mano de obra calificada debido a que se utilizó encofrado metálico de EFCO (Equipo de Encofrado y Apuntalamiento para la Construcción en Concreto), el personal de la empresa contratista se encargó del traslado e instalación de todos los paneles metálicos para el encofrado.

Para el llenado de los muros de ductilidad limitada se utilizó concreto premezclado UNICON en un solo día de vaciado, de tal manera que se garantizó la uniformidad en la mezcla para cada uno de los muros.

A continuación, se explicará detalladamente desde los materiales utilizados para la construcción de la viga de cimentación hasta la construcción total de los muros de ductilidad limitada.

3.2. MATERIALES UTILIZADOS

1. Acero de refuerzo

El acero de refuerzo utilizado para la construcción de la viga de cimentación y armado de los muros de ductilidad limitada presentan las características descritas en la tabla siguiente:

Tabla 3.1: Características técnicas del Acero Corrugado

Denominación	Fierro Corrugado ASTM A615-Grado 60.	
Descripción	Barras de acero rectas de sección circular, con resaltes Hi-bond de alta adherencia con el concreto.	
Normas Técnicas	Composición Química, propiedades mecánicas y tolerancias dimensionales: - ASTM A615 Grado 60 - Norma Técnica Peruana NTP 341.031 Grado 60. - Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.	
Propiedades Mecánicas	Límite de Fluencia (fy)	4,280 kg/cm2 mínimo 419.72 MPa
	Resistencia a la Tracción (R)	6,320 kg/cm2 mínimo 619.78 MPa
	Relación R/fy	≥1.25

De acuerdo a los lineamientos del ASTM A370 se realizaron los ensayos de tracción de varillas de acero corrugado de 6 especímenes por cada diámetro (1/2" y 3/8") de varilla correspondiente al material utilizado en los muros.

Para el ensayo de tracción se usó la Máquina Universal de Ensayos, la cual aplica una carga axial al espécimen, que permite medir la carga aplicada y la deformación generada en el espécimen.

Tabla 3.2: Esfuerzo de fluencia y último obtenidos para barras de acero 3/8"

Especimen de 3/8"	fy (MPa)	fu (MPa)	fu/fy
Especimen 1	454.55	689.91	1.52
Especimen 2	437.38	692.65	1.58
Especimen 3	443.27	692.56	1.56
Especimen 4	450.13	690.40	1.53
Especimen 5	440.33	692.36	1.57
Especimen 6	451.11	695.99	1.54
PROMEDIO	446.13	692.31	1.55

Tabla 3.3: Esfuerzo de fluencia y último obtenidos para barras de acero 1/2"

Especimen de 1/2"	fy (Mpa)	fu (Mpa)	fu/fy
Especimen 1	432.97	686.57	1.59
Especimen 2	444.74	711.78	1.60
Especimen 3	435.42	687.06	1.58
Especimen 4	433.95	686.18	1.58
Especimen 5	444.25	713.94	1.61
Especimen 6	433.46	685.69	1.58
PROMEDIO	437.47	695.20	1.59

Las barras de acero de 3/8" fueron utilizados para el enmallado interior del muro, mientras que las barras de refuerzo de 1/2" se usaron para los extremos del muro.

De acuerdo a los resultados obtenidos de los ensayos para los seis especímenes de acero corrugado de 3/8" y 1/2" se verifica que se cumple con las especificaciones mínimas que indica la norma E.060, detallado en el punto 2.3 de la presente tesis:

Tabla 3.4: Verificación de las especificaciones para acero estructural según Norma E.060.

Espécimen de 3/8"	fy (MPa)	fu (MPa)	Condición 1: fy-419.72<125	Condición 2: fu/fy>1.25	Conclusión
Espécimen 1	454.55	689.91	34.83	1.52	OK
Espécimen 2	437.38	692.65	17.66	1.58	OK
Espécimen 3	443.27	692.56	23.55	1.56	OK
Espécimen 4	450.13	690.40	30.41	1.53	OK
Espécimen 5	440.33	692.36	20.61	1.57	OK
Espécimen 6	451.11	695.99	31.39	1.54	OK

Espécimen de 1/2"	fy (MPa)	fu (MPa)	Condición 1: fy-419.72<125	Condición 2: fu/fy>1.25	Conclusión
Espécimen 1	432.97	686.57	13.25	1.59	OK
Espécimen 2	444.74	711.78	25.02	1.60	OK
Espécimen 3	435.42	687.06	15.70	1.58	OK
Espécimen 4	433.95	686.18	14.23	1.58	OK
Espécimen 5	444.25	713.94	24.53	1.61	OK
Espécimen 6	433.46	685.69	13.74	1.58	OK

2. Concreto

El concreto es una mezcla de material granular grueso (el agregado) embebido en una matriz de material endurecido (el cemento) que llena los espacios entre las partículas de agregado y las pega unas a otras.

Para la construcción de los nueve muros de ductilidad limitada se respetaron las siguientes Normas ASTM y sus equivalentes Normas Técnicas Peruanas, que rigen el control de calidad del concreto fresco:

- "Toma de muestras del concreto fresco". Normas NTP 339.036 y ASTM C 172.
- "Temperatura del concreto fresco". Norma NTP 339.184 y ASTM C1064.
- "Asentamiento del concreto fresco". Norma NTP 339.035 y ASTM C143.
- "Contenido de aire del concreto fresco". Norma NTP 339.083 y ASTM C231.
- "Elaboración y curado de probetas en el laboratorio". Norma NTP 339.183 y ASTM C192.

El control de calidad del concreto usado para cada uno de los especímenes de los 09 muros de ductilidad limitada, se realizó considerando cada una de las normativas descritas. Los nueve especímenes se repartieron en tres grupos para realizar el vaciado. Cada viga de cimentación tuvo una denominación. El primer grupo consta de las vigas VC-01, VC-02 y VC-03; el segundo grupo de vigas son las VC-4, VC-05 y VC-06; y el último grupo consta de las vigas VC-07, VC-08 y VC-09.

Comenzamos con el control de la temperatura por cada tanda de mezcla de concreto. En la figura 3.1 se observan las temperaturas medidas en el concreto fresco de las vigas de cimentación por cada vaciado. Se obtuvieron temperaturas de 28.8 °C, 29.5 °C y 29.4 °C en el primer, segundo y tercer vaciado respectivamente.



Figura 3.1. Medición de la temperatura para cada tanda de mezcla

También se midió el revenimiento de las mezclas de concreto. En la figura 3.2 se observa el procedimiento seguido para obtener el slump de las mezclas. En el concreto fresco de las vigas de cimentación se obtuvieron valores de 65, 70 y 60 mm; estos valores cumplen con lo especificado en el diseño inicial de concreto (slump de 6-8 cm).



Figura 3.2. Ensayo de medición de slump utilizando el cono de Abrahams

Además, se halló el contenido de aire del concreto fresco por cada tanda de mezcla para lo que usamos un medidor de aire por presión. Para las vigas de cimentación los valores obtenidos fueron 2.0%, 1.9% y 2.0%, correspondiente al primer, segundo y tercer día de vaciado. El porcentaje de aire en el concreto coincide con el del diseño de mezcla. Asimismo, se elaboraron probetas con el concreto utilizado en el vaciado de los elementos estructurales. En la figura N°3.3 se observa la elaboración de probetas con concreto del vaciado de los muros y vigas soleras (22 probetas en total) utilizando moldes cilíndricos y su respectivo curado en la poza del laboratorio.



Figura 3.3. Izq. Probetas de concreto. Der. Curado de probetas de concreto en poza del laboratorio.

Se realizaron seis probetas de concreto para el vaciado en vigas de cimentación y cada una recibió una denominación que se detalla en la tabla 3.5. De cada grupo, dos probetas fueron ensayadas a los siete días del vaciado, dos ensayadas a veintiocho días y las dos restantes fueron ensayadas el mismo día del ensayo de los muros. Las probetas elaboradas fueron desmoldadas al día siguiente del vaciado y fueron colocadas en la poza de curado para su posterior ensayo. El concreto alcanza el 70% de su resistencia a los siete días del vaciado y de acuerdo a los ensayos como se observa en la tabla 3.5 se logró pasar esta resistencia mínima requerida. En la figura N°3.4 se indica el tipo de falla por cada probeta.

Tabla 3.5: Resultado de ensayo de las probetas de vigas de cimentación

Denominación de las muestras aleatorias	Viga de cimentación	Resist. de diseño (MPa)	Edad (días)	Diámetro		Diámetro Promedio (mm)	Carga máxima (KN)	Tipo de Falla	Esfuerzo (MPa)	% de resist.
				D1 (mm)	D2 (mm)					
M-VC-N°01	VC-01	20.594	7	151.5	153.1	152.3	511.3	3	28.07	136.28
M-VC-N°02	VC-02 VC-03			152.9	153.8	153.35	510.1	5	27.62	134.11
M-VC-N°07	VC-04	20.594	7	152.9	153.8	153.35	515.5	3	27.91	135.53
M-VC-N°08	VC-05 VC-06			153.3	154.0	153.65	506.1	3	27.29	132.54
M-VC-N°13	VC-07	20.594	7	152.0	152.2	152.1	310.5	2	17.09	82.98
M-VC-N°14	VC-08 VC-09			153.6	153.9	153.75	308.2	2	16.60	80.61

Promedio (MPa)	24.10
Desv. Estándar (MPa)	5.63

De acuerdo a los resultados expuestos la resistencia del concreto para la viga de cimentación fue la esperada con un promedio general de 24.10 MPa, superior a los 20.59 MPa especificados como resistencia de diseño.

Las fallas encontradas en cada uno de los testigos de concreto fueron identificadas de acuerdo a la figura 3.4, en donde especifica cada uno de los tipos de fallas para probetas de concreto.

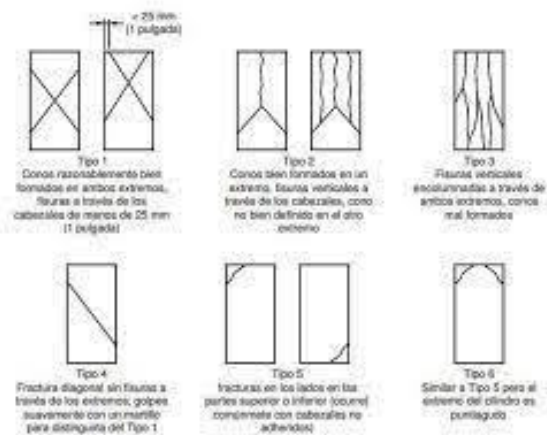


Figura 3.4. Tipos de fallas de probetas de concreto. Fuente: ASTM C39/C39M-18: "Método de Ensayo Normalizado para Resistencia a la Compresión de Especímenes Cilíndricos de Concreto".

En los ANEXOS al final del presente documento se mostrarán las propiedades físicas de los agregados que se utilizaron para el diseño del concreto utilizado para las vigas de cimentación, de acuerdo al ASTM C-136: Arena (ANEXO 01), piedra chancada (ANEXO 02) y piedra ¾" cantera Jicamarca (ANEXO 03).

3.3. CONSTRUCCIÓN DEL MURO

3.3.1. Descripción del muro de ductilidad limitada ensayado

Los especímenes construidos fueron una longitud de 2000 mm, una altura de 2400 mm y un espesor de aproximadamente 10 mm, presentado una relación de aspecto (H/L) de 1.2. Los muros se anclaron en vigas de cimentación de 350 mm de ancho y 440 mm de alto. Sobre cada muro se colocó una viga solera de 250 mm de ancho y 200 mm de alto. En la Fig. 3.5 se aprecia el detalle estructural de los muros proyectados.

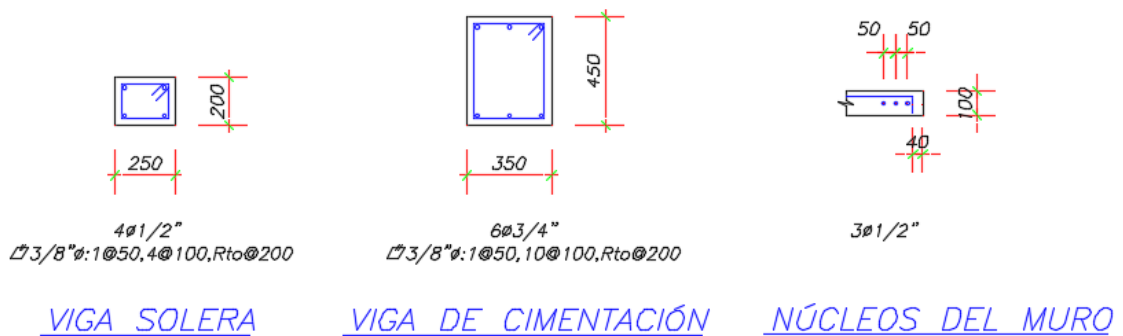
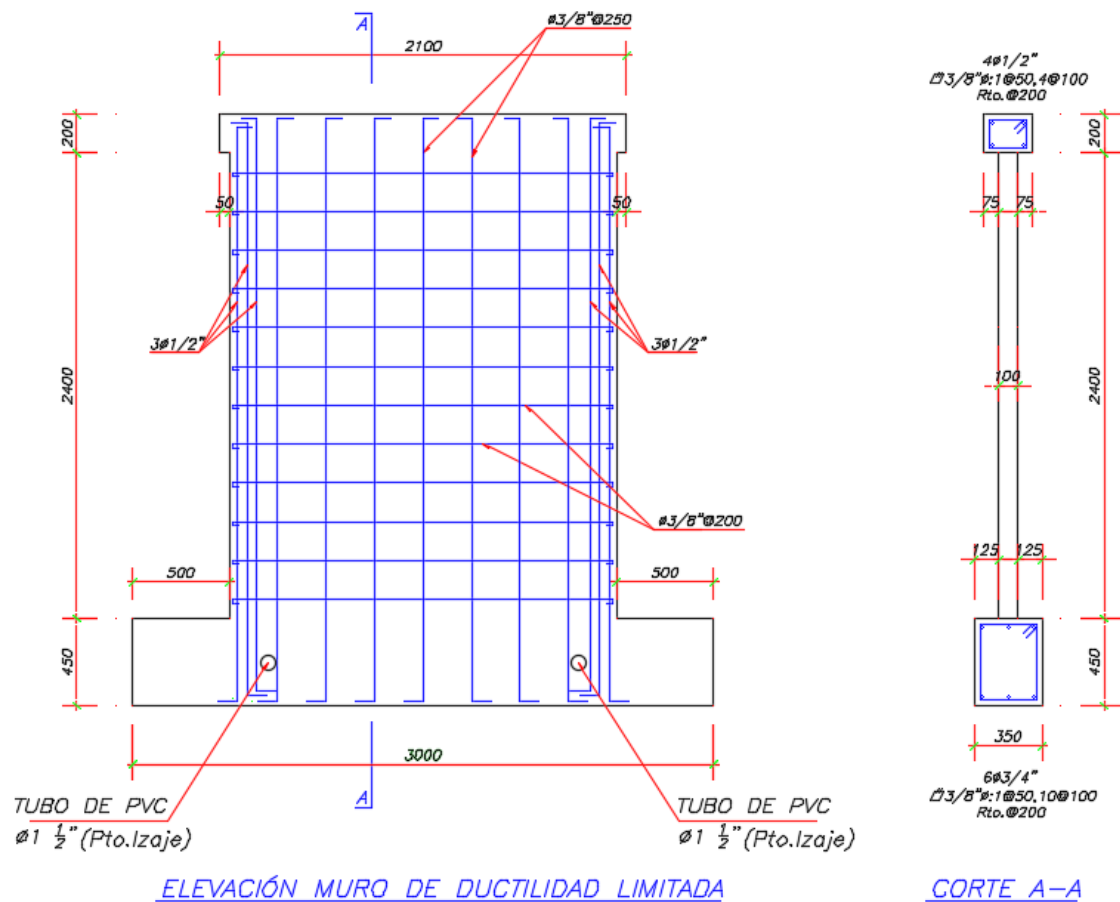


Figura 3.5. Elevación del muro de ductilidad limitada (dimensiones en mm)

Los Muros de Ductilidad Limitada (MDL) ensayados se encuentran conformados por una viga de cimentación de 350 x 450 mm de sección, reforzada por acero longitudinal 6#3/4" y estribos de #3/8":1@50, 6@100, resto @250. La longitud de la viga de cimentación fue de 3000 mm, considerando volados de 500 mm para cada uno de los extremos del muro en sí. Dentro de la viga de cimentación se colocaron 02 tubos de PVC de $\phi 1 \frac{1}{2}$ " a 200 mm de cada extremo del muro de concreto, con la finalidad de colocar las sogas correspondientes al izaje del muro para ser trasladado hacia los dispositivos mecánicos. El concreto que se usó para el llenado de la viga de cimentación fue realizado en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP con resistencia de compresión característica $f'_c=20.59$ MPa.

Apoyado sobre la viga de cimentación se construyó el muro de concreto de ductilidad limitada de 100 mm de espesor de una altura de 2400 mm y un ancho de 2000 mm. Se dejaron 200 mm por encima del muro de concreto, de "viga solera" a 50 mm de cada extremo del muro; de tal manera que el actuador mecánico pueda aplicar la fuerza lateral cíclica al muro mediante el cabezal metálico de sujeción. El concreto que se usó para el llenado del muro de concreto fue premezclado de UNICON con resistencia de compresión característica $f'c=17.16$ MPa.

El refuerzo del MDL consistió en $3\phi 1/2"$ en cada uno de los extremos del muro de concreto que se anclaron en la viga de cimentación. Además, el refuerzo del alma del muro de concreto está conformado por acero longitudinal y transversal $\phi 3/8"$ @ 250 mm distribuido en una sola malla y anclado en la viga de cimentación.

En la figura 3.6, se muestra el croquis del muro de concreto especificando sus partes y el tipo de concreto usado para cada una de ellas.

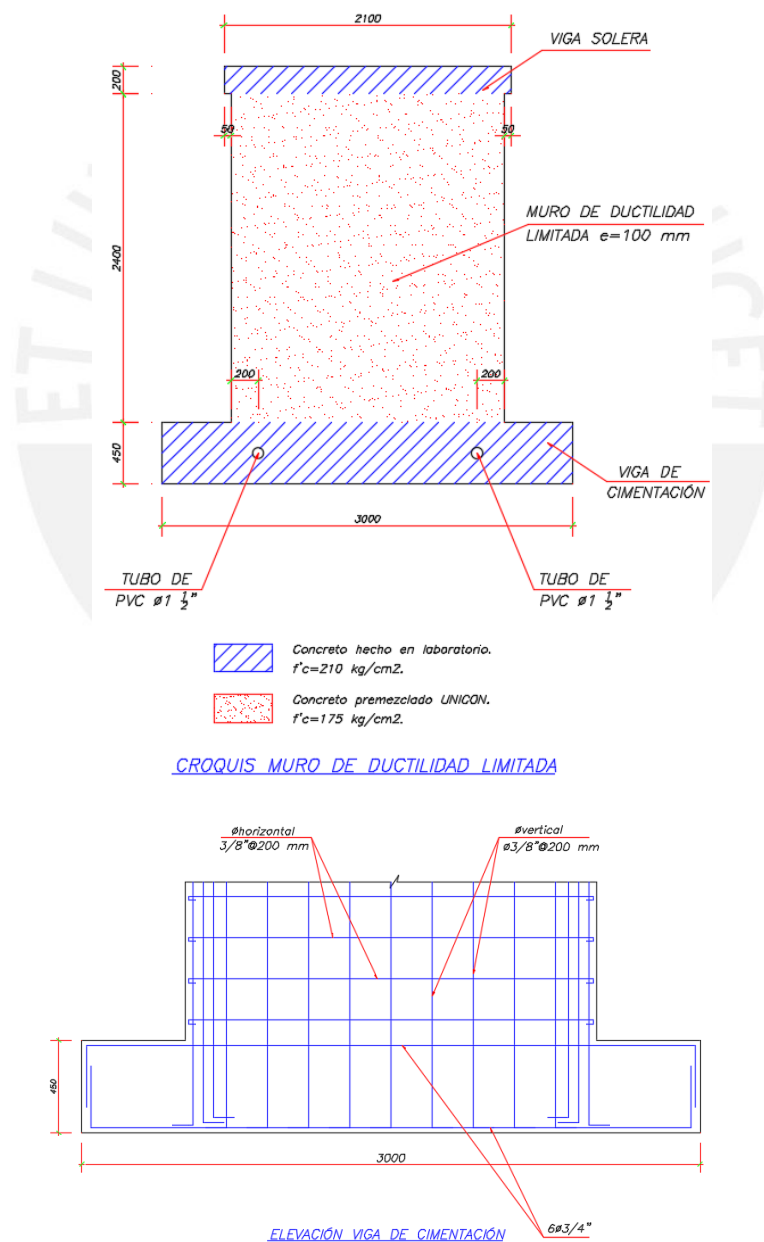


Figura 3.6. Croquis del muro de concreto y elevación de viga de cimentación

3.3.2. Construcción de la viga de cimentación

Los trabajos para el acondicionamiento de la viga de cimentación se iniciaron con la habilitación del acero de refuerzo longitudinal sobre el encofrado de madera de acuerdo a los detalles estructurales que se muestran en la figura N° 3.7.



Figura 3.7. Habilidad de acero de refuerzo de vigas de cimentación

Antes de realizar el encofrado de los bordes se colocó los 02 pases para los tubos PVC, de tal manera que al término de la construcción de los muros de concreto, el equipo de izaje pueda movilizar los muros hacia la zona del ensayo. (Fig. 3.8)



Figura 3.8. Izq. Pases para tubos de PVC en el armado de la viga de cimentación. Der. Uso de tacos en la base de la viga de cimentación para cumplir con los recubrimientos de acuerdo a planos.

Antes de realizar el llenado de concreto de la viga de cimentación se tuvo que dejar armado todo el enmallado de refuerzo del muro de concreto anclado a los aceros longitudinales de la viga de cimentación. Para poder sujetar de manera vertical al enmallado de acero del muro, se acondicionó una estructura metálica como elemento horizontal en donde se apoyaban viguetas de madera que funcionaron como soporte para los aceros verticales de los muros de concreto. (Fig. 3.9)



Figura 3.9. Estructura acondicionada para soporte del enmallado de acero de refuerzo de los muros.

Seguidamente se procedió a armar el refuerzo longitudinal y transversal de acuerdo a los planos para cada uno de los muros: $3\phi 1/2''$ en cada uno de los extremos del muro de concreto con acero longitudinal y transversal $\phi 3/8'' @ 250$ mm distribuido en una sola malla, debidamente anclado a la viga de cimentación. Cabe indicar que los nueve muros construidos tuvieron la misma armadura. (Fig. 3.10)



Figura 3.10. Armado del enmallado del muro de concreto anclado a la viga de cimentación.

Para el llenado de la viga de cimentación se usó concreto hecho en el laboratorio para alcanzar una resistencia de $f'c=20.59$ MPa según las especificaciones señaladas en el diseño previo. Además, luego de cada vaciado se realizó el llenado de probetas cilíndricas para su ensayo a compresión en laboratorio de acuerdo a la normativa.



Figura 3.11. Refuerzo vertical acondicionado para el llenado de la viga de cimentación de los MDL.

El llenado de la viga de cimentación se realizó de acuerdo a los estándares constructivos y para una adecuada compactación se utilizó una vibradora al momento del vaciado. (Fig. 3.12)



Figura 3.12. Vibrado a la mezcla de concreto de la viga de cimentación.

Finalmente, luego del llenado y compactado de la viga de la cimentación, al día siguiente se procedió con el desencofrado y el curado de las vigas, el cual consistió en el tapado mediante mantas de yute húmedas durante un periodo de siete días. Los nueve especímenes se repartieron en 03 grupos de 03 para la realización del vaciado. Cada viga de cimentación tuvo una determinada denominación. El primer grupo consta de las vigas VC-01, VC-02 y VC-03. El segundo grupo de vigas son las VC-04, VC-04 y VC-06 y el tercer grupo de vigas son VC-07, VC-08 y VC-09.

3.3.3. Armado y llenado del Muro de Ductilidad Limitada

Luego que se realizó el llenado y curado de cada una de las vigas de cimentación se tuvieron los 09 especímenes ya armados con sus enmallados de acero. Para el llenado de concreto de los MDL fue necesario hacer uso de encofrados metálicos para una mayor practicidad y uniformidad en la realización de los muros de concreto de 100 mm de espesor. La empresa contratista para la realización del servicio de encofrado fue EFCO (Equipo de Encofrado y Apuntalamiento para la Construcción en Concreto).

Antes de la colocación del encofrado metálico se proyectó los espacios de 100 mm para la instalación de los mismos considerando que los refuerzos de acero se encuentren centrados, tal como se muestra en la Figura 3.13.



Figura 3.13. Proyección para la instalación del encofrado metálica para el muro de 100 mm de espesor.

Para realizar el montaje de los encofrados metálicos para los muros de concreto se colocaron fijaciones interiores en los trazos proyectados previamente, de tal manera, que se coloquen primero los alineadores verticales de 2400 mm de altura. (Fig. 3.14)



Figura 3.14. Perforaciones y colocación de las fijaciones interiores para encofrado metálico

Para el encofrado metálico de los muros, se dispuso la alineación de los 09 muros en fila espaciados una determinada distancia, de tal manera, que los trabajadores de la empresa contratista EFCO pueda realizar sin inconvenientes su labor.

Se utilizó separadores plásticos para concreto colocados cada 03 hileras de manera horizontal y vertical de tal manera de garantizar la verticalidad de los encofrados metálicos y que el espesor de 100 mm se mantenga uniforme en toda la altura del muro. (Fig. 3.15)



Figura 3.15. Separadores plásticos colocados en las hileras de acero.



Figura 3.16. Encofrado metálico de 4" de espesor de muro.

Para la zona posterior del muro donde el actuador mecánico de la máquina de ensayo aplicará la fuerza lateral (viga solera), se utilizó encofrado de madera diseñado para resistir 57 kN/m² de presión de concreto, de acuerdo a los planos suministrados por EFCO. (Ver Fig. 3.17)

Previo a ello, se realizó el acondicionamiento de las armaduras de la viga solera de acuerdo a los planos detallados estructurales.

Finalizado el trabajo de encofrado de los 09 muros, éstos quedaron dispuestos para el llenado de concreto correspondiente. (Ver Fig. 3.18)



Figura 3.17. Encofrado de madera para la viga solera de los MDL.



Figura 3.18. MDL encofrados y dispuestos para el llenado de concreto.

El llenado de concreto para cada uno de los muros de concreto fue a cargo de la empresa UNICON, quienes trajeron un mixer al Laboratorio de Estructuras Antisísmicas para dicha labor. Las especificaciones del concreto fueron las siguientes: $f'c=17.16$ MPa con fibras de polipropileno con método de bombeo. El llenado de los 09 muros de concreto se dio el mismo día y la mano de obra estuvo a cargo del personal del laboratorio. (Fig. 3.19)



Figura 3.19. Llenado con concreto UNICON de los 09 MDL.

Mientras se estaban llenando los muros de concreto se extrajeron testigos en probetas normadas para la verificación de la resistencia a la compresión por parte de UNICON y el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas.

El curado que se realizó a los muros de concreto consistió en cubrirlos con manta de yute húmedo durante siete días. (Fig. 3.20)



Figura 3.20. Izq. Probetas de concreto UNICON. Der. Curado de los 09 MDL

3.4. ENSAYO CÍCLICO DE CARGA LATERAL

3.4.1. Descripción del ensayo

Se construyeron 09 muros ductilidad limitada de concreto con fibras de polipropileno ($f'_c=17.16$ MPa), los cuales fueron sometidos ensayo de carga lateral cíclica, en donde la carga aplicada para cada uno de los muros es brindada en base a un actuador dinámico que tiene la capacidad de aplicar fuerza a través de un cabezal metálico de sujeción que sujeta la viga solera de muro de concreto. Es preciso decir, que el ensayo es en base a cargas laterales cíclicas en su plano (ver figura 3.21)

Los primeros 03 muros se ensayaron sin carga vertical, pero con la peculiaridad que se hicieron llegar hasta el límite de reparabilidad según normativa (deriva 5‰:5 por mil). Estos muros mencionados, luego fueron reparados y reforzados siguiendo los procedimientos que se describirán en el Capítulo 5.

Los siguientes 06 muros fueron ensayados a carga lateral cíclica hasta la rotura, de los cuales 03 de ellos se ensayaron sin carga axial y los últimos 03 con carga axial. En la tabla 3.6 se muestra detalladamente la descripción y nomenclatura adoptada para el ensayo de los 09 muros de concreto.

Tabla 3.6: Nomenclatura de especímenes ensayados

Código	Nomenclatura de especímenes ensayados	Descripción	Dimensiones (mm)
MDL-SCA-LR	MDL 01 MDL 02 MDL 03	Muro de ductilidad limitada con carga lateral y sin carga axial, llevado al límite de reparabilidad.	2000 x 2400x 100
MDL-R-SCA	MDL 01 R MDL 02 R MDL 03 R	Muro de ductilidad limitada reparado con carga lateral y sin carga axial.	2000 x 2400x 140
MDL-SCA	MDL 04 MDL 05 MDL 06	Muro de ductilidad limitada con carga lateral y sin carga axial.	2000 x 2400x 100
MDL-CCA	MDL 07 MDL 08 MDL 09	Muro de ductilidad limitada con carga lateral y con carga axial de 30 Tn.	2000 x 2400x 100

De acuerdo a lo mencionado en el Capítulo 1, el alcance de la presente tesis corresponde al análisis de la posibilidad de reparación y reforzamiento de muros de ductilidad limitada, en ese sentido, nos centraremos en adelante en los 03 primeros muros (MDL 01, MDL 02 y MDL 03) y los muros reparados que están especificados como: MDL 01R, MDL 02R y MDL 03R.

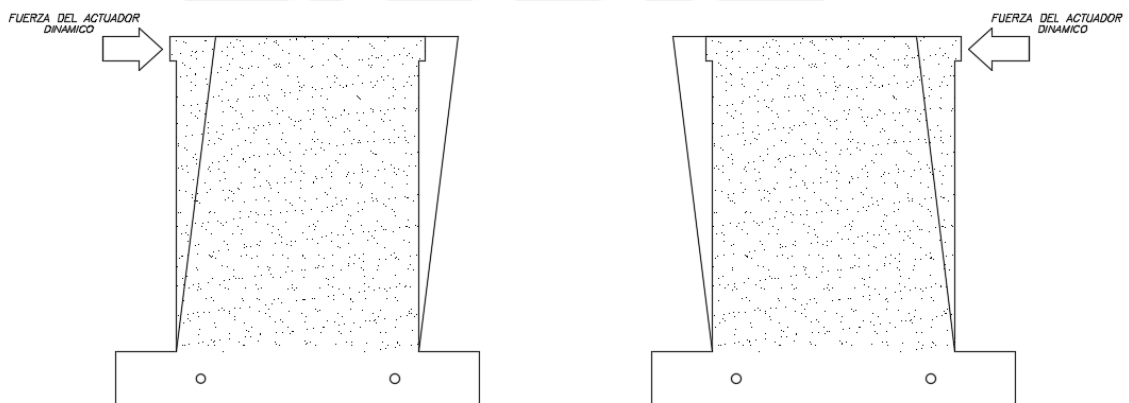


Figura 3.21. Carga lateral cíclica en el plano del muro de concreto: empujando y jalando.

3.4.2. Montaje e instrumentación

Los equipos que se utilizaron para el ensayo de carga lateral cíclica fueron los siguientes:

- Actuador dinámico: El actuador permite inducir deformaciones laterales por acción de una carga horizontal. Estos desplazamientos generados en el eje de la viga superior de confinamiento son controlados con una celda de carga de 500 KN. (Fig. 3.22)
- Celda de carga: En el caso de la carga vertical aplicada sobre el muro de esta celda de carga permite registrar su magnitud, la que debe mantenerse constante durante el ensayo. Celda de carga de 2000 KN. (Fig. 3.23)
- Manómetros de presión: Son elementos que se encuentran conectados a la bomba de cada gata hidráulica. Miden la presión aplicada sobre las gatas, la que multiplicada por el área del pistón dará la magnitud de la carga existente en cada gata. Bombas hidráulicas de 600 KN.



Figura 3.22. Actuador dinámico



Figura 3.23. Celda de carga

Para el registro de los desplazamientos en puntos estratégicos en el interior de muro, se colocaron LVDT (Linear Variable Differential Transformer o Transductor de desplazamiento lineal), de acuerdo a la tabla 3.7:

Tabla 3.7: Descripción de los LVDTs instalados en el MDL

D1,D3	LVDT	Tienen la finalidad de registrar los desplazamientos horizontales en el eje del muro respecto a la losa de ensayo.
D2	LVDT	Mide el deslizamiento del muro respecto de la viga de cimentación.
D4,D5	LVDT	Permiten estimar el ancho total de grietas producidas en sus respectivas alturas.
D6,D7	LVDT	Mide la deformación axial del muro en ambos extremos en una altura de 300 mm (talón) con la finalidad de estimar el efecto por flexión en la zona de rótula plástica.
D8,D9	LVDT	Mide la deformación axial del muro en ambos extremos.
D10,D11	LVDT	Permiten obtener la deformación por corte en los muros y calcular en el rango elástico el módulo de corte (G)
D12	LVDT	Registra la deformación axial en el centro del muro, lo que permite obtener el módulo de elasticidad (E) en el espécimen cuando se aplique paulatinamente la carga vertical.

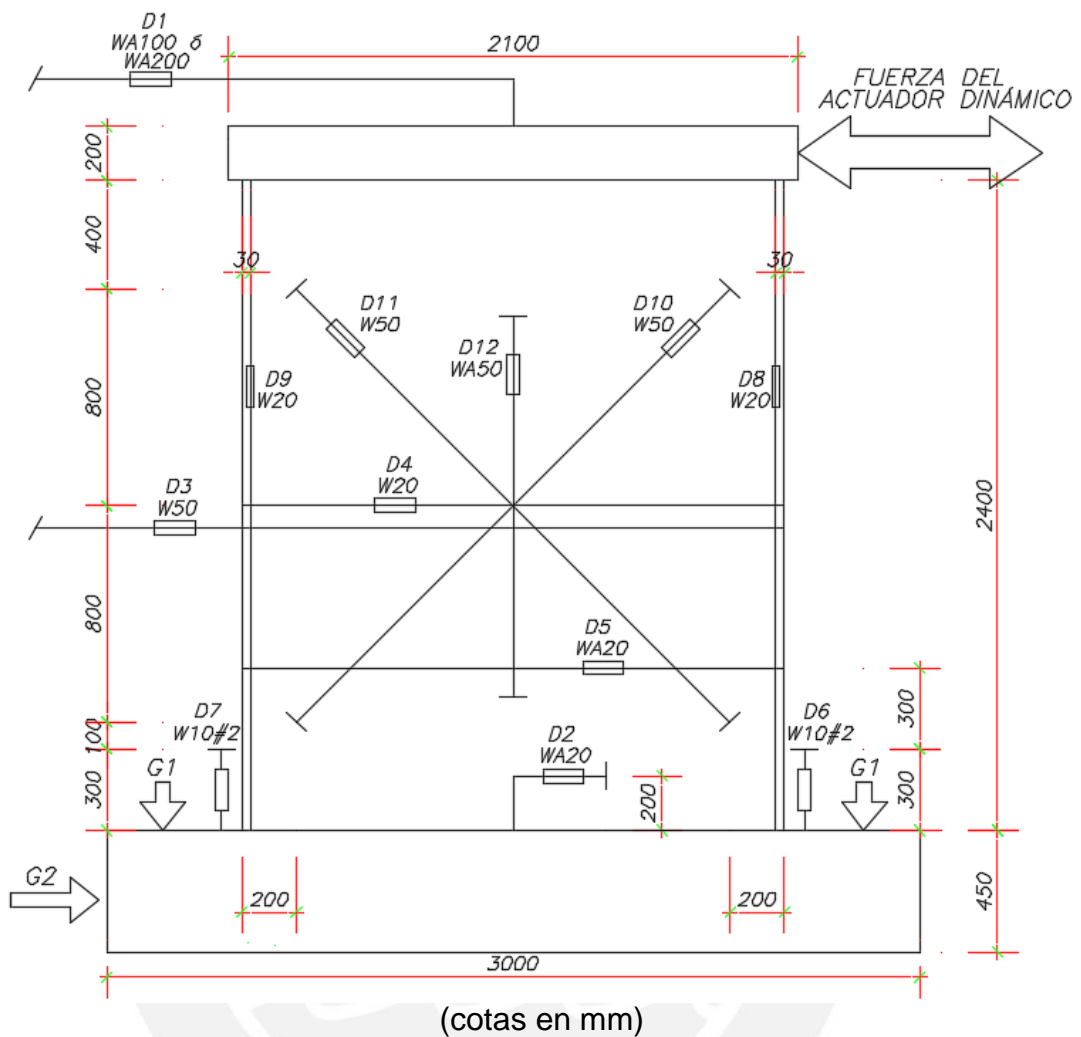


Figura 3.24. Instrumentación de muro ensayado bajo carga lateral cíclica y carga axial

Se colocaron en total 12 LVDTs para los muros con carga axial y 11 LVDTs para los muros sin carga axial, en este último se prescindía del LVDT D12 WA50. (ver figura 3.24). Con la finalidad de identificar el tipo de dispositivo para cada uno de los transductores y el desplazamiento máximo que pueden medir cada uno de ellos, se dispone la tabla 3.8, en donde se indica los desplazamientos máximos capaces de registrar.

Tabla 3.8: Nomenclatura de los dispositivos LVDTs

Muros sin carga axial			Muros con carga axial		
Etiqueta	Dispositivo	Desplazamiento	Etiqueta	Dispositivo	Desplazamiento
D1	WA100-053710413	100 mm	D1	WA200-090810064	200 mm
D2	WA20-053710388	20 mm	D2	WA20-053710388	20 mm
D3	W50#3	50 mm	D3	W50#5	50 mm
D4	WA20-053710396	20 mm	D4	WA20-053710396	20 mm
D5	WA20-053710407	20 mm	D5	WA20-053710407	20 mm
D6	W10#1	10 mm	D6	W10#1	10 mm
D7	W10#2	10 mm	D7	W10#2	10 mm
D8	W20#1	20 mm	D8	WA20-053710408	20 mm
D9	W20#2	20 mm	D9	W20#2	20 mm
D10	W50#8	50 mm	D10	W50#8	50 mm
D11	W50#1	50 mm	D11	W50#1	50 mm
-	-	-	D12	WA50#054010070	50 mm

3.4.3. Fases del ensayo – ciclos

Las fases del ensayo están asociados a cada desplazamiento aplicado al muro de ductilidad limitada. Para efectos de tener un mayor control e identificación de las fisuras que aparecen en los muros de concreto, se dispusieron colores característicos para cada fase. En ese sentido, se identificará lo muros MDL-SCA-LR (Muro de ductilidad limitada con carga lateral y sin carga axial, llevado al límite de reparabilidad) y MDL-R-SCA (Muro de ductilidad limitada reparado con carga lateral y sin carga axial). Ver Fig. 3.25 y Tabla 3.9)

Fase	Desplaz. (mm)	Color de grieta
1	0.5	Orange
2	0.8	Pink
3	1.0	Yellow
4	1.5	Red
5	2.0	Light Orange
6	3.0	Green
7	4.5	Dark Blue
8	6.0	Purple
9	8.5	Brown
10	12.0	Olive

Figura 3.25. Colores de fisuras para cada fase

Tabla 3.9: Fases del ensayo

TIPO DE MURO	FASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
MDL-SCA-LR	Deriva (por mil)	0.20	0.35	0.42	0.63	0.83	1.25	1.88	2.50	3.54	5.00	-	-	-	-	-
	Desplaz. (mm)	0.50	0.80	1.00	1.50	2.00	3.00	4.50	6.00	8.50	12.00	-	-	-	-	-
MDL-R-SCA	Deriva (por mil)	0.20	0.35	0.42	0.63	0.83	1.25	1.88	2.50	3.54	5.00	6.88	9.80	12.71	14.58	16.67
	Desplaz. (mm)	0.50	0.80	1.00	1.50	2.00	3.00	4.50	6.00	8.50	12.00	16.50	23.50	30.50	35.00	40.00

CAPÍTULO 4 EVALUACIÓN DE RESULTADOS DE LOS ENSAYOS MDL AL LIMITE DE REPARABILIDAD

4.1. COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS DURANTE EL ENSAYO

A continuación, se presenta la descripción de los daños observados en todas las fases de 03 Muros de ductilidad limitada con carga lateral y sin carga vertical llevado al límite de reparabilidad cuya nomenclatura es la siguiente: MDL-SCA-LR (Muros de Ductilidad Limitada sin carga axial hasta el límite de reparabilidad). Dichos muros fueron denominados MDL 01, MDL 02 y MDL 03.

Tras finalizar el ensayo estos muros fueron reparados y reforzados (capítulo 5) para ensayarlos a carga lateral y sin carga axial con la siguiente denominación MDL-R-SCA (Muros de ductilidad limitada reparados sin carga axial): MDL 01R, MDL 02R y MDL 03R. (se considera a la amplitud como el desplazamiento lateral superior D1)

I.- MDL 01: (Fig. 4.1 a 4.10)

1. Fase 01 (Amplitud " Δ "=0.50 mm)

El muro presentó un comportamiento elástico, sin grietas visibles en su interior. Resistió una carga lateral máxima de 51.60 kN.

*Color de grieta:



Figura 4.1. MDL01-SCA-LR:
Fase 01 – amplitud: 0.50 mm.

2. Fase 02 (Amplitud " Δ "=0.80 mm)

El muro presentó un comportamiento elástico, sin grietas visibles en su interior. Resistió una carga lateral máxima de 70.44 kN.

*Color de grieta:



Figura 4.2. MDL01-SCA-LR:
Fase 02 – amplitud: 0.80 mm

3. Fase 03 (Amplitud " Δ "=1.00 mm)

El espécimen presentó grietas de tracción por flexión en ambos extremos inferiores del muro de concreto, que se prolongaron hasta la base del mismo. El grosor de las grietas fue menor a los 0.05 mm. Resistió una carga lateral máxima de 77.30 kN.

*Color de grieta:



Figura 4.3. MDL01-SCA-LR:
Fase 03 – amplitud: 1.00 mm.

4. Fase 04 (Amplitud " Δ "=1.50 mm)

La grieta que se formó en la fase 03 aumento su grosor a 0.05 mm. Además, en los extremos en el tercio inferior del muro empezaron a formarse grietas de tracción hasta llegar a la base del muro (grietas de tracción diagonal), el grosor máximo de estas grietas fue de 0.05 mm. Resistió una carga lateral máxima de 88.00 kN.

*Color de grieta: 



Figura 4.4. MDL01-SCA-LR:
Fase 04 – amplitud: 1.50 mm.

5. Fase 05 (Amplitud " Δ "=2.00 mm)

Las grietas que se formaron en la fase en la fase 03 aumentaron su grosor a 0.10 mm, asimismo, se prolongaron las grietas formadas en la fase 04 y aparecieron más grietas de tracción por flexión en el inicio del segundo tercio del muro, pero menores a 0.05 mm. Resistió una carga lateral máxima de 101.14 kN.

*Color de grieta: 



Figura 4.5. MDL01-SCA-LR:
Fase 05 – amplitud: 2.00 mm.

6. Fase 06 (Amplitud " Δ "=3.00 mm)

Las grietas existentes se prolongaron más aún a la base del muro y aumentaron su espesor hasta un máximo de 0.20 mm. Aparecieron más grietas de tracción por flexión con un espesor hasta 0.05 mm. Resistió una carga lateral máxima de 115.86 kN.


*Color de grieta: 



Figura 4.6. MDL01-SCA-LR:
Fase 06 – amplitud: 3.00 mm.

7. Fase 07 (Amplitud " Δ "=4.50 mm)

Las grietas existentes se prolongaron más aún y aumentaron su espesor hasta un máximo de 0.30 mm. Aparecieron más grietas de tracción por flexión hasta un máximo de 0.05 mm. Resistió una carga lateral máxima de 142.74 kN.

*Color de grieta: ██████████

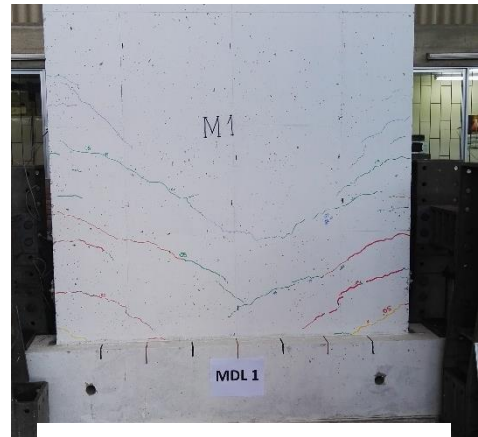


Figura 4.7. MDL01-SCA-LR:
Fase 07 – amplitud: 4.50 mm.

8. Fase 08 (Amplitud " Δ "=6.00 mm)

Las grietas existentes se prolongaron más aún su espesor hasta un máximo de 0.40 mm. Aparecieron más grietas, esta vez en el tercio superior de los extremos del muro con un grosor máximo de 0.30 mm. Resistió una carga lateral máxima de 162.16 kN.

*Color de grieta: ██████████

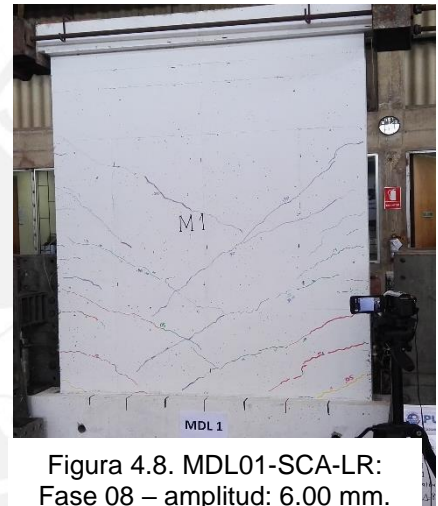


Figura 4.8. MDL01-SCA-LR:
Fase 08 – amplitud: 6.00 mm.

9. Fase 09 (Amplitud " Δ "=8.50 mm)

Las grietas existentes se prolongaron de forma diagonal hasta el centro del muro con un espesor máximo de 0.40 mm. Aparecieron grietas de tracción diagonal que partieron desde la parte superior del muro con dirección hasta el centro del mismo con un espesor máximo de 0.50mm. Resistió una carga lateral máxima de 190.12 kN.

*Color de grieta: ██████████



Figura 4.9. MDL01-SCA-LR:
Fase 09 – amplitud: 8.50 mm.

10. Fase 11 (Amplitud " Δ "=12.00 mm)

Las grietas existentes se prolongaron aún más y llegaron hasta un grosor máximo de 0.80 mm. Las grietas diagonales llegaron a prolongarse hasta el centro del muro desde la parte superior con un grosor máximo de 0.50mm. Resistió una carga lateral máxima de 217.29 kN.

*Color de grieta: 



Figura 4.10. MDL01-SCA-LR:
Fase 10 – amplitud: 12.00 mm.

II.- MDL 02: (Fig. 4.11 a 4.20)

1. Fase 01 (Amplitud " Δ "=0.50 mm)

El muro presentó un comportamiento elástico, sin grietas visibles en su interior. Resistió una carga lateral máxima de 50.42 kN.

*Color de grieta: 



Figura 4.11. MDL02-SCA-LR:
Fase 01 – amplitud: 0.50 mm.

2. Fase 02 (Amplitud " Δ "=0.80 mm)

El muro presentó un comportamiento elástico, sin grietas visibles en su interior. Resistió una carga lateral máxima de 66.32 kN.


*Color de grieta: 



Figura 4.12. MDL02-SCA-LR:
Fase 02 – amplitud: 0.80 mm.

3. Fase 03 (Amplitud " Δ "=1.00 mm)

El espécimen presentó grietas por tracción diagonal en ambos extremos de la zona baja del muro, el grosor máximo de estas grietas fue de 0.05 mm. Resistió una carga lateral máxima de 66.90 kN.

*Color de grieta:

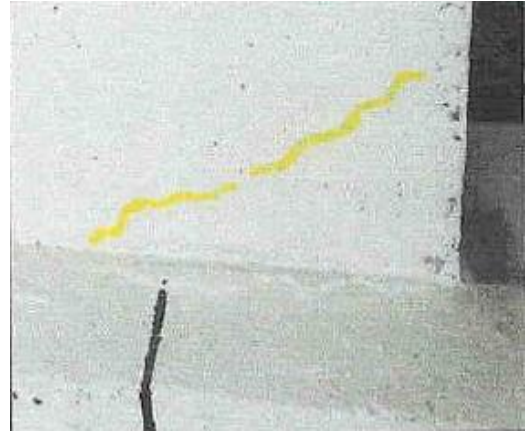


Figura 4.13. MDL02-SCA-LR:
Fase 03 – amplitud: 1.00 mm.

4. Fase 04 (Amplitud " Δ "=1.50 mm)

La grieta ubicada en el extremo inferior descrito en la fase 03 aumentó su espesor a 0.10mm. En el tercio inferior de los extremos del muro se empezaron a formar grietas de tracción por flexión a distintas alturas, el grosor máximo de estas grietas fue de 0.10 mm. Resistió una carga lateral máxima de 85.15 kN.

*Color de grieta:



Figura 4.14. MDL02-SCA-LR:
Fase 04 – amplitud: 1.50 mm.

5. Fase 05 (Amplitud " Δ "=2.00 mm)

La grieta en el exterior inferior derecho del muro formada en la fase 03 aumentó su grosor hasta 0.15 mm. Se prolongaron grietas formadas en la fase 04 y aparecieron grietas por flexión con un espesor no mayor a 0.05 mm. Resistió una carga lateral máxima de 101.04 kN.

*Color de grieta:

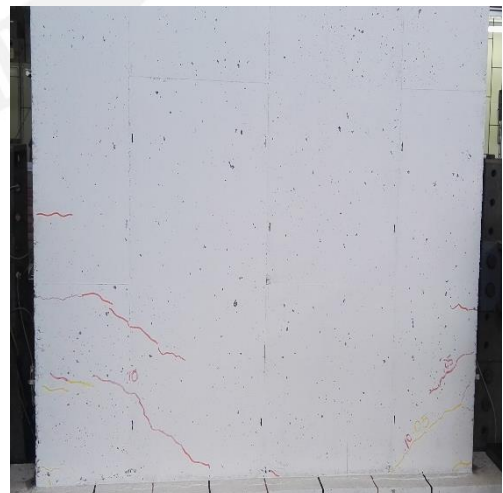


Figura 4.15. MDL02-SCA-LR:
Fase 05 – amplitud: 2.00 mm.

6. Fase 06 (Amplitud " Δ "=3.00 mm)

Las grietas que habían aparecido en las fases anteriores aumentaron su espesor hasta 0.15 mm. Además se formaron grietas de tracción por flexión con un espesor máximo de 0.10mm. Resistió una carga lateral máxima de 113.89 kN.

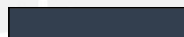
*Color de grieta: 



Figura 4.16. MDL02-SCA-LR:
Fase 06 – amplitud: 3.00 mm.

7. Fase 07 (Amplitud " Δ "=4.50 mm)

Las grietas existentes se prolongaron en el extremo del muro a mediana altura y aumentaron su espesor hasta 0.20 mm. Aparecieron grietas de tracción por flexión y grietas de tracción diagonal con espesores menores a 0.10mm. Resistió una carga lateral máxima de 136.56 kN.

*Color de grieta: 

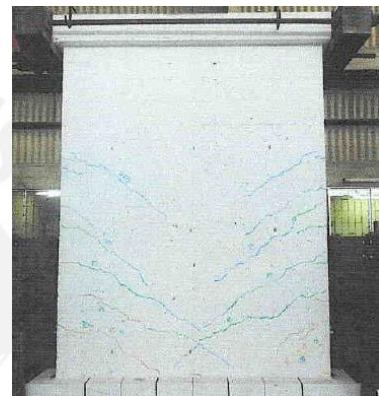


Figura 4.17. MDL02-SCA-LR:
Fase 07 – amplitud: 4.50 mm.

8. Fase 08 (Amplitud " Δ "=6.00 mm)

Grietas se prolongaron y otras aumentaron su grosor a un valor máximo de 0.15 mm. Resistió una carga lateral máxima de 158.24 kN.


*Color de grieta: 



Figura 4.18. MDL02-SCA-LR:
Fase 08 – amplitud: 6.00 mm.

9. Fase 09 (Amplitud " Δ "=8.50 mm)

Las grietas existentes se extendieron y otras aumentaron hasta un grosor máximo de 0.35 mm. Aparecieron otras grietas en toda la altura de los extremos de muro de concreto. Asimismo, se observó la aparición de grietas que empezaron a formarse desde la parte superior del muro dirigido hasta el centro del mismo. Resistió una carga lateral máxima de 188.25 kN.

*Color de grieta: 



Figura 4.19. MDL02-SCA-LR:
Fase 09 – amplitud: 8.50 mm.

10. Fase 10 (Amplitud " Δ "=12.00 mm)

Las grietas formadas en las fases anteriores aumentaron su espesor hasta 0.80 mm. Además, aparecieron nuevas fisuras y grietas en el interior del muro con falla de tracción diagonal, con un espesor de 0.80 mm como máximo. Resistió una carga lateral máxima de 214.35 kN.

*Color de grieta: 



Figura 4.20. MDL02-SCA-LR:
Fase 10 – amplitud: 12.00 mm.

III.- MDL 03: (Fig. 4.21 a 4.30)

1. Fase 01 (Amplitud " Δ "=0.50 mm)

El muro presentó un comportamiento elástico, sin grietas visibles en su interior. Resistió una carga lateral máxima de 63.27 kN.

*Color de grieta: 

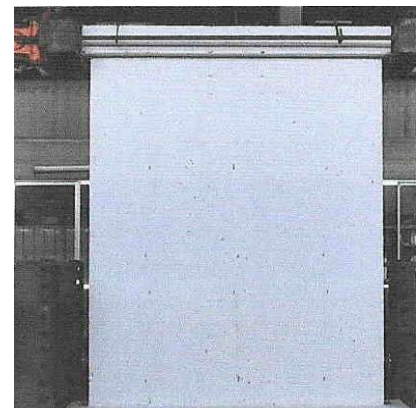


Figura 4.21. MDL03-SCA-LR:
Fase 01 – amplitud: 0.50 mm.

2. Fase 02 (Amplitud " Δ "=0.80 mm)

El muro presentó un comportamiento elástico, sin grietas visibles en su interior. Resistió una carga lateral máxima de 73.77 kN.

*Color de grieta:

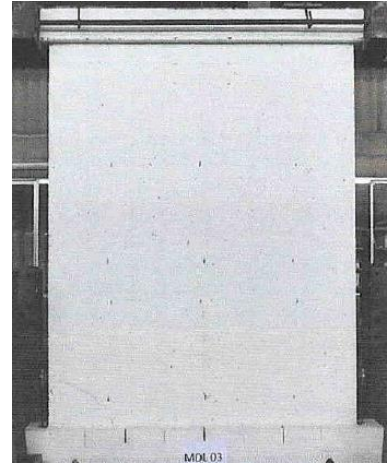


Figura 4.22. MDL03-SCA-LR:
Fase 02 – amplitud: 0.80 mm.

3. Fase 03 (Amplitud " Δ "=1.00 mm)

El espécimen ensayado presentó una grieta de tracción por flexión en el extremo inferior derecho con un grosor menor a 0.05 mm. En el otro extremo inferior no se presentó grietas visibles. Resistió una carga lateral máxima de 83.09 kN.

*Color de grieta:

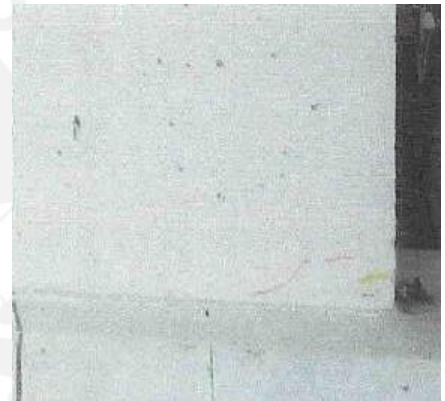


Figura 4.23. MDL03-SCA-LR:
Fase 03 – amplitud: 1.00 mm.

4. Fase 04 (Amplitud " Δ "=1.50 mm)

Las grietas formadas en los extremos inferiores de los muros formadas en la fase 03 aumentaron su grosor a 0.05 mm. En los extremos inferiores del muro se empezaron a formar grietas de tracción por flexión en el límite superior del primer tercio. El grosor máximo de las fisuras fue de 0.05mm. Resistió una carga lateral máxima de 100.65 kN.

*Color de grieta:

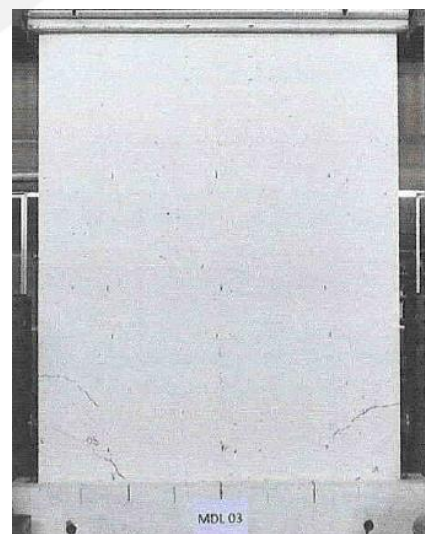


Figura 4.24. MDL03-SCA-LR:
Fase 04 – amplitud: 1.50 mm.

5. Fase 05 (Amplitud " Δ "=2.00 mm)

Se prolongaron las grietas formadas en la fase 04 subiendo en la altura de los extremos del muro. Aparecieron más grietas de tracción por flexión con espesores máximo de 0.05mm. Resistió una carga lateral máxima de 108.60 kN.

*Color de grieta:



Figura 4.25. MDL03-SCA-LR:
Fase 05 – amplitud: 2.00 mm.

6. Fase 06 (Amplitud " Δ "=3.00 mm)

Las grietas existentes se prolongaron y aumentaron su grosor hasta las 0.20 mm. Además se formaron más grietas de tracción por flexión con un grosor máximo de 0.10 mm. Asimismo, aparecieron grietas de tracción diagonal llegando a un grosor máximo de 0.15mm. Resistió una carga lateral máxima de 125.47 kN.

*Color de grieta:

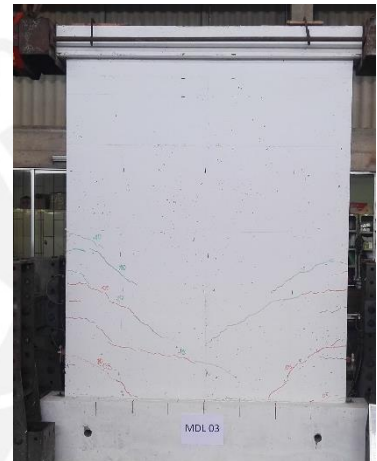


Figura 4.26. MDL03-SCA-LR:
Fase 06 – amplitud: 3.00 mm.

7. Fase 07 (Amplitud " Δ "=4.50 mm)

Las grietas existentes se prolongaron y aumentaron su grosor hasta un máximo de 0.25 mm. Además, empezaron a aparecer grietas de tracción por flexión y grietas de tracción diagonal con un grosor máximo de 0.25 mm. Resistió una carga lateral máxima de 154.12 kN.

*Color de grieta:



Figura 4.27. MDL03-SCA-LR:
Fase 07 – amplitud: 4.50 mm.

8. Fase 08 (Amplitud " Δ "=6.00 mm)

Las grietas que aparecieron en las fases anteriores de tracción por flexión aumentaron su espesor hasta 0.40 mm. Además, aparecieron grietas de tracción por flexión y grietas de tracción diagonal con un grosor máximo de 0.35 mm. Resistió una carga lateral máxima de 178.84 kN.

*Color de grieta:



Figura 4.28. MDL03-SCA-LR:
Fase 08 – amplitud: 6.00 mm.

9. Fase 09 (Amplitud " Δ "=8.50 mm)

Las grietas existentes se prolongaron y otras grietas aparecieron desde la parte superior del muro dirigidas hacia el centro del muro con grosores máximos de 0.50 mm. Aparecieron grietas de tracción diagonal con grosores de 0.50 mm. Resistió una carga lateral máxima de 201.40 kN.

*Color de grieta:



Figura 4.29. MDL03-SCA-LR:
Fase 09 – amplitud: 8.50 mm.

10. Fase 10 (Amplitud " Δ "=12.00 mm)

Las grietas existentes se prolongaron a lo largo del interior del muro y llegaron a tener un espesor máximo de 0.80 mm. Aparecieron nuevas grietas de tracción diagonal con un grosor máximo de 0.50 mm. Resistió una carga lateral máxima de 227.40 kN.

*Color de grieta:



Figura 4.30. MDL03-SCA-LR:
Fase 10 – amplitud: 12.00 mm.

4.2. EVALUACIÓN VISUAL – POST ENSAYO DEL MURO

Al final de la fase N°10 cada uno de los 03 muros MDL-SCA-LR presentaron fisuras que llegaron hasta un máximo de 0.80 mm. La descripción de las evaluaciones visuales post-ensayo de los tres muros se describe a continuación:

I.- MDL 01 - MDL 02 – MDL 03:

El estado final de los muros MDL01, MDL 02 y MDL 03 después del ensayo de carga lateral cíclica hasta el límite de reparabilidad ($\Delta=12.00$ mm) se muestra en las figuras 4.31, 4.32 y 4.33. En donde se observa que, las fisuras se extendieron en todo el muro y tuvieron comportamiento tracción diagonal, partiendo desde los extremos del muro y extendiéndose hacia el interior de mismo. El máximo grosor de las fisuras fue de 0.80 mm. El muro no presentó indicios de colapso y resistió el desplazamiento relacionado al límite de reparabilidad, por lo que quedó habilitado para una reparación y reforzamiento. En relación a la viga base se nota ligeras fisuras en toda su longitud.



Figura 4.31.
Estado final post-ensayo MDL01-SCA-LR

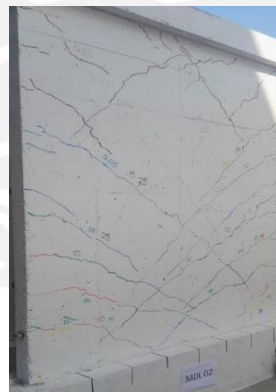


Figura 4.32.
Estado final post-ensayo MDL02-SCA-LR

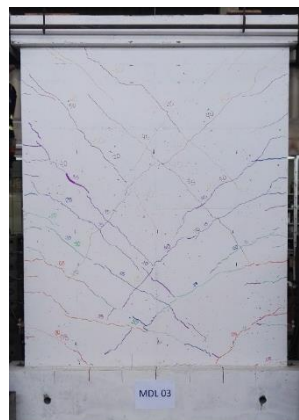


Figura 4.33.
Estado final post-ensayo MDL03-SCA-LR

4.3. PROCESAMIENTO DE RESULTADOS

4.3.1. Valores máximos de cada fase

De acuerdo a los valores encontrados al finalizar el ensayo de carga lateral cíclica sin carga vertical para los 03 primeros muros llevados hasta el límite de reparabilidad: MDL 01, MDL 02 y MDL 03, se obtuvieron valores máximos de resistencia lateral para cada fase. Cada fase de ensayo tuvo 02 ciclos, el valor máximo de carga lateral se expresa en la tabla 4.1:

Tabla 4.1: Fases de carga: amplitud y carga máxima.

MURO	FASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
MDL-SCA-LR	MDL 01	Resistencia lateral máxima (kN)	51.60	70.44	77.30	88.00	101.14	115.86	142.74	162.16	190.12	217.34
	MDL 02	Resistencia lateral máxima (kN)	50.42	66.32	66.90	85.15	101.04	113.89	136.56	158.24	188.25	214.35
	MDL 03	Resistencia lateral máxima (kN)	63.27	73.77	83.09	100.65	108.60	125.47	154.12	178.84	201.40	227.40
Valores Estadísticos	Promedio (kN)	55.10	70.17	75.77	91.27	103.59	118.41	144.47	166.41	193.26	219.68	
	Desv. Estándar (kN)	7.10	3.73	8.20	8.25	4.33	6.20	8.91	10.94	7.11	6.84	
Nivel de confianza al 95%	Límite superior (kN)	69.02	77.49	91.84	107.44	112.09	130.55	161.93	187.85	207.20	233.09	
	Límite inferior (kN)	41.18	62.85	59.69	75.09	95.10	106.26	127.01	144.97	179.32	206.27	

De acuerdo a la tabla 4.1 se muestra los promedios de resistencia lateral máxima para cada fase con su respectiva desviación estándar. Se muestra, además, un nivel de confianza al 95% de garantizar que los valores comprendidos entre el límite superior y límite inferior pertenecen a la media de cada muestra. Por tanto, el valor promedio calculado es un valor representativo para cada muestra.

Si hacemos un comparativo con lo indicado en la Norma E.060 para Muros de Ductilidad Limitada, se verifica en el acápite 21.10.2.5 que la resistencia al cortante en el plano del muro (V_n) se verifica por el aporte de resistencia del concreto (V_c) y del refuerzo (V_s), sin embargo, se considerará que toda la resistencia lateral lo tomará el concreto para un mayor factor de seguridad. En tal sentido la resistencia V_c , según el punto 11.10.5 de la norma se calcula de acuerdo a la siguiente relación:

$$V_c = A_c w(\alpha_c) \sqrt{f'_c}$$

donde:

A_c : Representa el área de corte de la sección transversal del muro
 α_c : 0.25 para $h_m/l_m \leq 1.5$
 0.17 para $h_m/l_m \geq 2.0$
 Siendo h_m la altura total del muro y l_m la longitud total del muro.

Para cada uno de nuestros muros en análisis, consideraremos $h_m = 2400$ mm y $l_m = 2000$ mm, por lo que la relación $h_m/l_m = 1.20 < 1.5$; entonces $\alpha_c = 0.25$. De acuerdo al acápite 3.4 del capítulo 3 de la presente tesis se indica que la resistencia de los muros es de $f'_c = 17.16$ MPa (175 kg/cm²).

Con estos valores se obtiene la resistencia que aporta el concreto para cada uno de los muros ensayados.

$$V_c = (100)(2000)(0.25)\sqrt{17.16}$$

$$V_c = 207.12 \text{ kN}$$

Según la tabla 4.1 se obtuvo valores máximos en la fase 10 (límite de reparabilidad) de carga lateral para cada uno de los tres muros MDL 01, MDL 02 y MDL 03 de 217.34 kN, 214.35 kN y 227.40 kN respectivamente. Estos valores superan en 4.93%, 3.49% y 9.79% respectivamente a la resistencia teórica al corte de $V_c = 207.12$ kN, por lo que se ha provisto de acero de refuerzo horizontal por corte 3/8" @ 250 mm.

4.3.2. Envoltente del diagrama de lazos histeréticos

Para cada uno de los muros analizados se tiene una data para todos los LVDTs instalados en el interior de cada muro según lo especificado en el punto 3.4.2 que me permiten verificar el alargamiento o acortamiento para cada uno de ellos en cada fase y además valores de resistencia lateral para cada fase. Estos valores nos servirán para la obtención del diagrama de lazos histeréticos para cada uno de los muros.

A continuación, se presentarán las tablas 4.2, 4.3 y 4.4 con los valores máximos y mínimos para los doce LVDTs instalados en cada muro, así como también la fuerza lateral máxima (V).

MDL 01

Tabla 4.2: Valores extremos para cada desplazamiento LVDT y carga lateral – MDL 01

MDL 01	LVDT (mm)	Máximo	Mínimo	Máx. Absoluto
	D1 (mm)	12.07909	-12.06066	12.07909
	D2 (mm)	0.38137	-0.25794	0.38137
	D3 (mm)	4.62645	-5.47113	5.47113
	D4 (mm)	0.00273	-1.22455	1.22455
	D5 (mm)	-0.00011	-1.05638	1.05638
	D6 (mm)	0.54149	-2.06716	2.06716
	D7 (mm)	0.69988	-1.93055	1.93055
	D8 (mm)	1.42534	-4.86997	4.86997
	D9 (mm)	1.78135	-5.46297	5.46297
	D10 (mm)	0.67089	-3.58630	3.58630
	D11 (mm)	0.04777	-4.09279	4.09279
	D12 (mm)	25.38653	-29.59532	29.59532
V (kN)	217.34	-201.33	217.34	

MDL 02

Tabla 4.3: Valores extremos para cada desplazamiento LVDT y carga lateral – MDL 02

MDL 02	LVDT (mm)	<i>Máximo</i>	<i>Mínimo</i>	<i>Máx. Absoluto</i>
	D1 (mm)	12.06817	-12.08627	12.08627
	D2 (mm)	0.25741	-0.27427	0.27427
	D3 (mm)	5.00151	-5.64291	5.64291
	D4 (mm)	0.03615	-1.80765	1.80765
	D5 (mm)	0.03531	-1.30877	1.30877
	D6 (mm)	0.56404	-1.64092	1.64092
	D7 (mm)	0.65817	-1.73622	1.73622
	D8 (mm)	0.50187	-7.06730	7.06730
	D9 (mm)	0.89198	-6.36864	6.36864
	D10 (mm)	0.28520	-4.46852	4.46852
	D11 (mm)	0.20315	-4.18909	4.18909
	D12 (mm)	28.68029	-24.33671	28.68029
	V (kN)	214.34	-187.23	214.34

MDL 03

Tabla 4.4: Valores extremos para cada desplazamiento LVDT y carga lateral – MDL 03

MDL 03	LVDT (mm)	<i>Máximo</i>	<i>Mínimo</i>	<i>Máx. Absoluto</i>
	D1 (mm)	12.12509	-12.10410	12.12509
	D2 (mm)	0.35371	-0.23209	0.35371
	D3 (mm)	4.95289	-5.52014	5.52014
	D4 (mm)	0.04974	-1.02632	1.02632
	D5 (mm)	0.05874	-1.14113	1.14113
	D6 (mm)	0.69569	-2.13225	2.13225
	D7 (mm)	0.72504	-1.95515	1.95515
	D8 (mm)	1.22021	-6.16519	6.16519
	D9 (mm)	0.25981	-5.95478	5.95478
	D10 (mm)	0.16589	-3.42844	3.42844
	D11 (mm)	0.10557	-4.73514	4.73514
	D12 (mm)	27.66611	-25.93458	27.66611
	V (kN)	227.41	-199.61	227.41

Considerando los valores de medición máximo y mínimo para cada uno de los LVDTs instalados en los muros y además teniendo como dato las longitudes de cada uno de ellos (mostradas en la tabla 4.5), se muestran en las Tablas 4.6 al 4.8 los valores para deformaciones unitarias obtenidas para los LVDTs de los tres muros.

Tabla 4.5: Distancias entre bases de LVDTs instalados en los muros MDL 01, 02 y 03

TIPO DE MURO	Distancia LVDT (mm)		
	MDL 01	MDL 02	MDL 03
D1	2560	2565	2585
D2	300	300	300
D3	2560	2565	2585
D4	1936	1935	1930
D5	1935	1930	1940
D6	300	305	295
D7	300	300	280
D8	2425	2410	2425
D9	2410	2420	2420
D10	2270	2265	2250
D11	2275	2263	2260

Tabla 4.6: Deformaciones unitarias para los LVDTs instalados en el muro MDL 01

MDL 01	Def. unitaria (mm/mm)	Máximo	Mínimo	Máx. Valor Absoluto
	D2 (mm/mm)	0.1271%	-4.0202%	4.0202%
	D4 (mm/mm)	0.0001%	-0.2826%	0.2826%
	D5 (mm/mm)	0.0000%	-0.0546%	0.0546%
	D6 (mm/mm)	0.1805%	-0.6891%	0.6891%
	D7 (mm/mm)	0.2333%	-0.6435%	0.6435%
	D8 (mm/mm)	0.0588%	-0.2008%	0.2008%
	D9 (mm/mm)	0.0739%	-0.2267%	0.2267%
	D10 (mm/mm)	0.0296%	-0.1580%	0.1580%
	D11 (mm/mm)	0.0021%	-0.1799%	0.1799%

Tabla 4.7: Deformaciones unitarias para los LVDTs instalados en el muro MDL 02

MDL 02	Def. unitaria (mm/mm)	Máximo	Mínimo	Máx. Valor Absoluto
	D2 (mm/mm)	0.0858%	-4.0288%	4.0288%
	D4 (mm/mm)	0.0019%	-0.2916%	0.2916%
	D5 (mm/mm)	0.0018%	-0.0678%	0.0678%
	D6 (mm/mm)	0.1849%	-0.5380%	0.5380%
	D7 (mm/mm)	0.2194%	-0.5787%	0.5787%
	D8 (mm/mm)	0.0208%	-0.2932%	0.2932%
	D9 (mm/mm)	0.0369%	-0.2632%	0.2632%
	D10 (mm/mm)	0.0126%	-0.1973%	0.1973%
	D11 (mm/mm)	0.0090%	-0.1851%	0.1851%

Tabla 4.8: Deformaciones unitarias para los LVDTs instalados en el muro MDL 03

MDL 03	Def. unitaria (mm/mm)	Máximo	Mínimo	Máx. Valor Absoluto
	D2 (mm/mm)	0.1179%	-0.0774%	0.1179%
	D4 (mm/mm)	0.0026%	-0.0532%	0.0532%
	D5 (mm/mm)	0.0030%	-0.0588%	0.0588%
	D6 (mm/mm)	0.2358%	-0.7228%	0.7228%
	D7 (mm/mm)	0.2589%	-0.6983%	0.6983%
	D8 (mm/mm)	0.0503%	-0.2542%	0.2542%
	D9 (mm/mm)	0.0107%	-0.2461%	0.2461%
	D10 (mm/mm)	0.0074%	-0.1524%	0.1524%
	D11 (mm/mm)	0.0047%	-0.2095%	0.2095%

a. Resumen de los resultados obtenidos

Tabla 4.9: Tabla resumen de resultados para los MDL 01, 02 y 03

MURO ENSAYADO	V _{máx} (kN)	Δ _{máx} (mm)	V _{final} (kN)	Δ _{final} (mm)	T _{máx} (Mpa)	Y _{max} (delta max/Ho)	Lev. Máximo: D6 o D7 (mm)	Abruta (mm ²)
MDL 01	217.34	12.079	19.63	1.98752	1.09	0.00503	0.69988	200000
MDL 02	214.34	12.086	7.53	0.14543	1.07	0.00504	0.65817	200000
MDL 03	227.41	12.125	19.35	0.96204	1.14	0.00505	0.72504	200000
Promedio	219.69	12.097	15.50	1.032	1.098	0.005	0.694	200,000
D.E.	6.846	0.025	6.904	0.923	0.034	0.000	0.034	0.000
C.V. (%)	3.12	0.20	44.53	89.47	3.12	0.20	4.86	-

Donde:

- V_{máx}: Fuerza cortante máxima alcanzada por el espécimen.
- Δ_{máx}: Desplazamiento lateral máximo asociado a la carga máxima.
- V_{final}: Fuerza cortante final alcanzada por el espécimen.
- Δ_{final}: Desplazamiento lateral final asociado a la carga final.
- T_{máx}: Deformación angular (distorsión) máxima asociada al V_{máx}.
- Lev.máximo: Levantamiento de base (talón) del espécimen, asociado a la carga máxima.
- Abruta: Área bruta de la sección transversal del espécimen.
- Ho: altura del muro ensayado

b. Gráficos procesados

Los especímenes fueron ensayados bajo carga lateral cíclica y sin carga vertical hasta llegar al límite de reparabilidad considerando una distorsión de 5 por mil. Para una altura de 2400 mm del muro esta deriva equivale a un desplazamiento de 12 mm como máximo. Es por ello, que en los ensayos se llegó hasta la fase 10 para una amplitud máxima $D1=12$ mm.

En la figura 4.34 se representan los ciclos de histéresis (Fuerza lateral – Desplazamiento) para los 03 muros ensayados: MDL 01, MDL 02 y MDL 03.

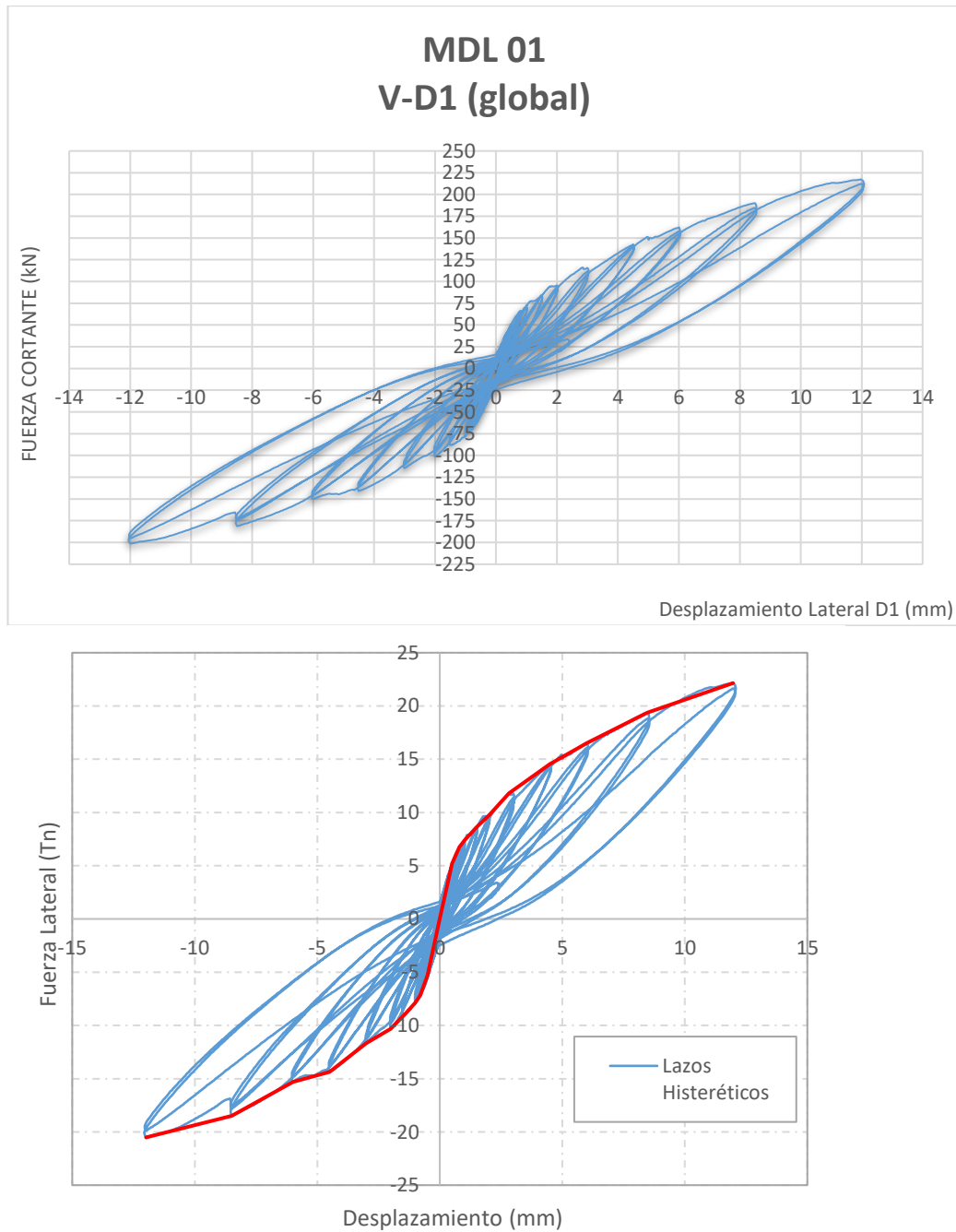


Figura 4.34. Diagrama de lazo histerético MDL-01

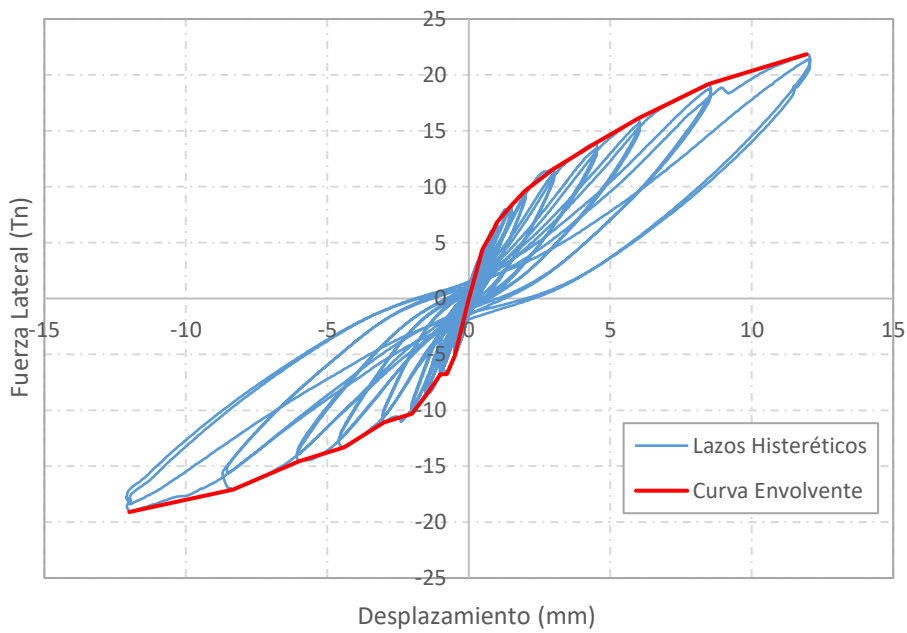
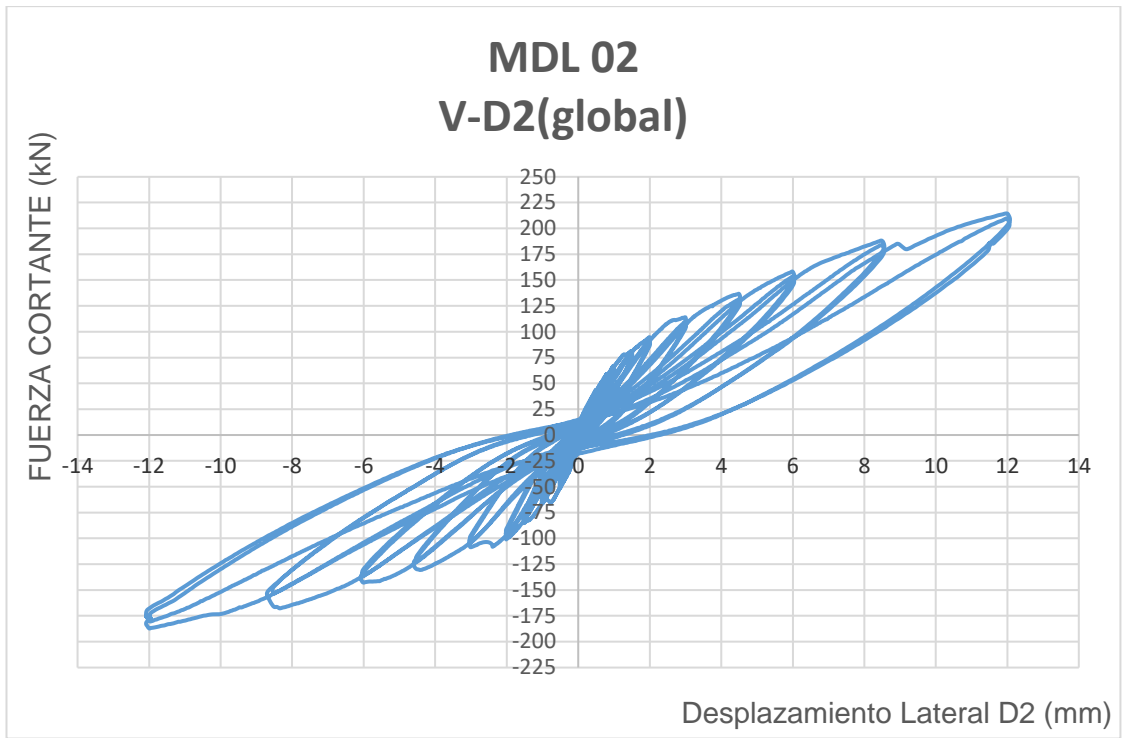


Figura 4.35. Diagrama de lazo histerético MDL-02

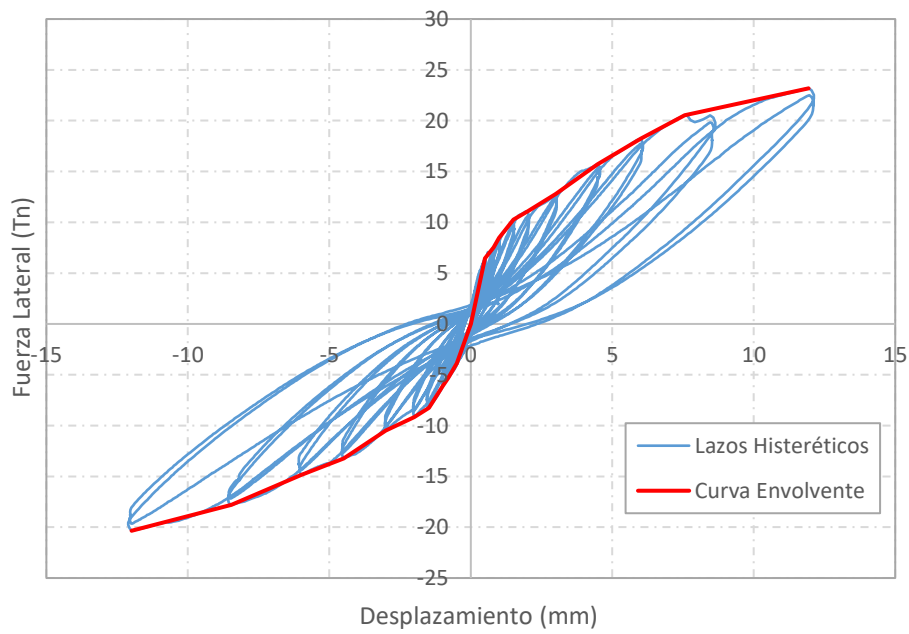
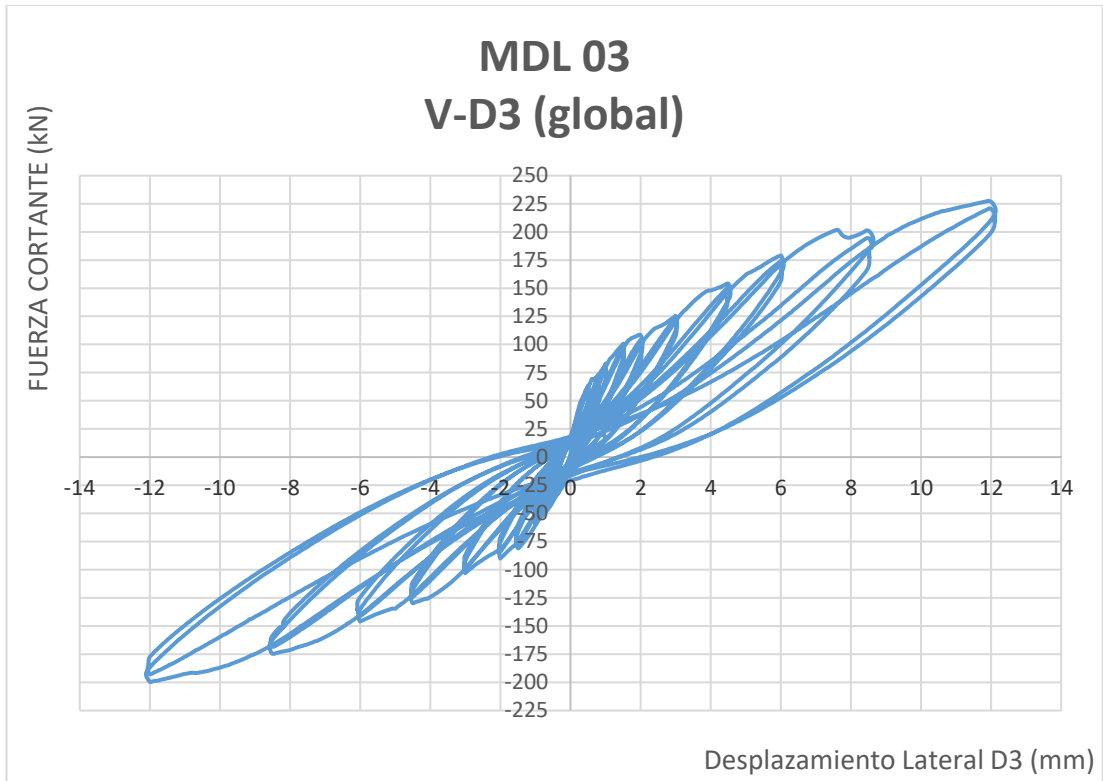


Figura 4.36. Diagrama de lazo histerético MDL-03

CAPITULO 5

REPARACIÓN DE FISURAS Y REFORZAMIENTO DE LOS MDL LUEGO DEL ENSAYO DE CARGA CICLICA LATERAL HASTA EL LIMITE DE REPARABILIDAD

5.1. INTRODUCCIÓN

Los tres primeros muros ensayados fueron llevados hasta el límite de reparabilidad de acuerdo a lo establecido en la norma. Luego de los respectivos ensayos, los muros de concreto fueron llevados hacia la parte posterior del laboratorio para ser evaluados, de tal manera de determinar cuáles serán las fisuras que serán reparadas y la longitud total de las mismas de acuerdo al FEMA 308.

Los tres muros mencionados tuvieron un proceso de reparación de fisuras y de reforzamiento, de tal manera que pudieron ser ensayados mediante carga lateral cíclica y llevarlos hasta la rotura. Para la reparación de fisuras se tuvo que identificar todas aquellas mayores a los 0.50 mm de espesor, de acuerdo al FEMA (Federal Emergency Management Agency) 308, el método de reparación correspondiente es una inyección epóxica, que, según lo observado en los 03 muros ensayados, la mayor cantidad de fisuras mayores a 0.50 mm se dieron en la zona posterior del mismo.

La reparación de fisuras fue realizada por la empresa PROSERCON y la inyección epóxica que se utilizó fue el SIKADUR-52. De acuerdo a la ficha técnica de producto, se define como un sistema de dos componentes a base de resina epóxica modificada de excelente fluidez, cuyos usos se dan en reparaciones estructurales con buena adherencia al concreto, mortero, piedra, acero, fierro y madera.

Luego de haber definido las fisuras mayores a los 0.50 mm e inyectarlo con el epóxico, se procedió a realizar el reforzamiento de muro con las fisuras ya reparadas. Este procedimiento consistió en envolver al muro mediante una malla electrosoldada de cocada cuadrada de $\frac{3}{4}$ " , la malla usada fue de la empresa PRODAC y su denominación fue la n°19 y el alambre usado para amarrar fue la n°18.

5.2. TÉCNICA DE REPARACIÓN DE FISURAS DE MDL

Para realizar la reparación de fisuras en los 03 muros de ductilidad limitada ya ensayados, se dispuso los lineamientos del FEMA (Federal Emergency Management Agency). La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias pertenece al gobierno de los Estados Unidos para dar respuesta a huracanes, terremotos, inundaciones y otros desastres naturales. El documento 308 del FEMA corresponde a "Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings" en donde se especifica los lineamientos prácticos para reparación de construcciones de concreto dañadas por sismos tales como: muros, albañilería y elementos vigas – columnas. Este documento puede ser usado como un recurso que facilite a los ingenieros, especialistas de la construcción y agencias gubernamentales para las evaluaciones de los procedimientos que deben seguirse en las tres instancias: Verificaciones de estructuras antes de los sismos de manera preventiva, en las condiciones de daño durante los sismos y en la condición de reparaciones futuras post-sismo.

Las reparaciones de los daños producidos por los sismos en estructuras de concreto y albañilería se dividen en 03 categorías:

1. Reparación cosmética (CR: cosmetic repair)
2. Reparación estructural (SR: structural repair)
3. Mejoras estructurales (SE: structural enhancement)

Se considera como tipo de reparación cosmética y estructural a la inyección epóxica. De acuerdo a los lineamientos del capítulo 04 del FEMA 308, se indica que el propósito y finalidad de las inyecciones estructurales debe ser cerrar y llenar por completo las fisuras encontradas con un material adhesivo epóxico, el equipamiento necesario para realizar ello será una herramienta capaz de inyectar presiones de 300psi así como personal especialmente capacitado para dicha labor. De acuerdo a sus limitaciones, indica que las grietas que deben ser identificadas como "reparables" serán aquellas mayores a los 0.02 in (0.50 mm) y menores a los 0.12in (3.0 mm).

Tomando en cuenta todas las consideraciones vertidas en el párrafo anterior, se procedió al trabajo de reparación de las fisuras de los 03 MDL. En ese sentido, se identificaron todas las fisuras visibles mayores a 0.50 mm, trabajo de identificación que ya se realizó tras el análisis de cada uno de los muros previamente. Ningún muro llegó a grietas mayores a los 3.0 mm.

La empresa PROSERCON fue la encargada de realizar el trabajo de reparación de fisuras de los 03 MDL mediante inyección epóxica, el producto que se utilizó fue el SIKADUR-52. De acuerdo a la ficha técnica de producto, se define como un sistema de dos componentes a base de resina epóxica modificada de excelente fluidez, cuyos usos se dan en reparaciones estructurales con buena adherencia al concreto, mortero, piedra, acero, fierro y madera.

Los muros se encontraron dispuestos y ubicados en la parte posterior del laboratorio tal como muestra la figura 5.1



Figura 5.1. MDL02 al finalizar el ensayo hasta el límite de reparabilidad.

Una vez tenida la identificación de fisuras de cada uno de los muros se procedió a realizar la limpieza de dichas zonas. (Figura 5.2)



Figura 5.2. Muro 02 con grietas mayores a 0.50 mm identificados.

Lo primero que se realizó fue realizar la limpieza de las zonas donde se identificaron las fisuras para reparar mediante una escobilla de hierro, tal como se indica en la ficha técnica del producto SIKADUR-52, donde se tiene que tener una superficie sana exenta de polvo, grasa, aceite y/o afines.

Luego mediante una masilla de veloz-flex se delineó los caminos de las fisuras para colocar las boquillas para inyectar el producto por allí. (Figura 5.3)



Figura 5.3. Elementos utilizados para la delineación de fisuras.

La finalidad de realizar el delineamiento de las fisuras mediante la combinación de las partes "A" resina y "B" endurecedor es poder aplicar el método de inyección por presión, en donde, el SIKADUR-52 recorrerá directamente las grietas hasta constatarse un completo llenado.

La aplicación del producto que forma los canales en cada una de las fisuras identificadas en los muros se dio a cargo del personal capacitado de la empresa PROSERCON (ver figura 5.4)



Figura 5.4. Aplicación de la combinación de mezcla "A" y "B" en la dirección de las grietas identificadas.

Luego el muro quedó marcado listo para la colocación de las boquillas a lo largo de las fisuras que se han identificado. El método por presión es aplicable para los elementos horizontales y verticales, de tal manera que se colocan boquillas con un distanciamiento determinado en donde se aplicará el epóxico bajo presión. En la figura 5.5 se observa el muro listo para la colocación del epóxico, asimismo se observa las boquillas usadas a lo largo de cada fisura a reparar.



Figura 5.5. Izq. Muro listo para la inyección del epóxico. Der. Boquillas usadas cada cierta distancia en cada canal de fisura.

Mediante una jeringa se inyectó en cada una de las boquillas de cada fisura identificada. Se comprobó que las fisuras quedaron rellenas en su totalidad a lo largo de todo su espesor.

Mediante este procedimiento se realizó la inyección de las fisuras de los tres muros ya ensayados. Asimismo, al finalizar la inyección se procedió a lijar el muro mediante un disco de copa, de tal manera que el mortero pueda agarrar en el muro. En la figura 5.6 se observa la inyección del epóxico mediante el SIKADUR-52.



Figura 5.6. Inyección del epóxico SIKADUR-52.

5.3. TÉCNICA DE REFORZAMIENTO DE MDL

Una vez definido todo lo referente a la reparación de las fisuras, se procedió a realizar el reforzamiento del muro con las fisuras ya reparadas. Este procedimiento consistió en envolver al muro mediante una malla electrosoldada de cocada cuadrada de $\frac{3}{4}$ " por ambas caras. La malla usada fue de la empresa Prodac y su denominación fue la n° 19 y el alambre usado para amarrar la malla fue la n° 18, según la figura 5.7.



Figura 5.7. Malla electrosoldada n°19 y alambre n°18.

Para realizar el enmallado en el muro de concreto, se tuvo que realizar perforaciones a través del muro de un diámetro máximo de 6 mm, de tal manera de no alterar estructuralmente el MDL. Mediante estos orificios se pasó el alambre N°18 para sujetar la malla colocada. La disposición de los agujeros que atravesaron el muro se muestra en el esquema de la fig. 5.8.

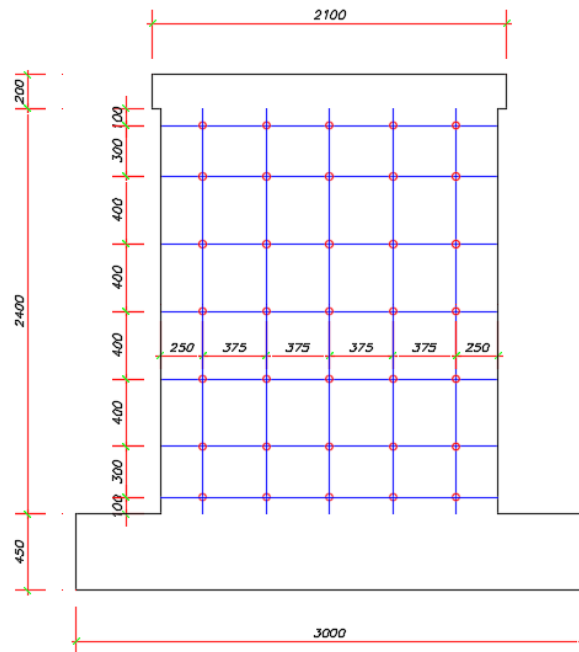


Figura 5.8. Disposición de orificios en el muro reparado.

Los agujeros fueron realizados por el personal del laboratorio mediante un taladro con broca de 6mm, en la figura 5.9 se muestra el trabajo realizado por el personal encargado.

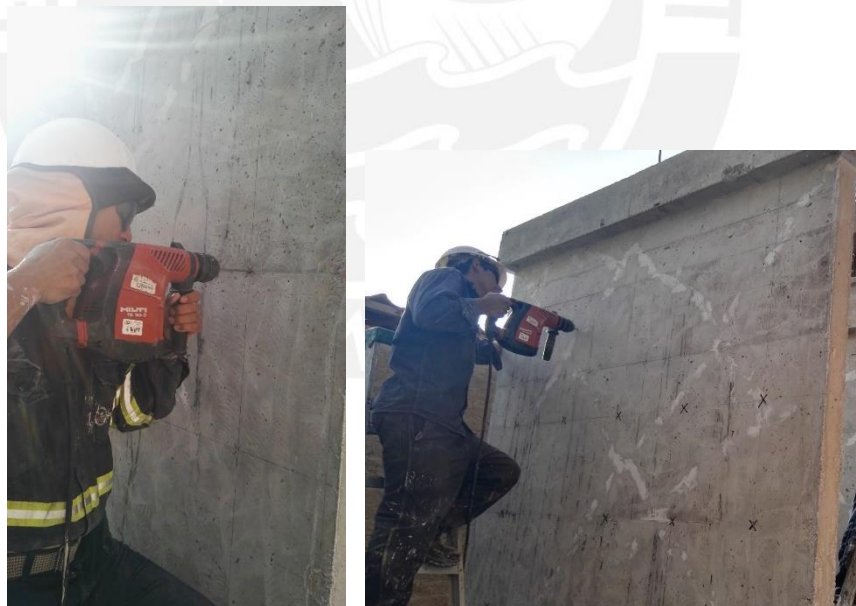
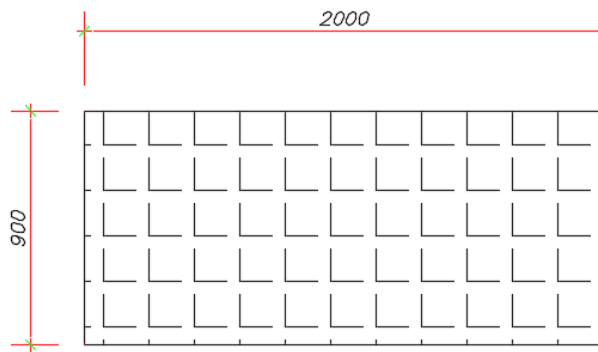


Figura 5.9. Perforaciones de 6mm en el interior del muro.

La malla comercialmente tiene un ancho de 900 mm, se optó por realizar el corte para los 2400 mm lineales de altura de muro que tenemos. La idea que se realizó fue envolver al muro en toda su área. Por lo que, se tuvo que realizar corte de 4.5 metros lineales de malla. (Figura 5.10)



ENMALLADO DE COCADA CUADRADA 3/4"

Figura 5.10. Enmallado de cocada cuadrada 3/4" para una cara del muro.

Debido al ancho de 900 mm de la malla comercial, se optó utilizar tres franjas para cubrir los 2400 mm de altura del muro. De esta forma, se obtiene un traslape de 150 mm a media altura para cada malla, tal como lo muestra la figura 5.11.

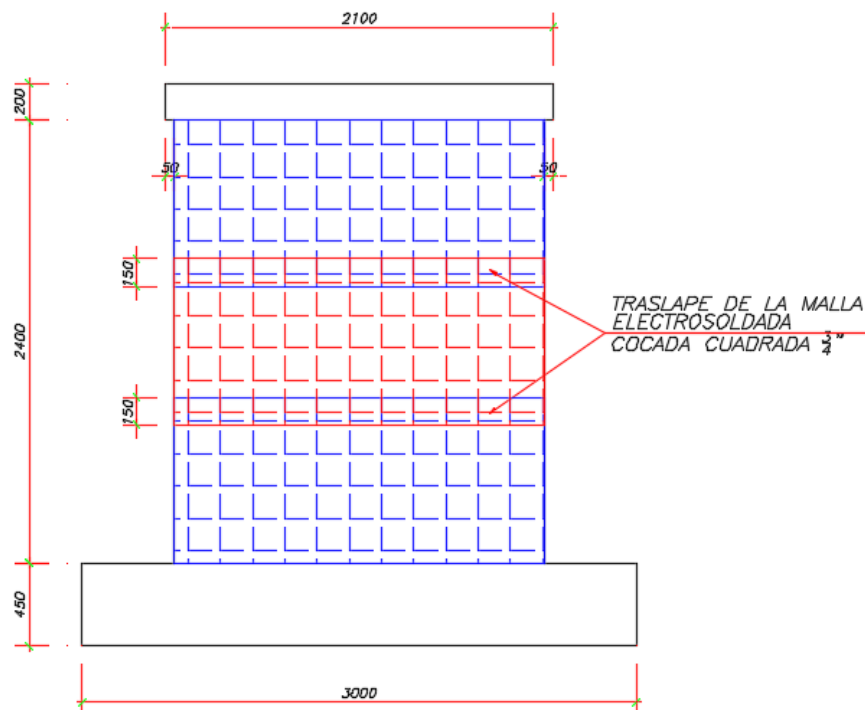


Figura 5.11. Colocación de la malla en una cara del muro.

El proceso de colocación de cada franja del enmallado se detalla a continuación: 1. Primero se empezó por la parte trasera del muro, a 300 mm del extremo. 2. Luego se envuelve al muro atravesándolo en todo su frente. 3. Se le da una vuelta completa y se pasa nuevamente por donde se empezó el enmallado. 4. Se culmina el encamisado de malla hasta los 300 mm siguientes del extremo del muro. Todo el procedimiento se muestra en la Fig. 5.12.

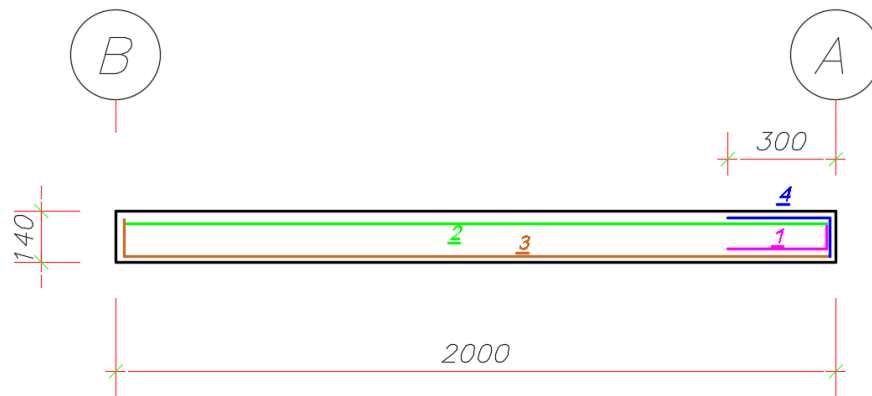
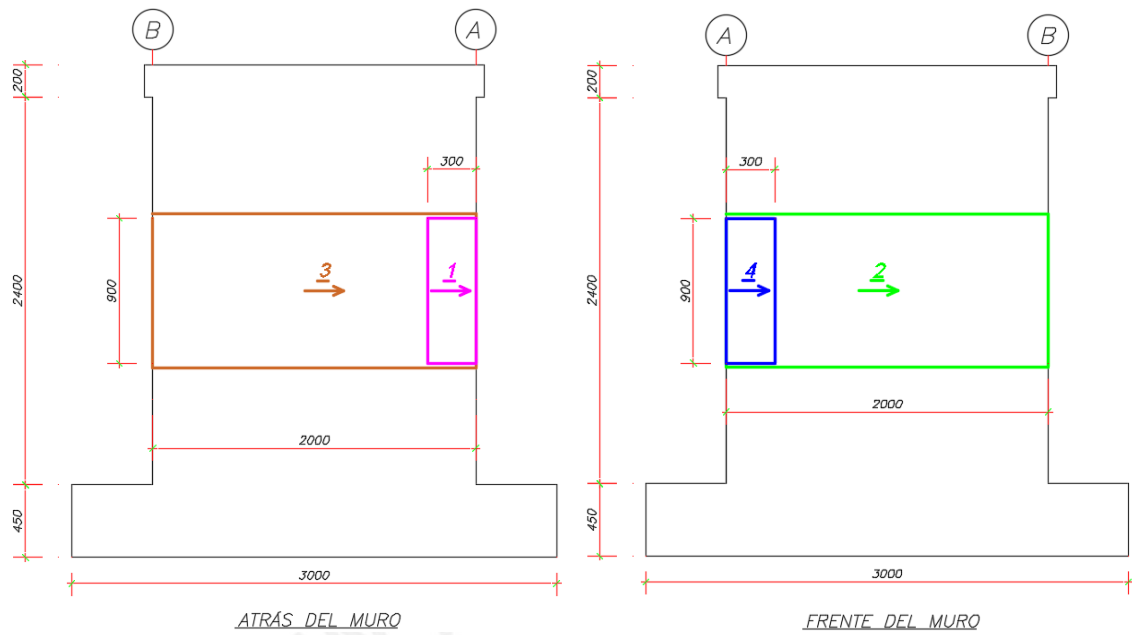


Figura 5.12. Procedimiento de encamisado de una franja de malla.

Mediante este procedimiento de refuerzo, se consigue tener un doble enmallado en los extremos del muro, justamente donde se concentran la mayor cantidad de esfuerzos producto de las fuerzas laterales de los sismos. En la figura N° 5.13 se muestra la manera en que se colocó el doble enmallado a cada uno de los muros a cargo del personal del laboratorio.



Figura 5.13. Colocación de la malla electrosoldada en el muro reparado.

Luego se realizó el humedecimiento mediante reegado del muro previo al tarrajeo. El mortero usado para ello fue una mezcla de C:A : 1:2. El muro luego del enmallado y del tarrajeo aumentó su espesor de 100 mm a aprox. 140 mm. De esta forma, la técnica experimental de refuerzo llamado ferrocemento queda definido en cada uno de los muros. El largo total del muro pasó de 2000 mm a 2040 mm. (Fig. 5.14)

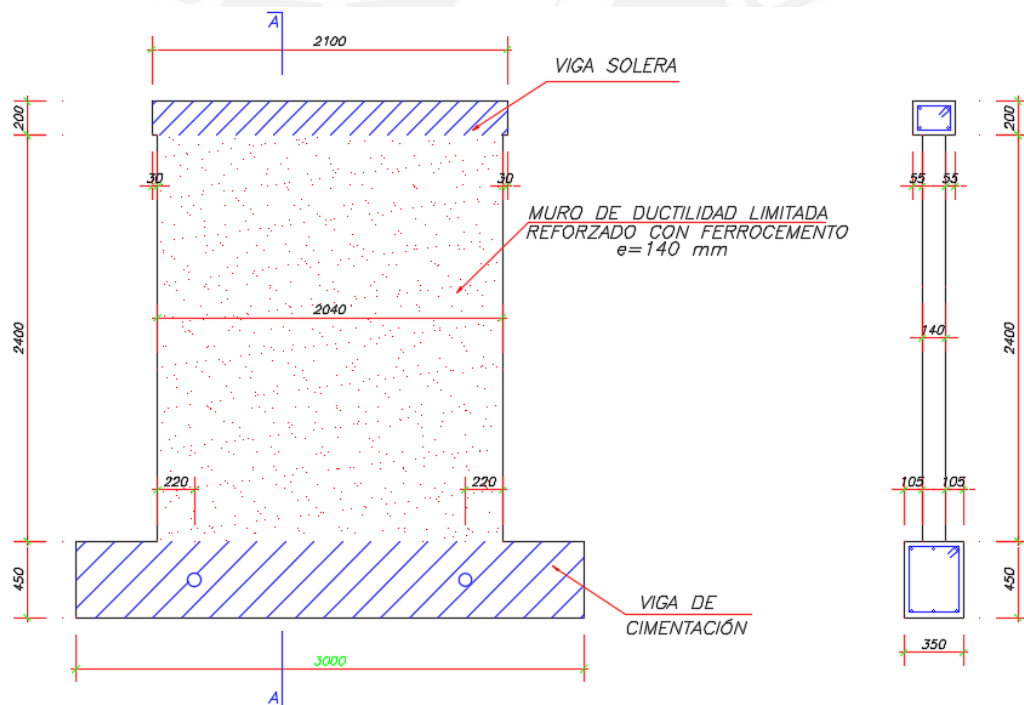


Figura 5.14. Esquema de las nuevas dimensiones de los muros reparados y reforzados.

En la figura 5.15 se muestra la técnica constructiva para la formación del ferrocemento en el muro. Luego del enmallado, se cubrió toda la malla con mortero C:A 1:2 (ferrocemento). De esta forma el muro quedó con un espesor de 14cm.



Figura 5.15. Aplicación de mortero al muro y espesor final del mismo.

Se realizó el ensayo de resistencia a la compresión de cubos de mortero extraídos de la mezcla usada para los muros reparados, a continuación, se muestra en la tabla 5.1.

Tabla 5.1: Resistencia a la compresión de cubos de mortero

	Largo (mm)		Largo Prom (mm)	Ancho (mm)		Ancho Prom (mm)	Espesor (mm)		Espesor Prom (mm)	Carga Máxima (KN)	Área (mm ²)	Esfuerzo (MPa)
	L1	L2		A1	A2		E1	E2				
1	48	48	48,0	50	50	50,0	50	50	50,0	69,47	2400,00	28,95
2	48	49	48,5	50	50	50,0	50	50	50,0	63,83	2425,00	26,32
3	48	48	48,0	50	50	50,0	50	50	50,0	58,47	2400,00	24,36
4	48	48	48,0	50	50	50,0	50	50	50,0	68,65	2400,00	28,60

Las muestras de mortero fueron ensayadas la Máquina Universal de ensayos del laboratorio. Para realizar el ensayo de compresión de las muestras se colocó bases de madera en las caras donde iba a ser sometida la carga para mantener la uniformidad en la sección. La figura 5.16 muestra el ensayo de los especímenes de mortero.



Figura 5.16. Ensayo de compresión de cubos de mortero.

Finalmente, los muros terminaron listos para los ensayos hasta la rotura de carga lateral cíclica. (Fig. 5.17)

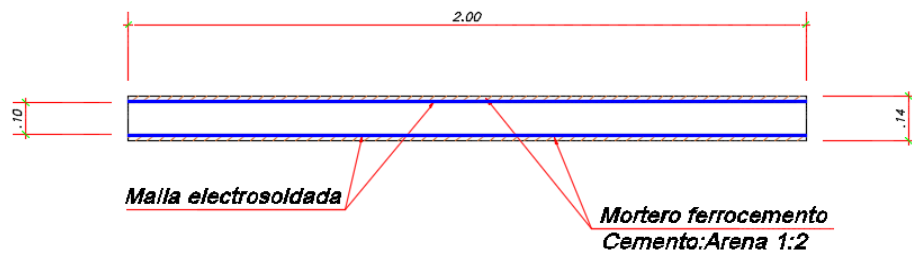


Figura 5.17. Esquema de variación en planta de los MDL reparados y reforzados y disposición de los MDL listos para ser ensayados.



La instrumentación de los muros se muestra en la figura 5.18, que es exactamente la misma que se usó para los primeros ensayos de los tres muros hasta el límite de reparabilidad.

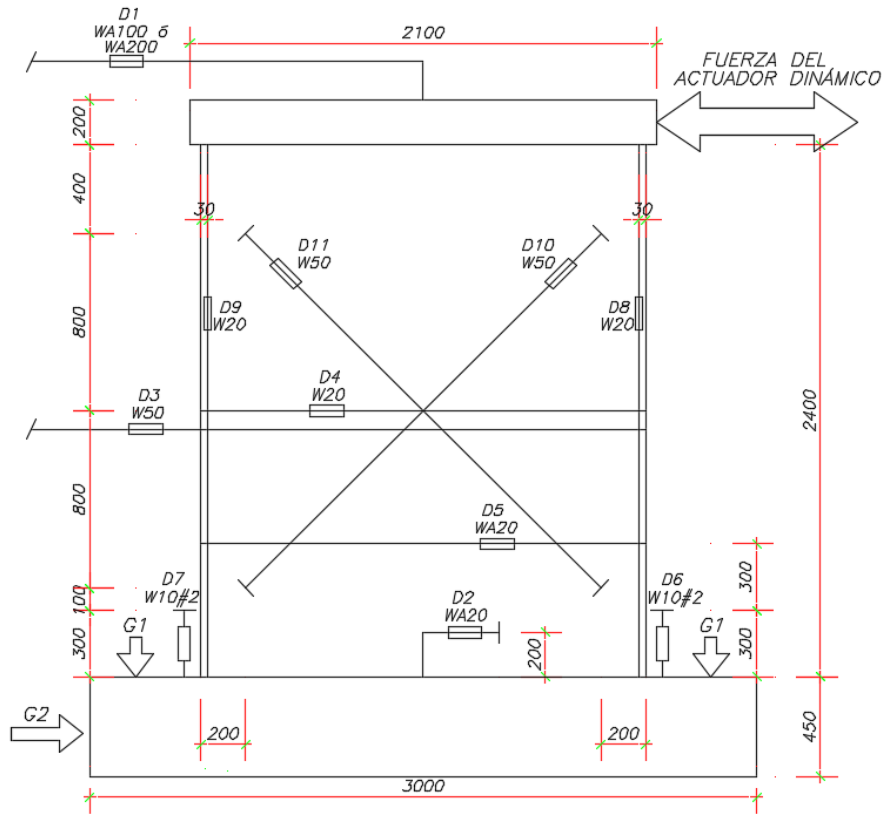


Figura 5.18. Instrumentación del muro reparado y reforzado para el ensayo.

El traslado de los tres muros se realizó con ayuda del puente grúa del laboratorio, en donde se colocaron fajas cogiendo a la viga de cimentación de cada muro. Asimismo, la instrumentación y colocación de los muros en los dispositivos de ensayo se realizaron para ensayo a carga lateral cíclica. En la figura 5.19 se muestra el izaje, la colocación del actuador y la instrumentación externa del muro.

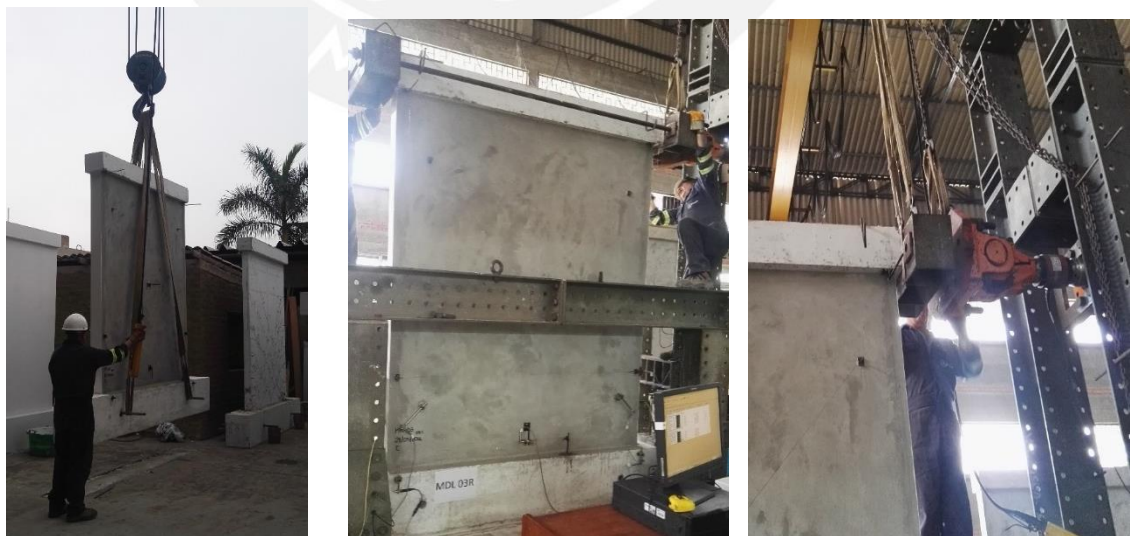


Figura 5.19. Izaje del muro, instrumentación externa al muro y colocación del actuador listo para el ensayo del MDL-R hasta la rotura.

Los ensayos de carga lateral cíclica se llevaron hasta la rotura del espécimen, las fases mediante las cuales los muros fueron ensayados consistieron en 15, llegando a un desplazamiento máximo $D1= 40.0$ mm, lo que corresponde a una deriva de 1.6 por mil, más que el doble que el permitido por la norma de concreto armado. (Fig. 5.20)

<i>Fase</i>	<i>Desplaz. (mm)</i>	<i>Color de grieta</i>
1	0.5	
2	0.8	
3	1.0	
4	1.5	
5	2.0	
6	3.0	
7	4.5	
8	6.0	
9	8.5	
10	12.0	
11	16.5	
12	23.5	
13	30.5	
14	35.0	
15	40.0	

Figura 5.20. Fases del ensayo a carga lateral cíclica hasta la rotura.

CAPÍTULO 6

ENSAYO Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA LLEVADOS A LA ROTURA

6.1. COMPORTAMIENTO DEL MURO DURANTE EL ENSAYO

A continuación, se presenta la descripción de los daños observados en todas las fases de los muros siguientes: Muros de ductilidad limitada reparados con carga lateral y sin carga axial llevados hasta la rotura (MDL-R-SCA): MDL 01R, MDL 02R y MDL 03R.

I.- MDL 01R: (Fig. 6.1 al 6.15)

1. Fase 01 (Amplitud " Δ "=0.50 mm)

El muro presentó un comportamiento elástico, sin grietas visibles en su interior. Resistió una carga lateral máxima de 35.71 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.1. MDL01-R-SCA: Fase 01 – amplitud: 0.50 mm.

2. Fase 02 (Amplitud " Δ "=0.80 mm)

El muro presentó un comportamiento elástico, sin grietas visibles en su interior. Resistió una carga lateral máxima de 48.46 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.2. MDL01-R-SCA: Fase 02 – amplitud: 0.80mm.

3. Fase 03 (Amplitud " Δ "=1.00 mm)

El muro presentó un comportamiento elástico, sin grietas visibles en su interior. Resistió una carga lateral máxima de 55.33 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.3. MDL01-R-SCA: Fase 03 – amplitud: 1.00mm.

4. Fase 04 (Amplitud " Δ "=1.50 mm)

Las primeras grietas aparecieron en las bases de los extremos de los muros con espesores de grieta menores a 0.05 mm. Resistió una carga lateral máxima de 69.45 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.4. MDL01-R-SCA:
Fase 04 – amplitud: 1.50 mm.

5. Fase 05 (Amplitud " Δ "=2.00 mm)

Empezaron a aparecer más grietas en las bases de los extremos del muro con espesores máximos de 0.05mm. Resistió una carga lateral máxima de 82.01 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.5. MDL01-R-SCA:
Fase 05 – amplitud: 2.00 mm.

6. Fase 06 (Amplitud " Δ "=3.00 mm)

Grietas existentes se prolongaron sin aumentar grosor de 0.05 mm. Además se formaron más grietas de tracción por flexión con un grosor máximo de 0.05 mm que se convirtieron en grietas de tracción diagonal. Resistió una carga lateral máxima de 109.77 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.6. MDL01-R-SCA:
Fase 06 – amplitud: 3.00 mm.

7. Fase 07 (Amplitud " Δ "=4.50 mm)

Grietas existentes se prolongaron y aumentaron su grosor a valor máximo de 0.10 mm. Otras grietas existentes aumentaron hasta un grosor máximo de 0.10 mm. Resistió una carga lateral máxima de 144.11 kN.

*Color de grieta: 



Figura 6.7. MDL01-R-SCA:
Fase 07 – amplitud: 4.50 mm.

8. Fase 08 (Amplitud " Δ "=6.00 mm)

Las grietas de los talones de los extremos del muro de concreto aumentaron a 0.15 mm. Además se formaron más grietas de tracción por flexión, pero con un grosor menor a 0.10 mm en la superior del muro. Resistió una carga lateral máxima de 175.01 kN.

*Color de grieta: 

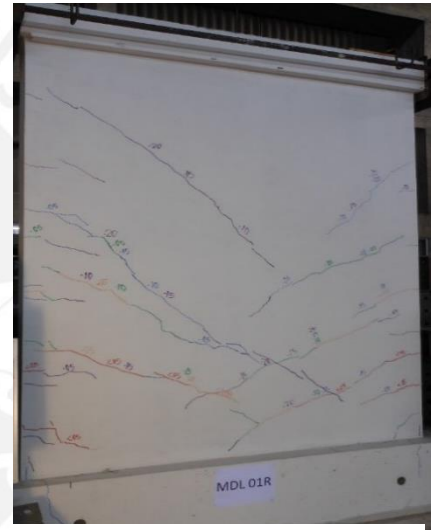


Figura 6.8. MDL01-R-SCA:
Fase 08 – amplitud: 6.00 mm.

9. Fase 09 (Amplitud " Δ "=8.50 mm)

Las grietas de los talones se mantuvieron en 0.15 mm. Las grietas de tracción por flexión llegaron a los 0.25 mm extendiéndose en toda la parte interior del muro. Resistió una carga lateral máxima de 220.63 kN.


*Color de grieta: 



Figura 6.9. MDL01-R-SCA:
Fase 09 – amplitud: 8.50 mm.

10. Fase 10 (Amplitud " Δ "=12.00 mm)

Las grietas por tracción diagonal que aparecen en la parte superior del muro se extendieron más y llegaron a 0.25 mm. En la parte interior del muro de concreto se llegó a grietas hasta 0.15 mm. Resistió una carga lateral máxima de 251.04 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.10. MDL01-SCA-LR:
Fase 10 – amplitud: 12.00 mm.

11. Fase 11 (Amplitud " Δ "=16.50 mm)

Las grietas por tracción diagonal que aparecen en la parte superior del muro se extendieron más y llegaron a 0.30 mm. En la parte interior se llegó a grietas de hasta 0.40 mm. Se acentuaron notablemente las grietas en los talones de los extremos del muro. Resistió una carga lateral máxima de 265.36 kN.

*Color de grieta:

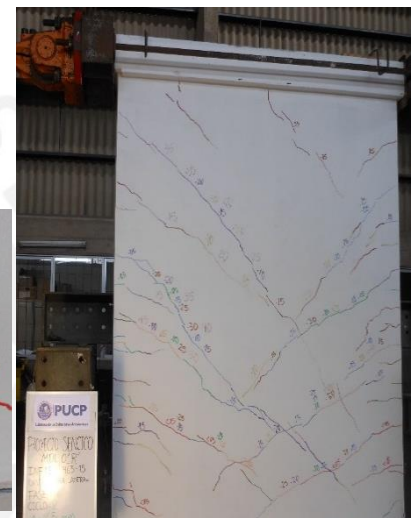
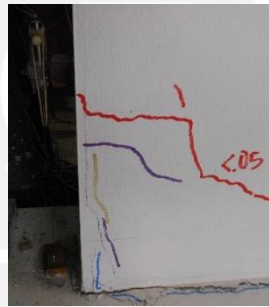


Figura 6.11. MDL01-R-SCA:
Fase 11 – amplitud: 16.50 mm.

12. Fase 12 (Amplitud " Δ "=23.50 mm)

Las grietas de los talones de los extremos de muro se pronunciaron hasta 0.25 mm. En los talones se produjo desprendimiento del mortero y presentó grietas verticales bien marcadas. Resistió una carga lateral máxima de 280.47 kN.

*Color de grieta:

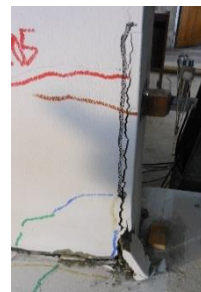


Figura 6.12. MDL01-R-SCA:
Fase 12 – amplitud: 23.50 mm.

13. Fase 13 (Amplitud " Δ "=30.50 mm)

Las grietas en el interior del muro llegan a los 0.50 mm y las fisuras de la parte posterior del muro se notan más pronunciadas y atraviesan toda la parte central de forma diagonal. Resistió una carga lateral máxima de 278.31 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.13. MDL01-R-SCA:
Fase 13 – amplitud: 30.50 mm.

14. Fase 14 (Amplitud " Δ "=35.00 mm)

Las grietas en el interior de muro llegan a los 0.50 mm y las grietas en la parte superior del muro son más pronunciadas y llegan hasta la viga solera. El talón del muro sufrió serios daños y se desprendió todo el recubrimiento. Resistió una carga lateral máxima de 270.46 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.14. MDL01-R-SCA:
Fase 14 – amplitud: 35.00 mm.

15. Fase 15 (Amplitud " Δ "=40.00 mm)

Hubo desprendimiento del recubrimiento en la parte de los talones de los extremos del muro pero el enmallado de reforzamiento se mantuvo en buen estado. Todo el muro presentó fallas de tracción diagonal de manera simétrica. Esta última fase se realizó en un ciclo. Resistió una carga lateral máxima de 254.57 kN.

*Color de grieta:

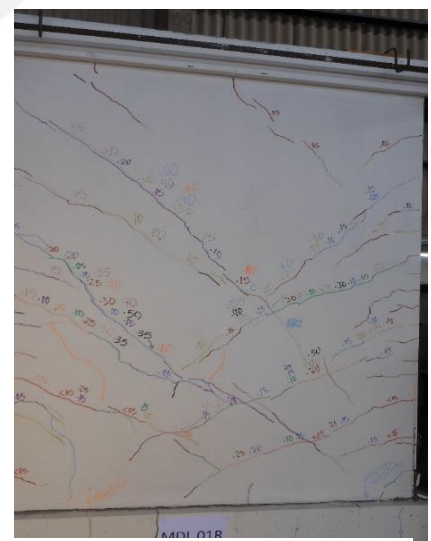


Figura 6.15. MDL01-R-SCA:
Fase 15 – amplitud: 40.00 mm.

II.- MDL 02R: (Fig. 6.16 al 6.30)

1. Fase 01 (Amplitud " Δ "=0.50 mm)

El muro presentó un comportamiento elástico, sin grietas visibles en su interior. Resistió una carga lateral máxima de 37.77 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.16. MDL02-R-SCA:
Fase 01 – amplitud: 0.50 mm.

2. Fase 02 (Amplitud " Δ "=0.80 mm)

El muro presentó un comportamiento elástico, sin grietas visibles en su interior. Resistió una carga lateral máxima de 53.17 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.17. MDL02-R-SCA:
Fase 02 – amplitud: 0.80 mm.

3. Fase 03 (Amplitud " Δ "=1.00 mm)

El muro presentó un comportamiento elástico, sin grietas visibles en su interior. Resistió una carga lateral máxima de 61.41 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.18. MDL02-R-SCA:
Fase 03 – amplitud: 1.00 mm.

4. Fase 04 (Amplitud " Δ "=1.50 mm)

Las primeras grietas aparecieron en las bases de los extremos de los muros con espesores de grieta menores a 0.05 mm. Resistió una carga lateral máxima de 79.66 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.19. MDL02-R-SCA:
Fase 04 – amplitud: 1.50 mm.

5. Fase 05 (Amplitud " Δ "=2.00 mm)

Empezaron a aparecer más grietas en las bases de los extremos del muro con espesores máximos de 0.05 mm. Resistió una carga lateral máxima de 94.08 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.20. MDL02-R-SCA:
Fase 05 – amplitud: 2.00 mm.

6. Fase 06 (Amplitud " Δ "=3.00 mm)

Grietas existentes se prolongaron y su grosor siguió en 0.05 mm. Además se formaron más grietas de tracción por flexión con un grosor máximo de 0.05 mm que se convirtieron en grietas de tracción diagonal. Resistió una carga lateral máxima de 117.23 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.21. MDL02-R-SCA:
Fase 06 – amplitud: 3.00 mm.

7. Fase 07 (Amplitud " Δ "=4.50 mm)

Grietas existentes se prolongaron y aumentaron su grosor a valor máximo de 0.15 mm. Otras grietas existentes aumentaron hasta un grosor máximo de 0.15 mm. Resistió una carga lateral máxima de 148.23 kN.

*Color de grieta: ██████████



Figura 6.22. MDL02-R-SCA:
Fase 07 – amplitud: 4.50 mm.

8. Fase 08 (Amplitud " Δ "=6.00 mm)

Las grietas de los talones de los extremos del muro de concreto aumentaron a 0.15 mm. Además las grietas mencionadas con anterioridad se prolongaron de extremo a extremo de muro. Resistió una carga lateral máxima de 180.70 kN.

*Color de grieta: ██████████



Figura 6.23. MDL02-R-SCA:
Fase 08 – amplitud: 6.00 mm.

9. Fase 09 (Amplitud " Δ "=8.50 mm)

Las grietas de los talones se mantuvieron en 0.15 mm. Las grietas de tracción por flexión llegaron a los 0.25 mm extendiéndose en toda la parte interior del muro. Resistió una carga lateral máxima de 222.20 kN.

*Color de grieta: ██████████

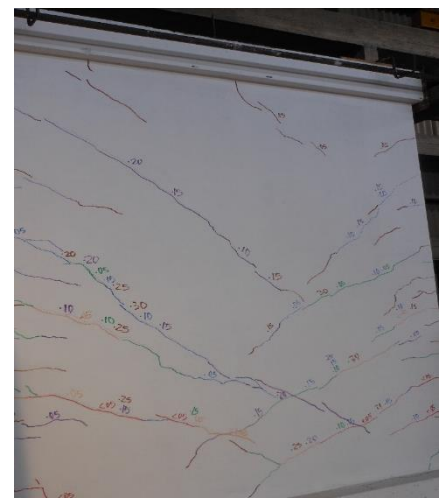


Figura 6.24. MDL02-R-SCA:
Fase 09 – amplitud: 8.50 mm.

10. Fase 10 (Amplitud " Δ "=12.00 mm)

Las grietas por tracción diagonal que aparecen en la parte superior del muro se extendieron más y llegaron a 0.25 mm. En la parte interior del muro de concreto se llegó a grietas hasta 0.15 mm. Resistió una carga lateral máxima de 254.18 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.25. MDL02-SCA-LR:
Fase 10 – amplitud: 12.00 mm.

11. Fase 11 (Amplitud " Δ "=16.50 mm)

Las grietas por tracción diagonal que aparecen en la parte superior del muro se extendieron más y llegaron a 0.30 mm. En la parte interior se llegó a grietas de hasta 0.40 mm. Se acentuaron notablemente las grietas en los talones de los extremos del muro. Resistió una carga lateral máxima de 271.74 ton.

*Color de grieta:

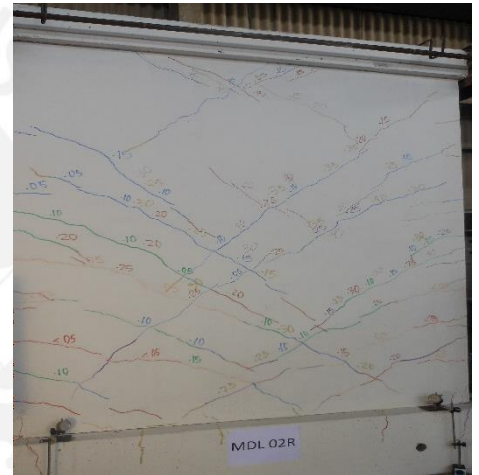


Figura 6.26. MDL02-R-SCA:
Fase 11 – amplitud: 16.50 mm.

12. Fase 12 (Amplitud " Δ "=23.50 mm)

Las grietas de los talones de los extremos de muro se pronunciaron hasta 0.25 mm. En los talones se produjo desprendimiento del mortero y presentó grietas verticales bien marcadas. Resistió una carga lateral máxima de 278.21 kN.

*Color de grieta:

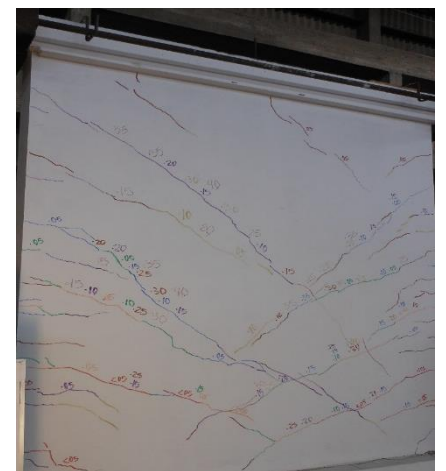


Figura 6.27. MDL02-R-SCA:
Fase 12 – amplitud: 23.50 mm.

13. Fase 13 (Amplitud " Δ "=30.50 mm)

Las grietas en el interior del muro llegan a los 0.50 mm y las fisuras de la parte posterior del muro se notan más pronunciadas y atraviesan toda la parte central de forma diagonal. Resistió una carga lateral máxima de 266.83 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.28. MDL02-R-SCA:
Fase 13 – amplitud: 30.50 mm.

14. Fase 14 (Amplitud " Δ "=35.00 mm)

Las grietas en el interior de muro llegan a los 0.45 mm y las grietas en la parte superior del muro son más pronunciadas y llegan hasta la viga solera. El talón del muro sufrió daños en su parte inferior. Resistió una carga lateral máxima de 243.29 kN.

*Color de grieta:

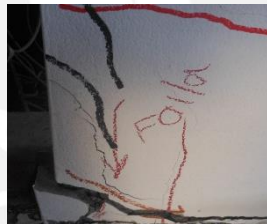


Figura 6.29. MDL02-R-SCA:
Fase 14 – amplitud: 35.00 mm.

15. Fase 15 (Amplitud " Δ "=40.00 mm)

Hubo desprendimiento del recubrimiento en la parte de los talones de los extremos del muro donde se observa que el enmallado de refuerzo trabajó de buena manera. Todo el muro presentó fallas de tracción diagonal de manera simétrica. Esta última fase se realizó en un ciclo. Resistió una carga lateral máxima de 227.49 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.30. MDL02-R-SCA:
Fase 15 – amplitud: 40.00 mm.

III.- MDL 03R: (Fig. 6.31 al 6.45)

1. Fase 01 (Amplitud " Δ "=0.50 mm)

El muro presentó un comportamiento elástico, sin grietas visibles en su interior. Resistió una carga lateral máxima de 30.51 kN.

*Color de grieta: 



Figura 6.31. MDL03-R-SCA:
Fase 01 – amplitud: 0.50 mm.

2. Fase 02 (Amplitud " Δ "=0.80 mm)

El muro presentó un comportamiento elástico, sin grietas visibles en su interior. Resistió una carga lateral máxima de 45.62 kN.

*Color de grieta: 



Figura 6.32. MDL03-R-SCA:
Fase 02 – amplitud: 0.80 mm.

3. Fase 03 (Amplitud " Δ "=1.00 mm)

El muro presentó un comportamiento elástico, sin grietas visibles en su interior. Resistió una carga lateral máxima de 55.03 kN.


*Color de grieta: 



Figura 6.33. MDL03-R-SCA:
Fase 03 – amplitud: 1.00 mm.

4. Fase 04 (Amplitud " Δ "=1.50 mm)

Las primeras grietas aparecieron en las bases de los extremos de los muros con espesores de grieta menores a 0.05 mm. Dicha grieta apareció en la parte derecha del muro al aplicar la carga lateral hacia la izquierda. Resistió una carga lateral máxima de 73.58 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.34. MDL03-R-SCA:
Fase 04 – amplitud: 1.50 mm.

5. Fase 05 (Amplitud " Δ "=2.00 mm)

Empezaron a aparecer más grietas en las bases de los extremos del muro con espesores máximos de 0.05 mm. Resistió una carga lateral máxima de 91.92 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.35. MDL03-R-SCA:
Fase 05 – amplitud: 2.00 mm.

6. Fase 06 (Amplitud " Δ "=3.00 mm)

Grietas existentes se prolongaron y su grosor siguió en 0.05 mm. Además se formaron más grietas de tracción por flexión con un grosor máximo de 0.05 mm que se convirtieron en grietas de tracción diagonal. Resistió una carga lateral máxima de 116.05 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.36. MDL03-R-SCA:
Fase 06 – amplitud: 3.00 mm.

7. Fase 07 (Amplitud " Δ "=4.50mm)

Grietas existentes se prolongaron y aumentaron su grosor a valor máximo de 0.10mm. Otras grietas existentes aumentaron hasta un grosor máximo de 0.10mm. Resistió una carga lateral máxima de 151.86 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.37. MDL03-R-SCA:
Fase 07 – amplitud: 4.50 mm.

8. Fase 08 (Amplitud " Δ "=6.00 mm)

Las grietas de los talones de los extremos del muro de concreto aumentaron a 0.30 mm. Además se formaron más grietas de tracción por flexión, pero con espesores menores a 0.05mm. Resistió una carga lateral máxima de 184.23 kN.

*Color de grieta:

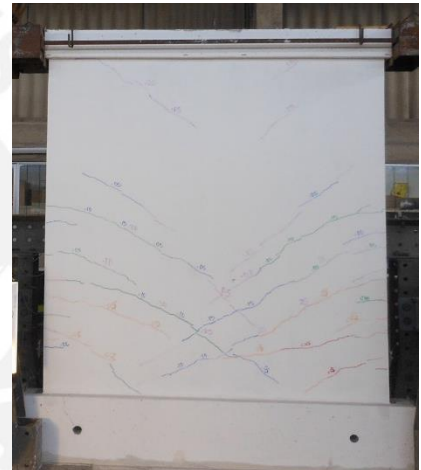


Figura 6.38. MDL03-R-SCA:
Fase 08 – amplitud: 6.00 mm.

9. Fase 09 (Amplitud " Δ "=8.50 mm)

Las grietas de los talones llegaron a 0.25 mm de espesor. Las grietas de tracción por flexión llegaron a los 0.20 mm extendiéndose en toda la parte interior del muro. Resistió una carga lateral máxima de 225.24 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.39. MDL03-R-SCA:
Fase 09 – amplitud: 8.50 mm.

10. Fase 10 (Amplitud " Δ "=12.00 mm)

Las grietas por tracción diagonal que aparecen en la parte superior del muro se extendieron más y llegaron a 0.25 mm. En la parte interior del muro de concreto se llegó a grietas hasta 0.35 mm. Resistió una carga lateral máxima de 257.22 kN.

*Color de grieta:



Figura 6.40. MDL03-SCA-LR:
Fase 10 – amplitud: 12.00 mm.

11. Fase 11 (Amplitud " Δ "=16.50 mm)

Las grietas por tracción diagonal que aparecen en la parte superior del muro se extendieron más y llegaron a 0.30 mm. En la parte interior del muro las grietas llegaron hasta espesores de 0.40 mm. Se acentuaron las grietas en los talones. Resistió una carga lateral máxima de 278.80 kN.

*Color de grieta:

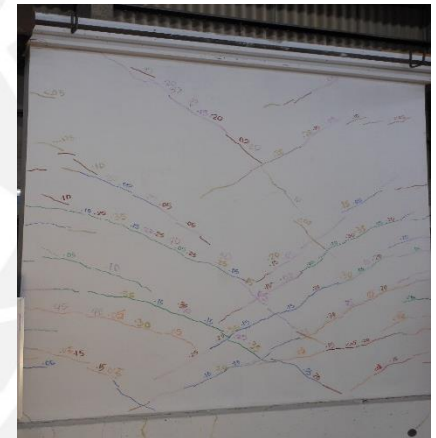


Figura 6.41. MDL03-R-SCA:
Fase 11 – amplitud: 16.50 mm.

12. Fase 12 (Amplitud " Δ "=23.50 mm)

Las grietas de los talones de los extremos de muro se pronunciaron hasta 0.30 mm. En el talón derecho se alzó el LVDT, quedando inoperativo, además las grietas en la parte interior del muro llegaron a 0.45 mm. Resistió una carga lateral máxima de 288.22 kN.

*Color de grieta:

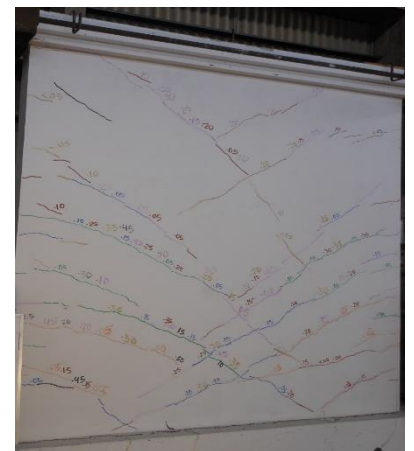


Figura 6.42. MDL03-R-SCA:
Fase 12 – amplitud: 23.50 mm.

13. Fase 13 (Amplitud " Δ "=30.50 mm)

Las grietas en el interior del muro llegan a los 0.50 mm y las fisuras de la parte posterior del muro se notan más pronunciadas y atraviesan toda la parte central de forma diagonal. Resistió una carga lateral máxima de 288.02 kN.

*Color de grieta:

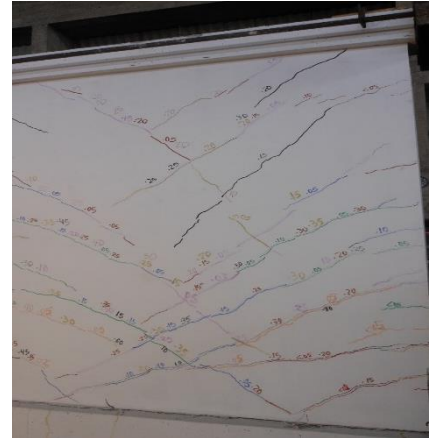


Figura 6.43. MDL03-R-SCA:
Fase 13 – amplitud: 30.50 mm.

14. Fase 14 (Amplitud " Δ "=35.00 mm)

Las grietas en el interior de muro llegaron a los 0.50 mm y las grietas en la parte superior del muro son más pronunciadas y llegan hasta la viga solera. Resistió una carga lateral máxima de 271.64 kN.

*Color de grieta:

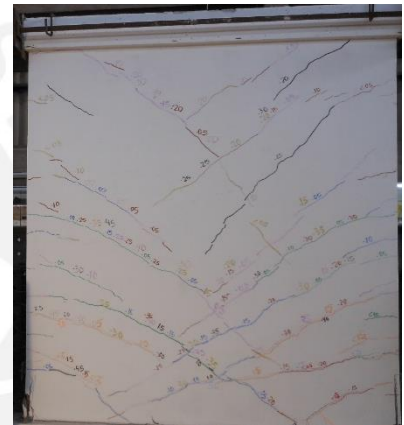


Figura 6.44. MDL03-R-SCA:
Fase 14 – amplitud: 35.00 mm.

15. Fase 15 (Amplitud " Δ "=40.00 mm)

Los talones del muro presentaron fisuras de hasta 0.25 mm. Todo el muro presentó falla por tracción diagonal de manera simétrica. Esta última fase se realizó en un ciclo. Resistió una carga lateral máxima de 239.66 kN.

*Color de grieta:

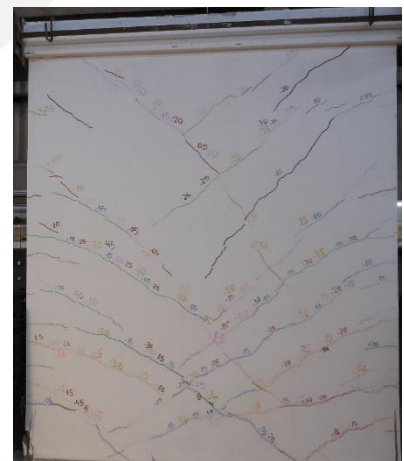


Figura 6.45. MDL03-R-SCA:
Fase 15 – amplitud: 40.00 mm.

6.2. EVALUACIÓN VISUAL – POST ENSAYO

Al final de la fase N°15 los 03 muros MDL-R-SCA presentaron diversos tipos de fisuraciones en todo el interior del muro. La descripción de cada una de las evaluaciones visuales post-ensayo de cada uno de ellos se describe a continuación:

I.- MDL 01R:

El estado final del muro MDL01R después del ensayo de carga lateral cíclica hasta la rotura ($\Delta=40.00\text{mm}$) se muestra en la figura 6.46. Se observa que el muro presentó un buen comportamiento bajo cargas en su plano, las fisuraciones más marcadas se dieron en los extremos del muro, especialmente en la parte inferior. El refuerzo adicional que se colocó de enmallado con ferrocemento se comportó de buena manera, puesto que, no se observó falla en el enmallado, solamente desprendimiento del mortero adicional que se colocó quedando expuesto y visible la malla de cocada cuadrada colocada. Además, se observó que existió un ligero desfase entre la interacción muro y viga de cimentación con desprendimiento de mortero en dicha intersección. En lo que respecta al interior del muro, las grietas llegaron a 0.45mm pero sin falla estructural perceptible puesto que el muro quedó intacto ante el desplazamiento final dado. La zona posterior del muro (último tercio de altura) en sus extremos no presentó falla alguna, sólo le logró observar fisuras con máximo espesor de 0.05mm y la zona de interacción muro – viga solera, sólo tuvo como fisuras de máximo espesor 0.30mm que se extendieron de forma diagonal hasta el centro del muro.



Figura 6.46. Estado final post-ensayo MDL01-R-SCA

Después se realizó una auscultación para cada uno de los muros con la finalidad de observar de manera más detallada como quedaron internamente los muros originales construidos antes de ser reparados y reforzados MDL 01-SCA-LR, MDL 02-SCA-LR y MDL 03-SCA-LR. El proceso consistió en retirar sutilmente el ferrocemento de refuerzo colocado, primero mediante el uso de una amoladora se definieron los paños de corte en el interior del muro, para este caso, se determinó que sean los extremos inferiores del muro a un tercio de su longitud y altura. Seguidamente se procedió a

realizar el picado correspondiente en los paños ya definidos previamente. El procedimiento descrito fue aplicable para los 03 muros reforzados y se muestra en la figura 6.47.

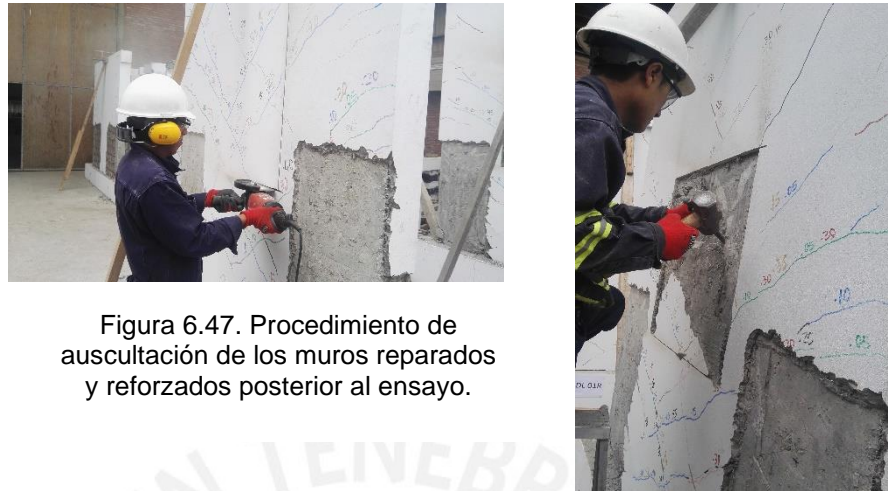


Figura 6.47. Procedimiento de auscultación de los muros reparados y reforzados posterior al ensayo.

Al observar el muro MDL01, se verificó que los daños interiores producto del ensayo de carga lateral cíclica llevado hasta la rotura fueron mínimos, fisuras de tracción por flexión perceptibles en la zona interna del muro y en la base de los extremos sí presentó falla, se descubrió el recubrimiento exponiendo el acero de refuerzo colocado ($\phi 1/2''$) y éste terminó pandeándose. En el otro extremo solamente se observó falla en el concreto, puesto que se descascaró la parte baja del muro. (Fig. 6.48)



Figura 6.48. Fallas encontradas en el MDL 01 luego de la auscultación.

II.- MDL 02R:

El estado final del muro MDL02R después del ensayo de carga lateral cíclica hasta las rotura ($\Delta=40.00\text{mm}$) se muestra en la figura 6.49. Se observa que el muro presentó un buen comportamiento bajo cargas en su plano, las fisuraciones más marcadas se dieron en los extremos del muro, especialmente en la parte inferior. El refuerzo adicional que se colocó de enmallado con ferrocemento se comportó de buena manera, puesto que, no se observó falla en el enmallado, solamente

desprendimiento del mortero adicional que se colocó quedando expuesto y visible la malla de cocada cuadrada colocada. En lo que respecta al interior del muro, las grietas llegaron a 0.50mm pero sin falla estructural perceptible puesto que el muro quedó intacto ante el desplazamiento final dado. La zona posterior del muro (último tercio de altura) en sus extremos no presentó falla alguna, sólo le logró observar fisuras con máximo espesor de 0.05mm y la zona de interacción muro – viga solera, sólo tuvo como fisuras de máximo espesor 0.30mm que se extendieron de forma diagonal hasta el centro del muro.

Al observar el muro MDL02, se verificó que los daños interiores producto del ensayo de carga lateral cíclica llevado hasta la rotura fueron mínimos, fisuras de tracción por flexión perceptibles en la zona interna del muro. Sin embargo, en ambas bases de los extremos sí presentaron falla, se trituroó todo el concreto en cada una de las zonas inferiores pero el acero de refuerzo se expuso en 20cm de su altura sin falla visible.



Figura 6.49. Estado final post-ensayo MDL02-R-SCA

III.- MDL 03R:

El estado final del muro MDL03R después del ensayo de carga lateral cíclica hasta la rotura ($\Delta=40.00\text{mm}$) se muestra en la figura 6.50. Se observa que el muro presentó un buen comportamiento bajo cargas en su plano, las fisuraciones más marcadas se dieron en los extremos del muro, especialmente en la parte inferior. El refuerzo adicional que se colocó de enmallado con ferrocemento se comportó de buena manera, puesto que, no se observó falla en el enmallado, solamente desprendimiento del mortero adicional que se colocó quedando expuesto y visible la malla de cocada cuadrada colocada. En lo que respecta al interior del muro, las grietas llegaron a 0.50mm pero sin falla estructural perceptible puesto que el muro quedó intacto ante el desplazamiento final dado. La zona posterior del muro (último tercio de altura) en sus extremos no presentó falla alguna, sólo le logró observar fisuras con máximo espesor de 0.05mm y la zona de interacción muro – viga solera, sólo tuvo como fisuras de máximo espesor 0.30mm que se extendieron de forma diagonal hasta el centro del muro.

Al observar el muro MDL03, se verificó que los daños interiores producto del ensayo de carga lateral cíclica llevado hasta la rotura fueron mínimos, fisuras de tracción por flexión perceptibles en la zona interna del muro. Sin embargo, en ambas bases de los extremos sí presentaron falla, se trituroó todo el concreto en cada una de las zonas inferiores pero el acero de refuerzo se expuso en 20cm de su altura sin falla visible.



Figura 6.50. Estado final post-ensayo MDL03-R-SCA

6.3. PROCESAMIENTO DE RESULTADOS

6.3.1. Valores máximos de cada fase

De acuerdo a los valores encontrados al finalizar el ensayo de carga lateral cíclica sin carga vertical para los 03 primeros muros, se obtuvieron valores máximos de resistencia lateral para cada fase. Cada fase de ensayo tuvo 02 ciclos, el valor máximo de carga lateral se expresa en la tabla siguiente:

Tabla 6.1: Fases de carga: amplitud y carga máxima MDL 01R, MDL 02R y MDL 03R

	MURO	FASE	1	2	3	4	5	6	7	8
MDL-SCA-LR	MDL 01R	Resistencia lateral máxima (kN)	35.71	48.46	55.33	69.45	82.01	109.77	144.11	175.01
	MDL 02R		37.77	53.17	61.41	79.66	94.08	117.23	148.23	180.70
	MDL 03R		30.51	45.62	55.03	73.58	91.92	116.05	151.86	184.23
Valores Estadísticos		Promedio (kN)	34.66	49.08	57.26	74.23	89.34	114.35	148.07	179.98
		Desv. Estándar (kN)	3.74	3.81	3.60	5.13	6.43	4.01	3.88	4.65
Nivel de confianza al 95%		Límite inferior	41.99	56.56	64.31	84.29	101.95	122.21	155.67	189.10
		Límite superior	27.33	41.61	50.20	64.17	76.72	106.50	140.47	170.86

MDL-SCA-LR	MURO	FASE	9	10	11	12	13	14	15
	MDL 01R	Resistencia lateral máxima (kN)	220.63	251.04	265.36	280.47	278.31	270.46	254.57
	MDL 02R		222.20	254.18	271.74	278.21	266.83	243.29	227.49
	MDL 03R		225.24	257.22	278.80	288.22	288.02	271.64	239.66
Valores Estadísticos		Promedio (kN)	222.69	254.14	271.97	282.30	277.72	261.80	240.57
		Desv. Estándar (kN)	2.34	3.09	6.72	5.25	10.61	16.04	13.56
Nivel de confianza al 95%		Límite inferior	227.28	260.20	285.14	292.59	298.51	293.23	267.15
		Límite superior	218.09	248.09	258.79	272.01	256.93	230.36	213.99

La tabla 6.1 muestra los promedios de resistencia lateral máxima para cada fase con su respectiva desviación estándar. Se muestra, además, un nivel de confianza al 95% de garantizar que los valores comprendidos entre el límite superior y límite inferior pertenecen a la media de cada muestra.

Por tanto, el valor promedio calculado es un valor representativo para cada muestra.

6.3.2. Envoltente del diagrama de lazos histeréticos

Para cada uno de los muros reparados y reforzados analizados se tiene una data para todos los LVDTs instalados en el interior de cada muro. Estos permiten verificar el alargamiento o acortamiento para cada uno de ellos en cada fase y además valores de resistencia lateral para cada fase. Estos valores nos servirán para la obtención del diagrama de lazos histeréticos para cada uno de los muros.

A continuación, se presentarán las tablas 6.2 a 6.4 los valores máximos y mínimos para los doce LVDTs instalados en cada muro, así como también la fuerza lateral máxima (V).

MDL 01R

Tabla 6.2: Valores extremos para cada desplazamiento LVDT y carga lateral – MDL 01R

MDL 01R	LVDT (mm)	Máximo	Mínimo	Máx. Valor Absoluto
	D1 (mm)	40.47122	-40.22766	40.47122
	D2 (mm)	10.65141	-10.64395	10.65141
	D3 (mm)	23.20176	-26.04348	26.04348
	D4 (mm)	0.00269	-0.76380	0.76380
	D5 (mm)	-0.00068	-2.80955	2.80955
	D6 (mm)	0.82668	-10.48323	10.48323
	D7 (mm)	1.36763	-10.64755	10.64755
	D8 (mm)	4.13230	-10.64508	10.64508
	D9 (mm)	1.39749	-13.47650	13.47650
	D10 (mm)	0.39266	-4.78847	4.78847
	D11 (mm)	0.16390	-7.46442	7.46442

	D12 (mm)	54.60414	-47.16029	54.60414
	V (kN)	280.43	-250.16	280.43

MDL 02R

Tabla 6.3: Valores extremos para cada desplazamiento LVDT y carga lateral – MDL 02R

MDL 02R	LVDT (mm)	<i>Máximo</i>	<i>Mínimo</i>	<i>Máx. Valor Absoluto</i>
	D1 (mm)	40.15249	-40.27230	40.27230
	D2 (mm)	10.64934	-10.64603	10.64934
	D3 (mm)	26.55959	-25.40239	26.55959
	D4 (mm)	0.00085	-1.05597	1.05597
	D5 (mm)	0.00110	-1.22520	1.22520
	D6 (mm)	0.63515	-10.64690	10.64690
	D7 (mm)	10.44165	-3.75752	10.44165
	D8 (mm)	1.02213	-10.64625	10.64625
	D9 (mm)	21.29477	-3.92481	21.29477
	D10 (mm)	0.59489	-2.59132	2.59132
	D11 (mm)	0.32139	-2.82748	2.82748
	D12 (mm)	54.12782	-47.40411	54.12782
	V (kN)	278.22	-254.33	278.22

MDL 03R

Tabla 6.4: Valores extremos para cada desplazamiento LVDT y carga lateral – MDL 03R

MDL 03R	LVDT (mm)	<i>Máximo</i>	<i>Mínimo</i>	<i>Máx. Valor Absoluto</i>
	D1 (mm)	40.35489	-40.36349	40.36349
	D2 (mm)	10.64800	-8.80667	10.64800
	D3 (mm)	26.43476	-25.67877	26.43476
	D4 (mm)	-0.00061	-0.87630	0.87630
	D5 (mm)	-0.00028	-1.15862	1.15862
	D6 (mm)	0.57974	-9.85513	9.85513
	D7 (mm)	9.42259	-10.64736	10.64736
	D8 (mm)	1.36042	-10.64736	10.64736
	D9 (mm)	2.00171	-13.76611	13.76611
	D10 (mm)	0.55121	-2.15579	2.15579
	D11 (mm)	0.32071	-2.47375	2.47375
	D12 (mm)	61.24742	-38.18867	61.24742
	V (kN)	288.24	-246.21	288.24

Considerando los valores de medición máximo y mínimo para cada uno de los LVDTs instalados en los muros reparados y además teniendo como dato las longitudes de cada uno de ellos (mostradas en la tabla 6.5), se muestran en las Tablas 6.6 al 6.8 los valores para deformaciones unitarias obtenidas para los LVDTs de los tres muros llevados hasta la rotura.

Tabla 6.5: Distancias de LVDTs instalados en los muros MDL 01R, MDL 02R y MDL 03R

Distancia LVDT (mm)	MURO DUCTILIDAD LIMITADA ENSAYADO A LA ROTURA		
	MDL 01R	MDL 02R	MDL 03R
D1	2340	2340	2340
D2	305	302	310.5
D3	2340	2340	2340
D4	1955	1945	1940
D5	1955	1945	1940
D6	305	300	305
D7	302	295	300
D8	2415	2425	2410
D9	2410	2420	2415
D10	2265	2277	2270
D11	2260	2267	2260

Tabla 6.6: Deformaciones unitarias para los LVDTs instalados en el muro MDL 01R

MDL 01R	Def. unitaria (mm/mm)	Máximo	Mínimo	Máx. valor Absoluto
	D2 (mm/mm)	3.4923%	-3.4898%	3.4923%
	D4 (mm/mm)	0.0001%	-0.0391%	0.0391%
	D5 (mm/mm)	0.0000%	-0.1437%	0.1437%
	D6 (mm/mm)	0.2710%	-3.4371%	3.4371%
	D7 (mm/mm)	0.4529%	-3.5257%	3.5257%
	D8 (mm/mm)	0.1711%	-0.4408%	0.4408%
	D9 (mm/mm)	0.0580%	-0.5592%	0.5592%
	D10 (mm/mm)	0.0173%	-0.2114%	0.2114%
	D11 (mm/mm)	0.0073%	-0.3303%	0.3303%

Tabla 6.7: Deformaciones unitarias para los LVDTs instalados en el muro MDL 02R

MDL 02R	Def. unitaria (mm/mm)	Máximo	Mínimo	Máx. Valor Absoluto
	D2 (mm/mm)	3.5263%	-3.5252%	3.5263%
	D4 (mm/mm)	0.0000%	-0.0543%	0.0543%
	D5 (mm/mm)	0.0001%	-0.0630%	0.0630%
	D6 (mm/mm)	0.2117%	-3.5490%	3.5490%
	D7 (mm/mm)	3.5395%	-1.2737%	3.5395%
	D8 (mm/mm)	0.0421%	-0.4399%	0.4399%
	D9 (mm/mm)	0.8799%	-0.1622%	0.8799%
	D10 (mm/mm)	0.0261%	-0.1138%	0.1138%
	D11 (mm/mm)	0.0142%	-0.1247%	0.1247%

Tabla 6.8: Deformaciones unitarias para los LVDTs instalados en el muro MDL 03R

MDL 03R	Def. unitaria (mm/mm)	Máximo	Mínimo	Máx. Absoluto
	D2 (mm/mm)	3.4293%	-0.3764%	3.4293%
	D4 (mm/mm)	0.0000%	-0.0452%	0.0452%
	D5 (mm/mm)	0.0000%	-0.0597%	0.0597%
	D6 (mm/mm)	0.1901%	-3.2312%	3.2312%
	D7 (mm/mm)	3.1409%	-3.5491%	3.5491%
	D8 (mm/mm)	0.0564%	-0.4418%	0.4418%
	D9 (mm/mm)	0.0829%	-0.5700%	0.5700%
	D10 (mm/mm)	0.0243%	-0.0950%	0.0950%
	D11 (mm/mm)	0.0142%	-0.1095%	0.1095%

a. Gráficos procesados

Los especímenes corresponden al análisis de los muros que se ensayaron bajo carga lateral cíclica y sin carga axial hasta llegar a la rotura con un desplazamiento máximo D1=40 mm..

En las figuras 6.51 a 6.53 se presentan los ciclos de histéresis (Fuerza lateral – Desplazamiento).

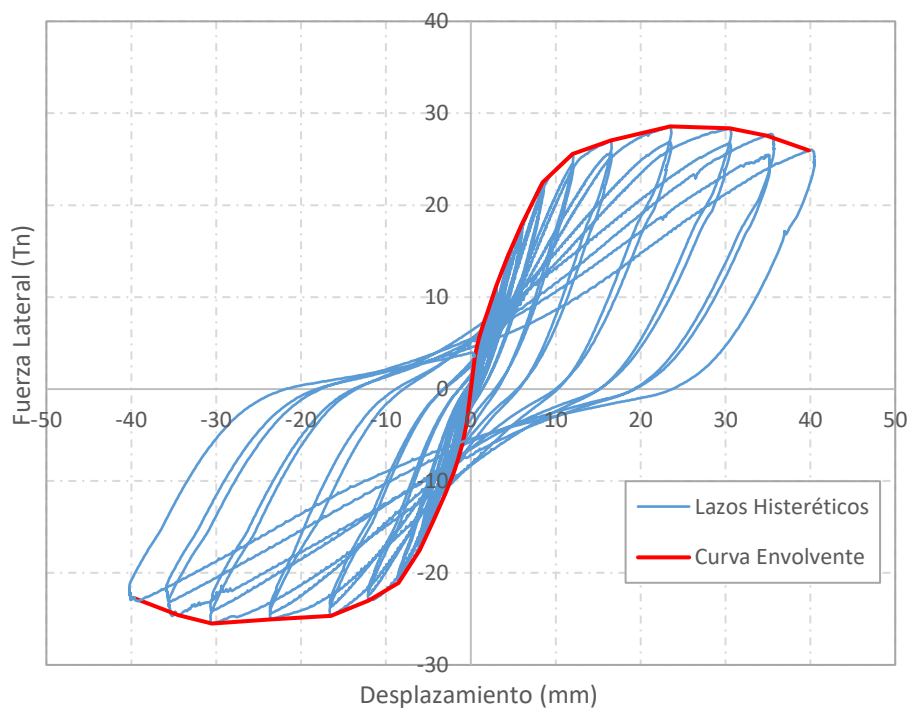
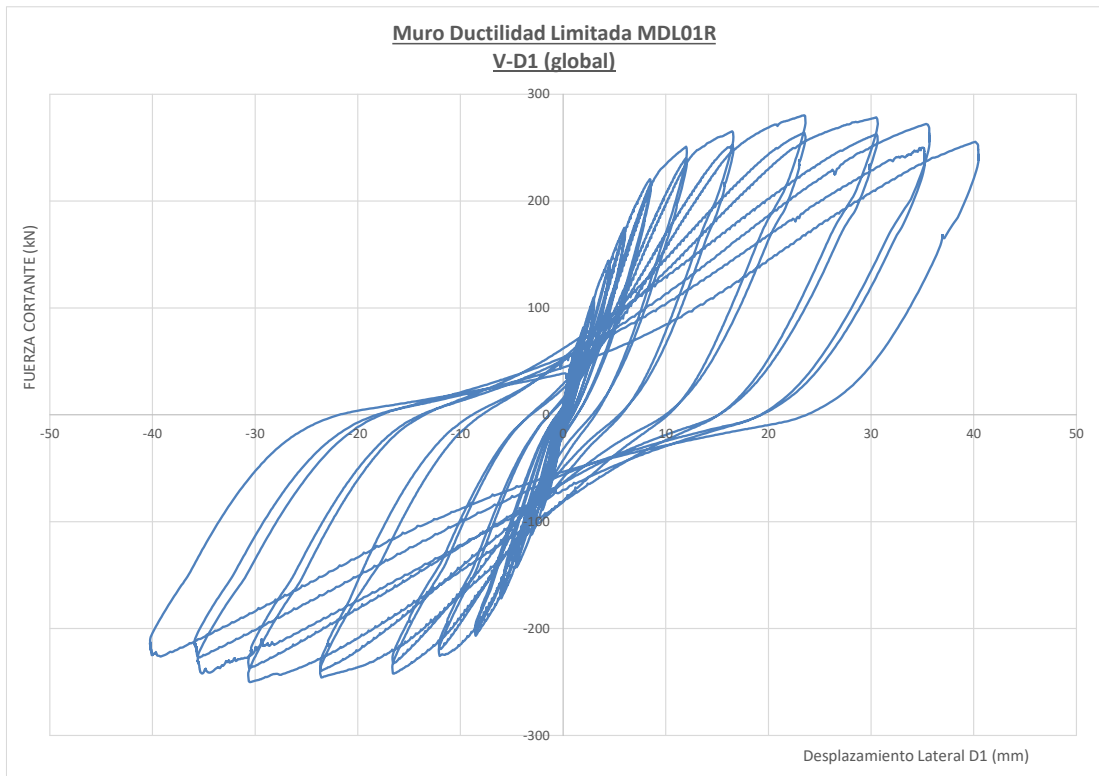


Figura 6.51. Muro de ductilidad limitada MDL01R V-D1

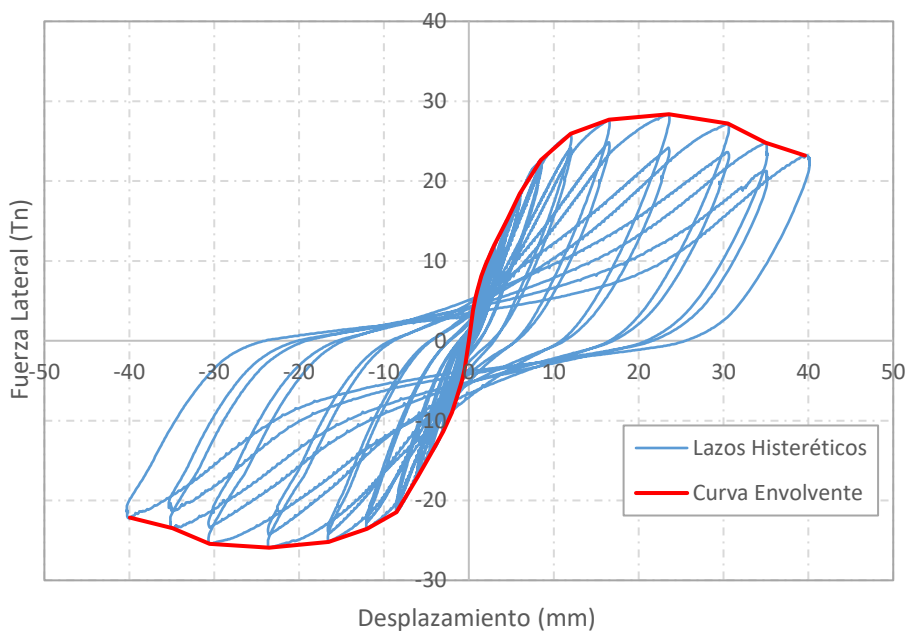
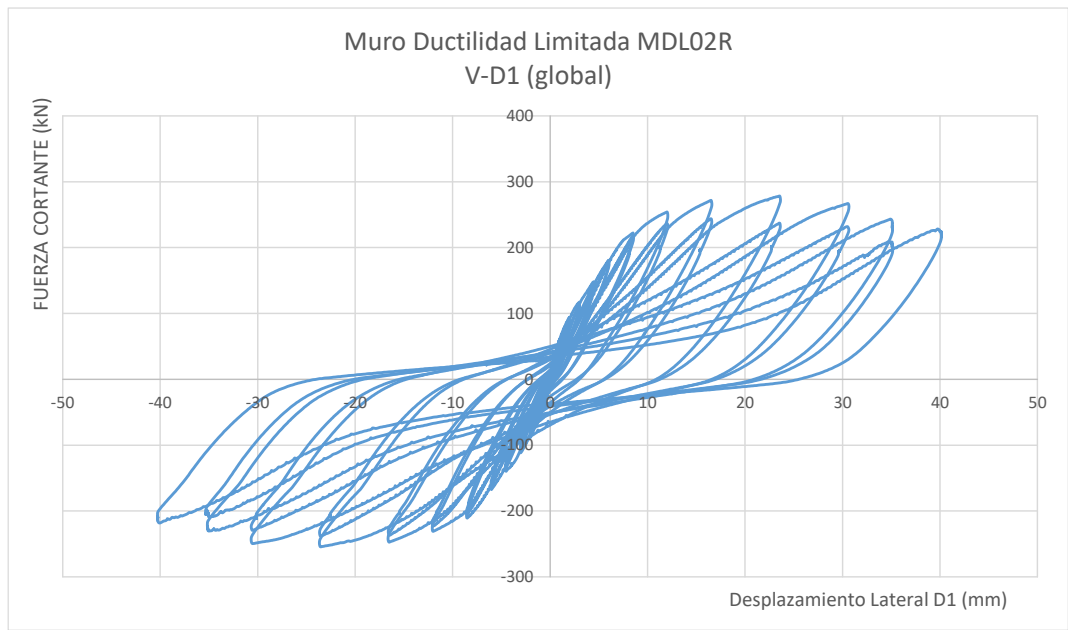
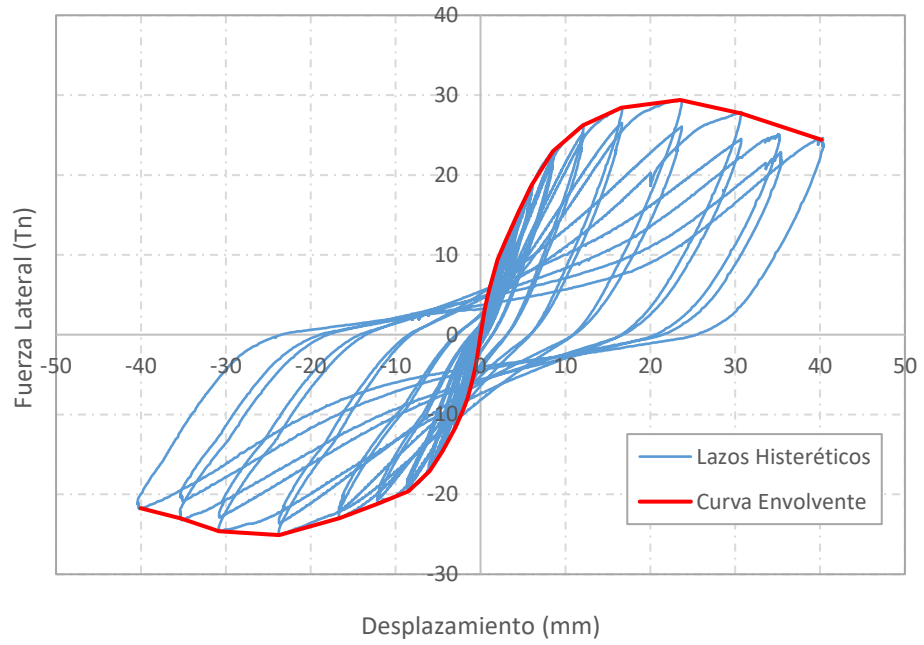
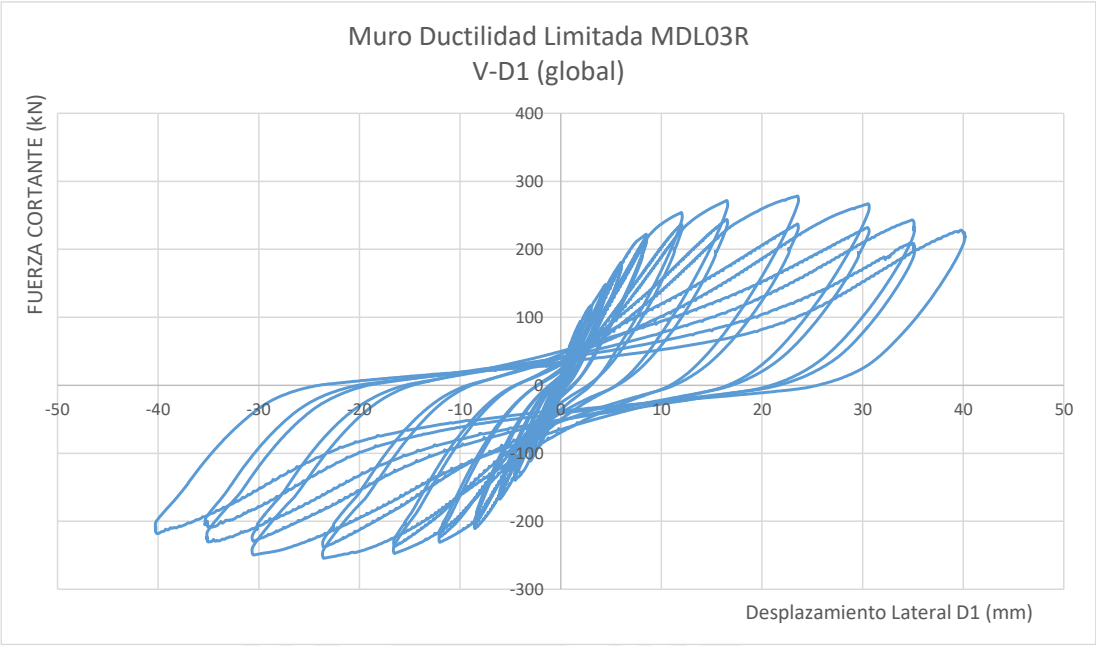


Figura 6.52. Muro de ductilidad limitada MDL02R V-D1



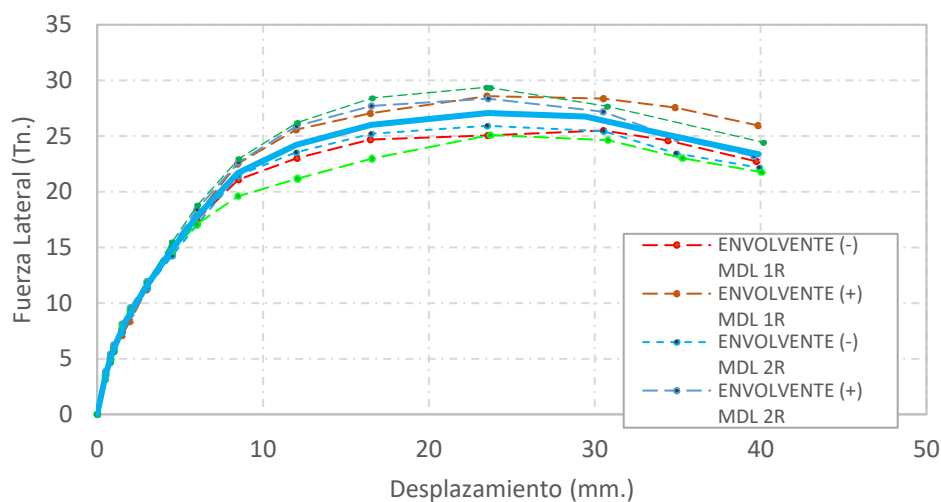


Figura 6.54. Envoltorio de los tres muros reparados.

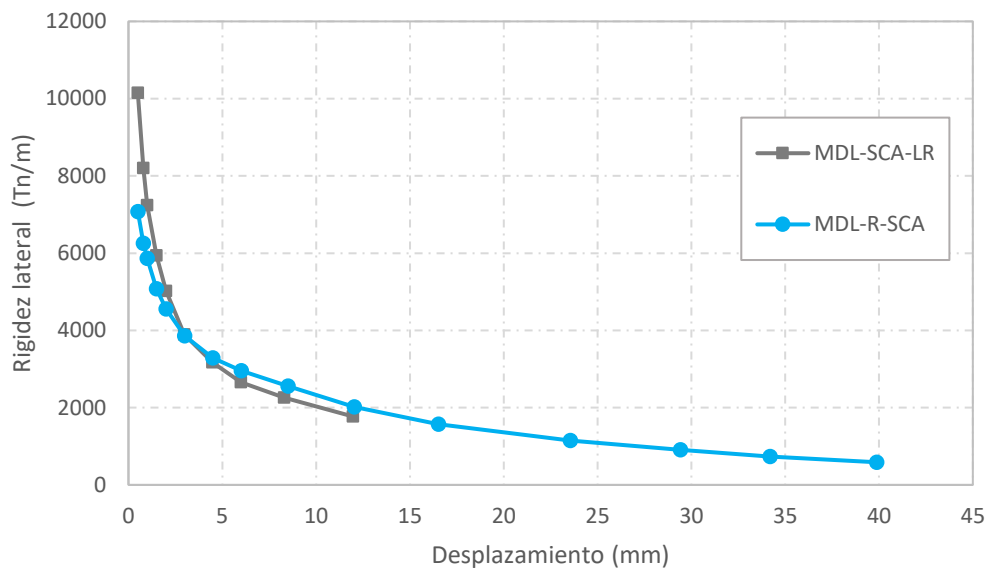
b. Degradación de la rigidez:

Para determinar la degradación de la rigidez lateral (K) conforme al incremento del desplazamiento horizontal se analizó las gráficas fuerzas – desplazamiento D1. (Ver Figura

Tabla 6.8: Tramos por fases de la fuerza vs desplazamiento MDL y MDL-R

PROMEDIO MDL - 1 2 3					PROMEDIO MDL - 1R 2R 3R				
D (mm)	V (Tn)	$\gamma = (D/H_0)$	K(ton/m)	Degradación rigidez	D (mm)	V (Tn)	$\gamma = (D/H_0)$	K(ton/m)	Degradación rigidez
0.000	0.000	0.000		100%	0.000	0.000	0.000		100%
0.498	5.059	0.208	10148	100%	0.500	3.541	0.208	7077	100%
0.800	6.563	0.333	8200	81%	0.800	5.001	0.333	6255	88%
1.000	7.238	0.417	7238	71%	0.999	5.855	0.416	5862	83%
1.489	8.846	0.621	5940	59%	1.498	7.608	0.624	5078	72%
2.001	10.042	0.834	5018	49%	2.000	9.105	0.833	4552	64%
2.973	11.577	1.239	3894	38%	3.002	11.579	1.251	3857	55%
4.480	14.184	1.867	3166	31%	4.504	14.792	1.876	3284	46%
6.005	15.940	2.502	2654	26%	6.014	17.781	2.506	2957	42%
8.299	18.748	3.458	2259	22%	8.502	21.709	3.543	2553	36%
11.971	21.190	4.988	1770	17%	12.030	24.238	5.012	2015	28%
					16.522	26.006	6.884	1574	22%
					23.547	27.070	9.811	1150	16%
					29.426	26.745	12.261	909	13%
					34.188	25.189	14.245	737	10%
					39.885	23.365	16.619	586	8%

Comparativo Degradación Rigidez MDL-LR vs MDL-R



Comparativo Degradación Rigidez % MDL-LR vs MDL-R

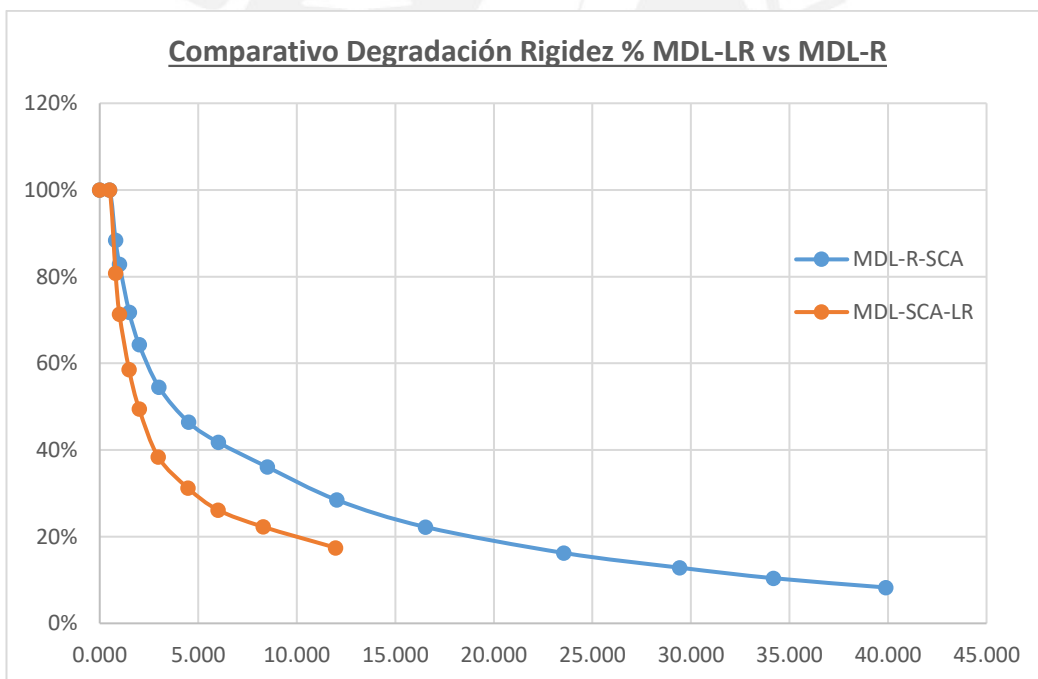


Figura 6.55. Comparativo degradación rigidez MDL-LR vs MDL-R.

CAPÍTULO 7

EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA DE LOS MUROS ENSAYADOS MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS

7.1. INTRODUCCIÓN

El modelamiento inelástico de las estructuras nos ayuda para predecir respuestas y simular comportamientos ante la ocurrencia de un sismo.

Inicialmente nos interesaban las respuestas que se basaban en resistencia, sin embargo, este criterio ha cambiado, de tal forma que ahora nos interesan las respuestas basadas en los desplazamientos que pudieran experimentar estas estructuras.

Considerando que se realizaron ensayos aplicando desplazamientos laterales controlados, entonces es posible estudiar directamente las relaciones fuerza restitutiva vs desplazamiento lateral. En tal sentido, el procedimiento de análisis sísmico utilizado será el Análisis Dinámico No Lineal (ANLD).

El modelamiento típico que se ha realizado para los muros ensayados fue mediante el programa ABAQUS/CAE (2022) a través de elementos finitos.

Como se ha explicado en los capítulos anteriores, se realizó el ensayo de 03 muros de ductilidad limitada (MDL 01, 02 y 03) hasta el límite de reparabilidad ($\Delta=1/200$, desplazamiento máximo 12mm). Finalmente, estos mismos muros fueron reparados y reforzados para luego ser ensayados hasta la rotura (Δ_u , desplazamiento máximo 40mm y deriva de 16.67 por mil).

7.2. MODELO ANALITICO

Para realizar el modelamiento típico de un muro de concreto, se optó por seleccionar el software ABAQUS – CAE, considerando que posee una capacidad importante para realizar análisis histórico no lineal, así como también presenta la posibilidad de realizar modelamiento de muros estructurales, materia de la presente tesis.

Seguidamente se debe identificar los parámetros variables que intervienen en el modelo y que requieren ser analizados en la investigación.

Para poder definir las secciones transversales en el programa ABAQUS – CAE, se debe primero realizar la definición de los materiales que representan la distribución de acero y concreto estructural utilizado.

Modelos constitutivos de los materiales

1. Modelo constitutivo del concreto

Para el modelo constitutivo del concreto se optó por elegir el propuesto por Carreira y Chu (1985), ya que este modelo representa el comportamiento del concreto de forma más apropiada considerando indirectamente los efectos de agrietamiento. La propuesta del modelo esfuerzo – deformación para elementos de concreto bajo cargas cíclicas se determinan mediante nueve ecuaciones mostradas a continuación:

$$1. \quad \frac{\sigma_c}{f'_c} = \frac{n(\epsilon_c/\epsilon'_c)}{n-1 + (\epsilon_c/\epsilon'_c)^n}$$

$$6. \quad E_{sec} = f'_c/\epsilon'_c$$

$$2. \quad n = n_1 = [1.02 - 1.17(E_{sec}/E_c)]^{-0.74} \text{ if } \epsilon_c \leq \epsilon'_c$$

$$7. \quad E_c = 3320 (f'_c)^{0.5} + 6900$$

$$3. \quad n = n_2 = n_1 + (a + 28b) \text{ if } \epsilon_c \geq \epsilon'_c$$

$$8. \quad \epsilon'_c = \left(\frac{f'_c}{E_c}\right) \left(\frac{r}{r-1}\right)$$

where

$$4. \quad a = 3.5(12.4 - 1.66 \times 10^{-2} f'_c)^{-0.46}$$

$$9. \quad r = \frac{f'_c}{17} + 0.8$$

$$5. \quad b = 0.83 \exp(-911/f'_c)$$

Fuente: Farhad Aslani. Raha Jowkarmeimandi. "Stress – strain model for concrete under cyclic loading". 2012.

Para el modelo numérico que realizaremos entorno al MDL, se necesitará obtener $f'_c=175 \text{ kg/cm}^2$, por lo que los valores según el modelo son los siguientes:

ρ	2.40E-09	N/mm ³	r	1.8095	
Poisson	0.2		e'_c	0.001857	
f'_c	17.1616	MPa	E_{sec}	9239.68	MPa
a	1.1111		n_1	1.6787	
b	7.33E-24		n_2	2.7897	
E_c	20653.63	MPa			

A partir de ello se determinó los valores de esfuerzo vs deformación para la generación de la curva del modelo de concreto. (Fig. 7.1)

n	ϵ_c	σ_c	dc	$\epsilon_{oc,el}$		$\epsilon_{c,in}$	
				elas.strain	inel.strain		
1.6787	0	0.0000	0	0	0		
1.6787	0.00022	4.75	0	0.00022987	0		
1.6787	0.0006	11.23	0	0.00054372	5.6277E-05		
1.6787	0.0009	14.32	0	0.0006932	0.0002068		
1.6787	0.0012	16.06	0	0.00077756	0.00042244		
1.6787	0.0015	16.89	0	0.00081792	0.00068208		
1.6787	0.00180	17.1559	0	0.00083065	0.00096935		
2.7897	0.002	17.08	0.00497343	0.00082679	0.00117321		
2.7897	0.0023	16.44	0.04176145	0.00079623	0.00150377		
2.7897	0.0026	15.42	0.10131689	0.00074674	0.00185326		
2.7897	0.0029	14.22	0.17121352	0.00068866	0.00221134		
2.7897	0.0032	12.99	0.24320111	0.00062884	0.00257116		

2.7897	0.0035	11.80	0.31248852	0.00057127	0.00292873
2.7897	0.004	10.02	0.41613245	0.00048515	0.00351485
2.7897	0.0045	8.53	0.50288973	0.00041306	0.00408694
2.7897	0.005	7.31	0.57404104	0.00035394	0.00464606
2.7897	0.0055	6.31	0.63212247	0.00030568	0.00519432
2.7897	0.006	5.50	0.6796705	0.00026617	0.00573383
2.7897	0.0065	4.83	0.71884436	0.00023362	0.00626638
2.7897	0.007	4.27	0.75137435	0.00020659	0.00679341
2.7897	0.0075	3.80	0.77861409	0.00018396	0.00731604
2.7897	0.008	3.40	0.80161427	0.00016484	0.00783516
2.7897	0.0085	3.07	0.82119066	0.00014858	0.00835142

Donde:

- n: material parameter that depends on the shape of the stress-strain curve
- ϵ_c : axia
- dc : $1 - (\sigma_c / f'_c)$

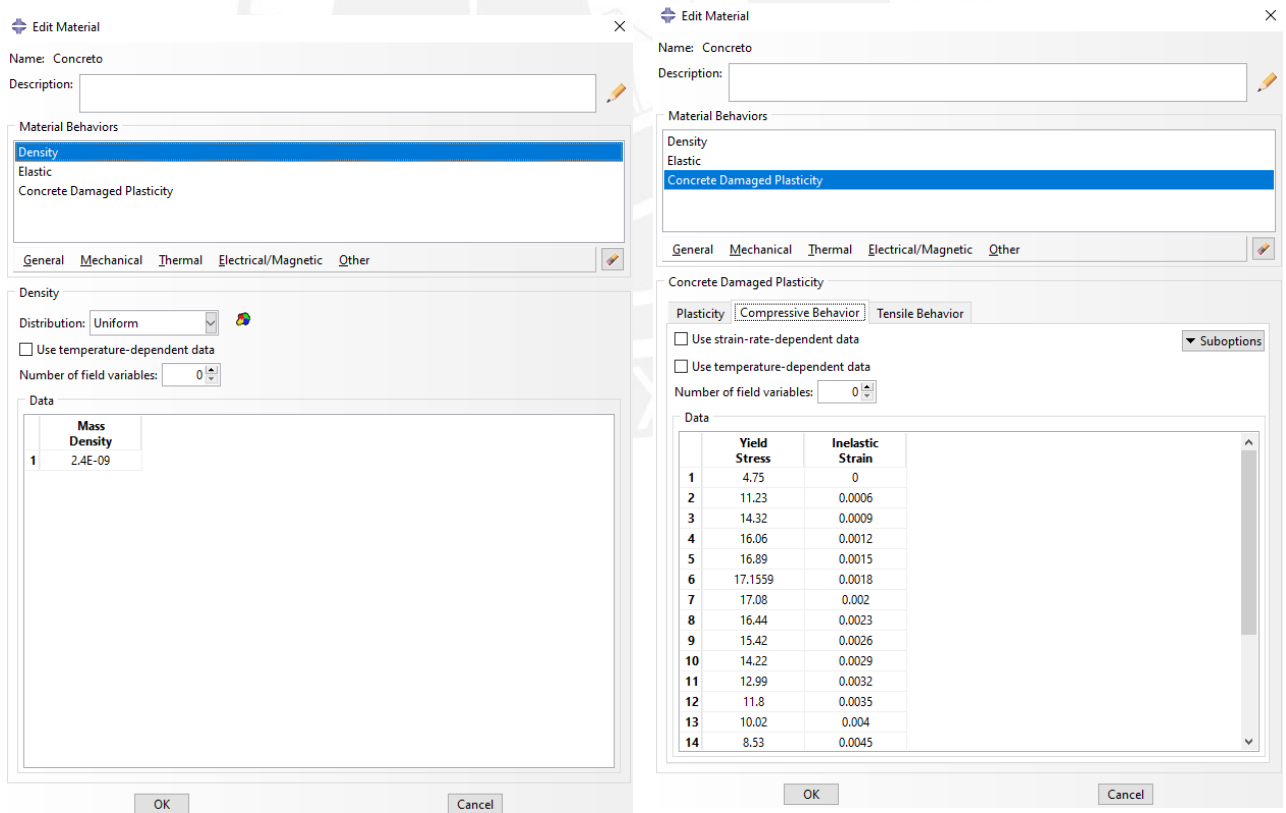


Figura 7.1. Descripción de material concreto para el modelo numérico.

2. Modelo constitutivo del acero

Para el modelo constitutivo del acero nos basamos en la tabla 3.2 de la presente tesis en donde trabajaremos en base a los promedios de los valores para f_y y f_u de los aceros de 3/8" y 1/2". (Fig. 7.2)

espécimen de 3/8"	f_y	f_u	f_u/f_y	espécimen de 1/2"	F_y	f_u	f_u/f_y
espécimen 1	4635	7035	1.52	espécimen 1	4415	7001	1.59
espécimen 2	4460	7063	1.58	espécimen 2	4535	7258	1.60
espécimen 3	4520	7062	1.56	espécimen 3	4440	7006	1.58
espécimen 4	4590	7040	1.53	espécimen 4	4425	6997	1.58
espécimen 5	4490	7060	1.57	espécimen 5	4530	7280	1.61
espécimen 6	4600	7097	1.54	espécimen 6	4420	6992	1.58
	4549	7060	kg/cm ²		4461	7089	kg/cm ²
	446.12	692.30	MPa		437.46	695.19	MPa

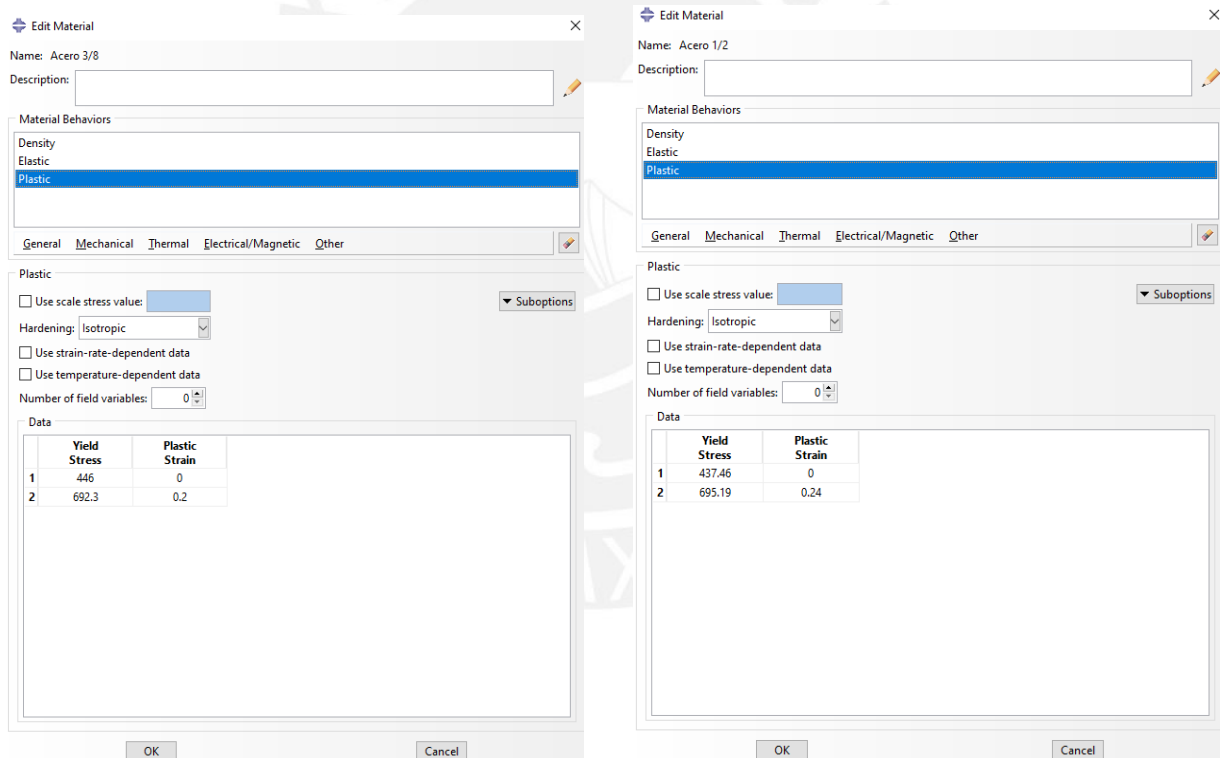


Figura 7.2. Descripción de material acero para el modelo numérico.

3. Modelo del muro de corte

El modelamiento del muro de ductilidad limitada a corte, se realizó considerando la geometría según lo especificado en la figura 3.5 de la presente tesis. El

desplazamiento máximo que se asignó al modelo fue de 12mm según fases del ensayo realizado.

Se logró ensamblar los aceros verticales, aceros horizontales y muro de concreto en sí. Para la correcta modelación del elemento se empotró en la parte inferior y en la parte superior se le aplicó el desplazamiento de 12mm. (Fig .7.3)

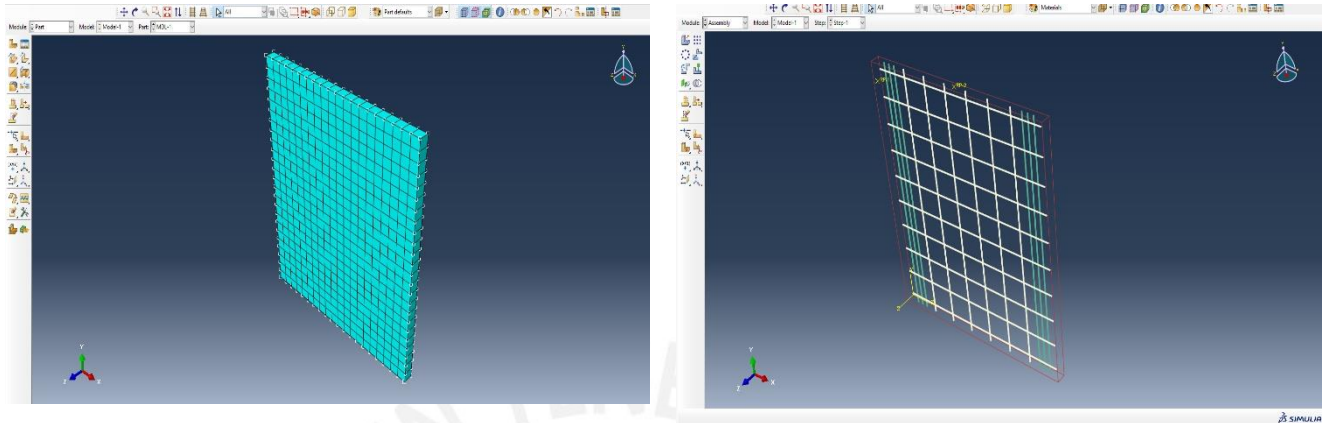
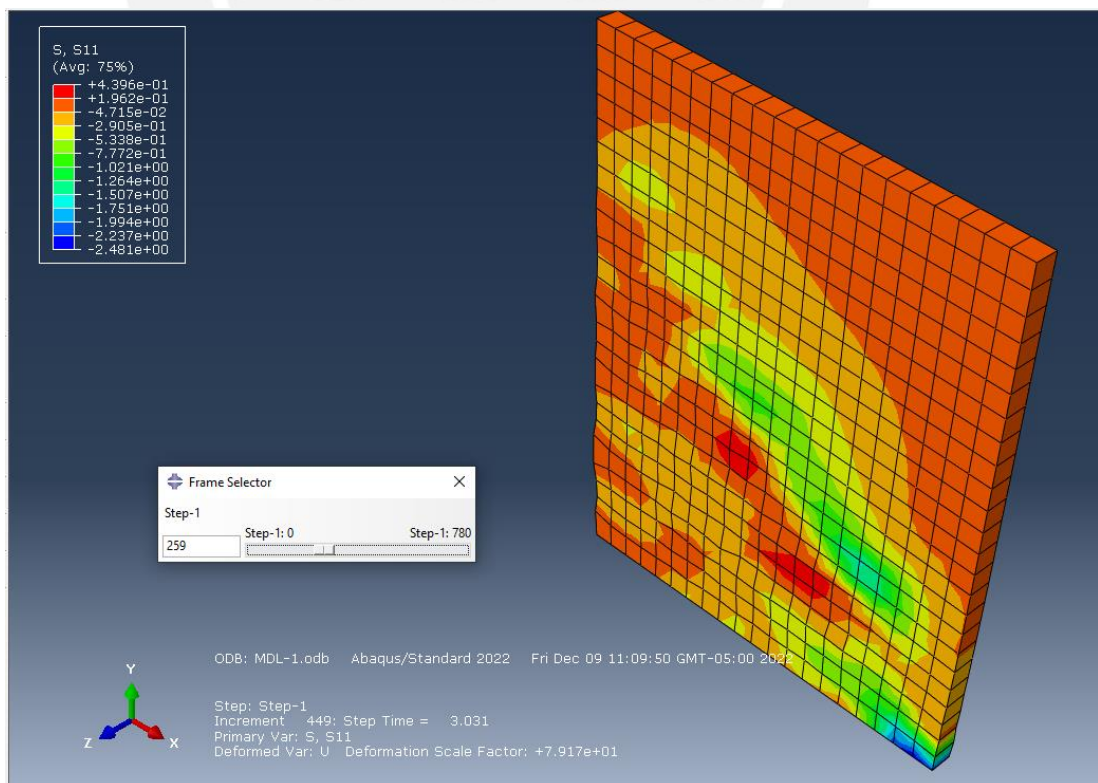


Figura 7.3. Modelo numérico del MDL.

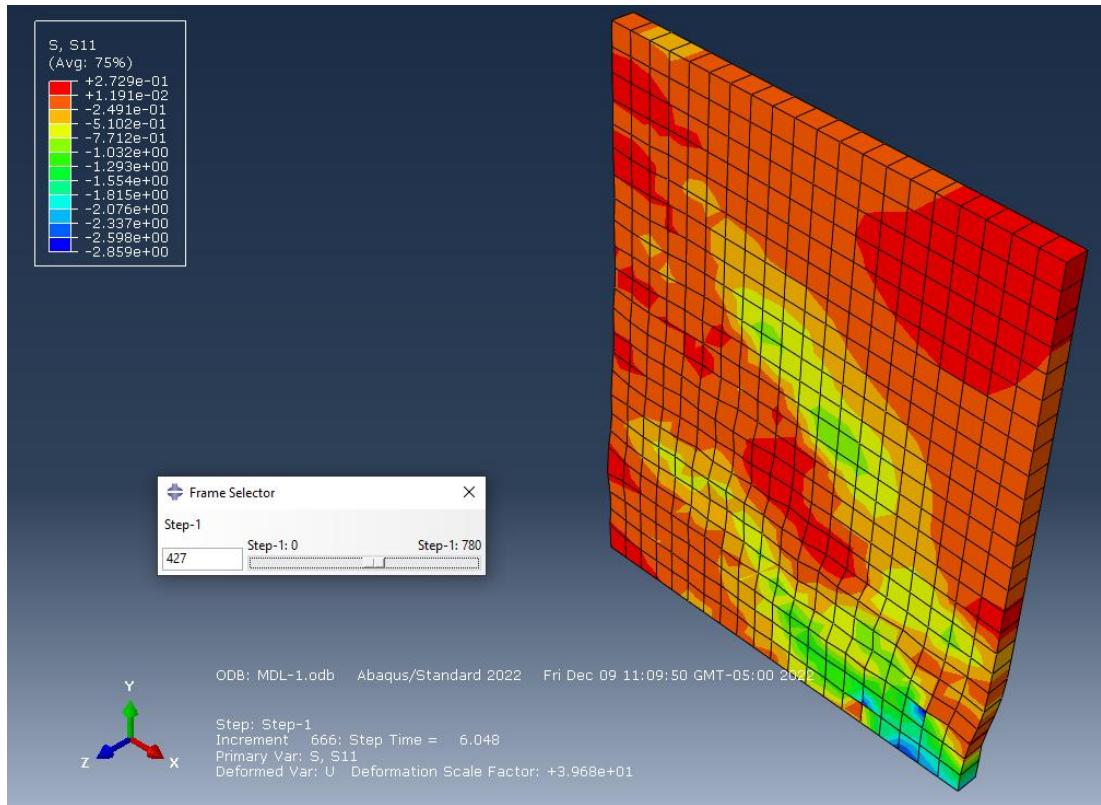
El programa brinda diferentes resultados, tales como: desplazamientos y esfuerzos que a continuación mostramos. Como se modeló el muro para una carga aplicada en una duración de 12seg, por lo que mostraremos cada 3segundos el comportamiento del muro. Cabe indicar que, las unidades de desplazamientos (mm) y de esfuerzo es (N/mm²)

- **Esfuerzos en el muro: (Fig. 7.4)**

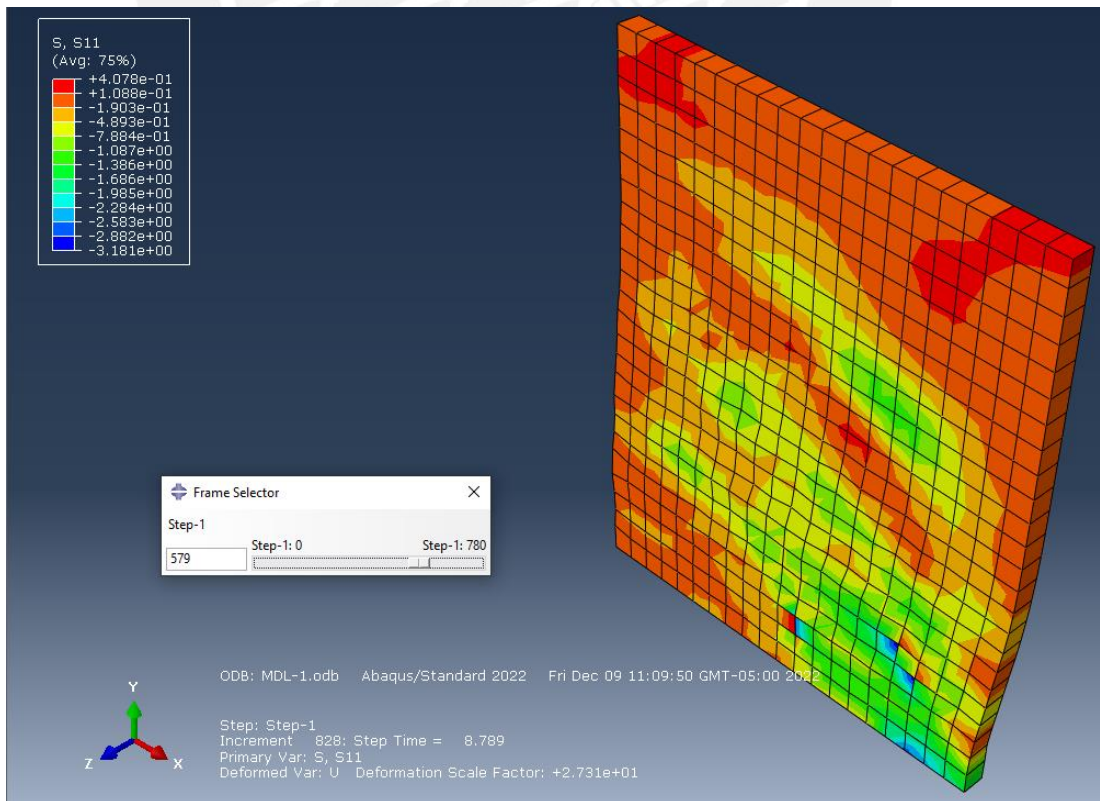
σ_{xx} muro (3seg):



σ_{xx} muro (6seg):



σ_{xx} muro (9seg):



σ_{xx} muro (12seg):

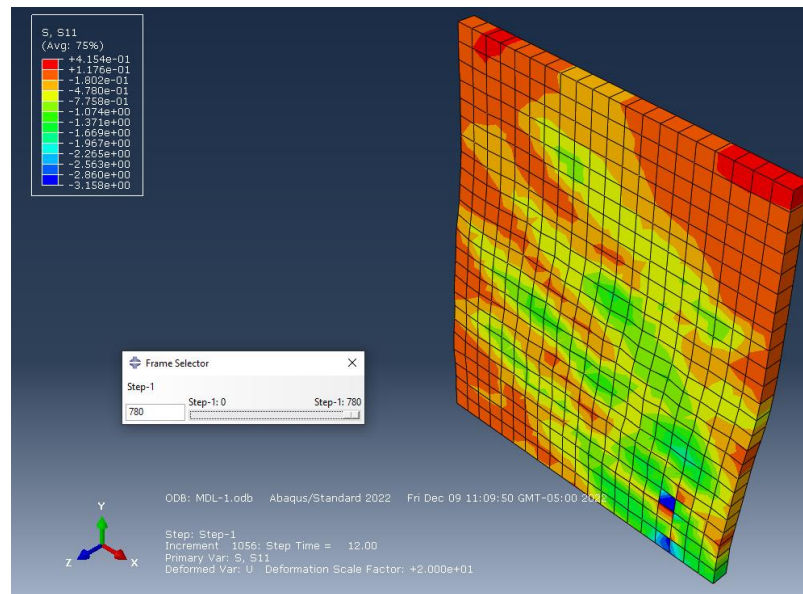


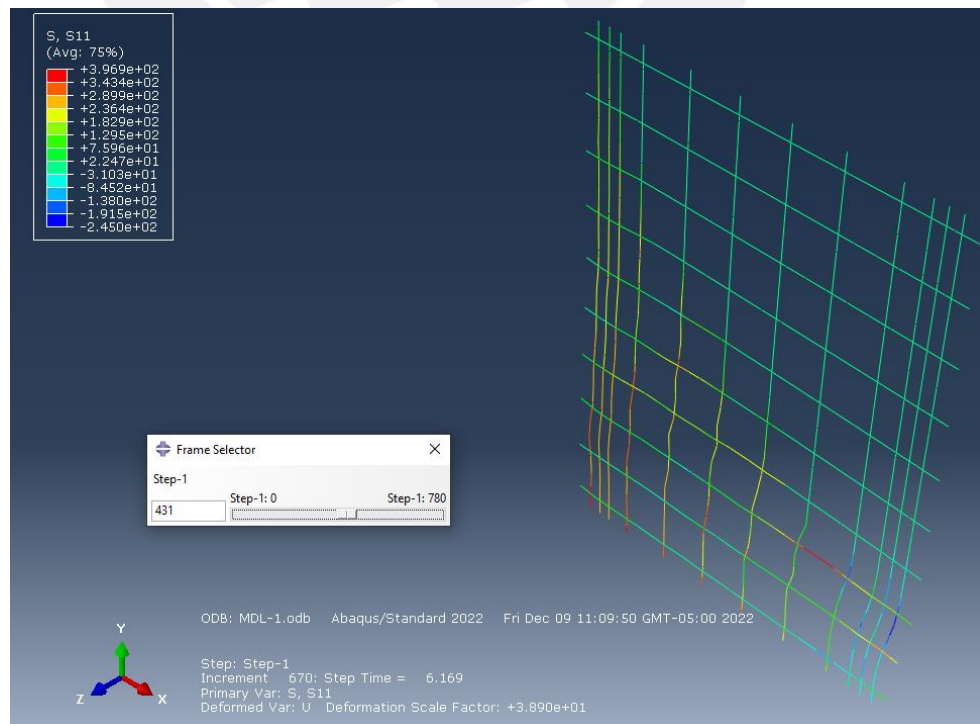
Figura 7.4. Esfuerzos del concreto en el muro modelado.

De acuerdo a las imágenes mostradas tenemos un máximo valor de esfuerzo de compresión en el concreto del muro de 7.90 MPa, es decir no llegamos ni al 50% de esfuerzo compresión $f'c= 17$ MPa.

Del mismo modo podemos encontrar esfuerzos en los aceros que componen el muro MDL.

- **Esfuerzos en los aceros: (Fig. 3.5)**

σ_{xx} aceros (6seg):



σ_{xx} aceros (12seg):

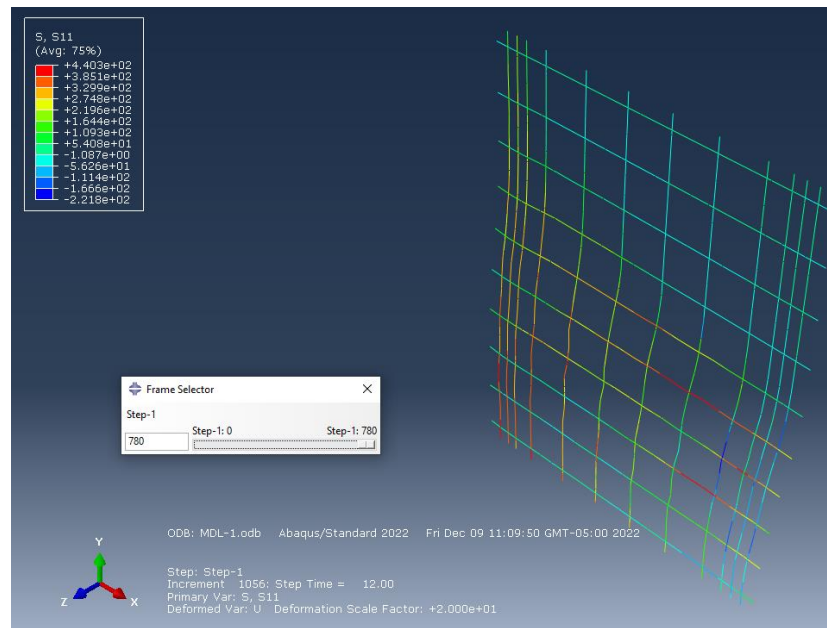
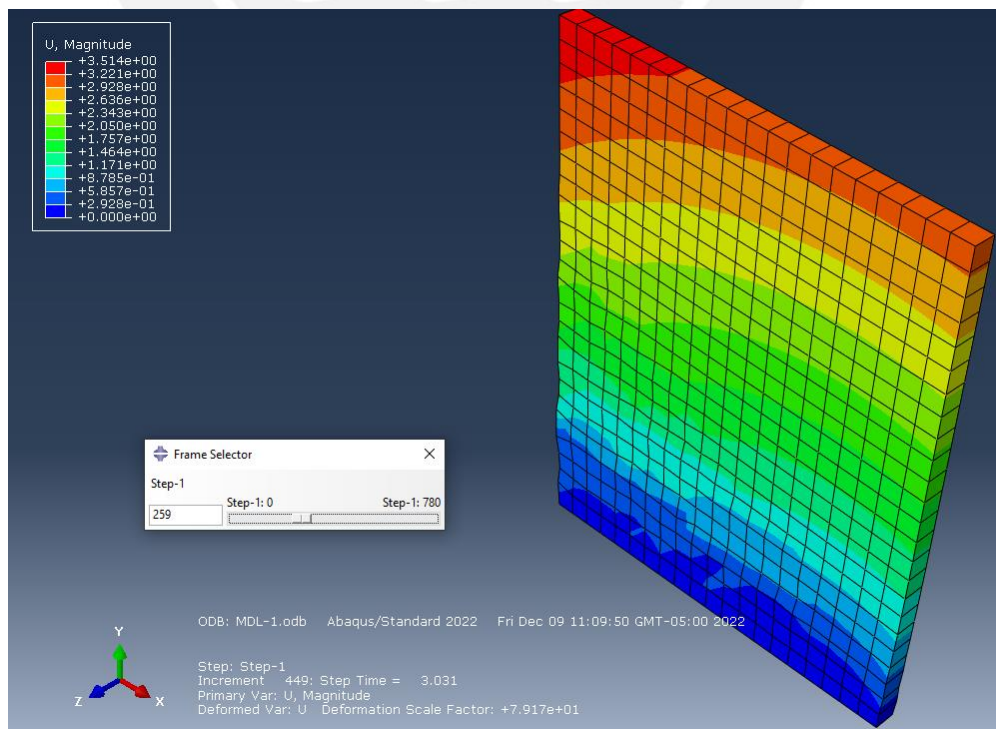


Figura 7.5. Esfuerzos del acero en el muro modelado.

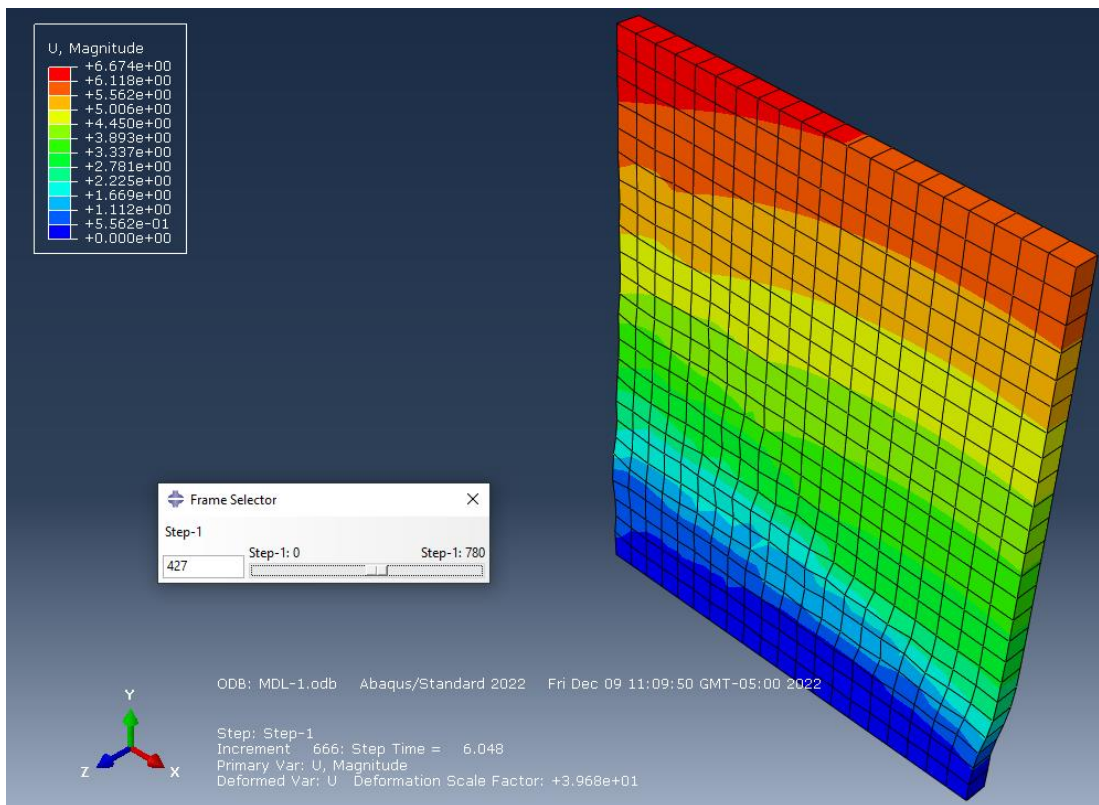
De acuerdo a las imágenes mostradas tenemos un máximo valor de esfuerzo de tracción en el acero de 44 MPa, es decir en la zona de tracciones de acero se llega a la fluencia del acero.

Desplazamientos: (Fig. 3.6)

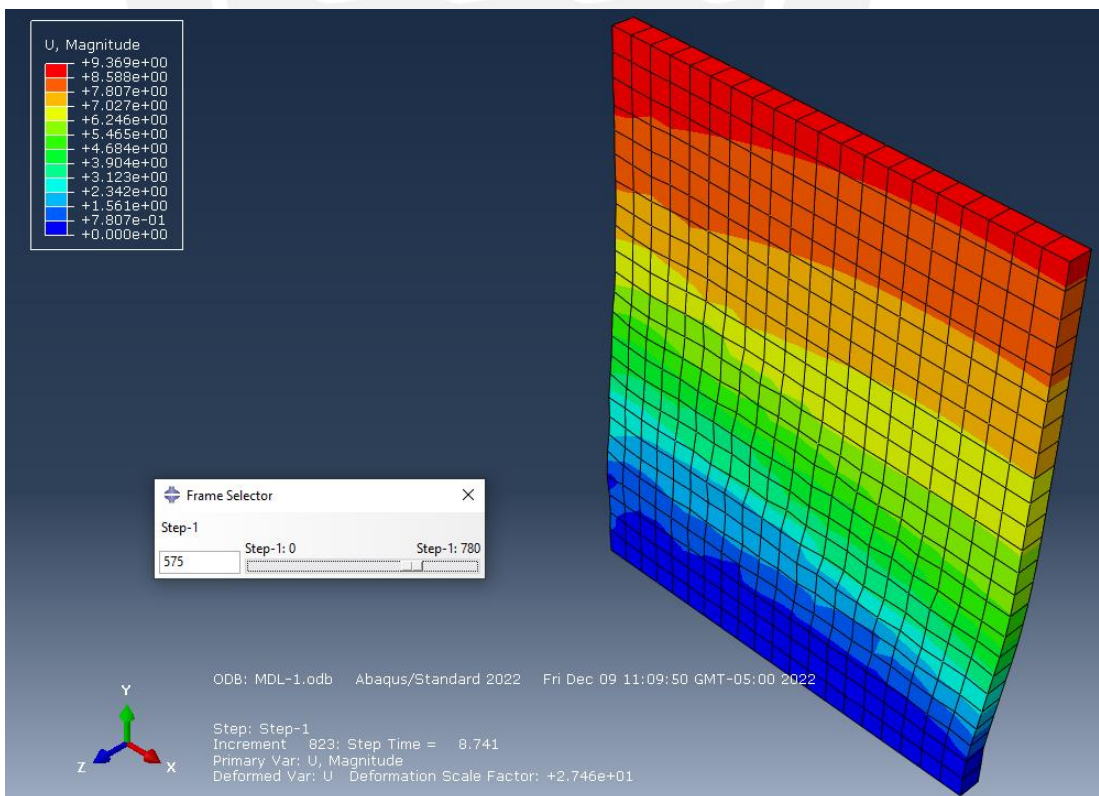
Dxx muro (3seg):



Dxx muro (6seg):



Dxx muro (9seg):



Dxx muro (12seg):

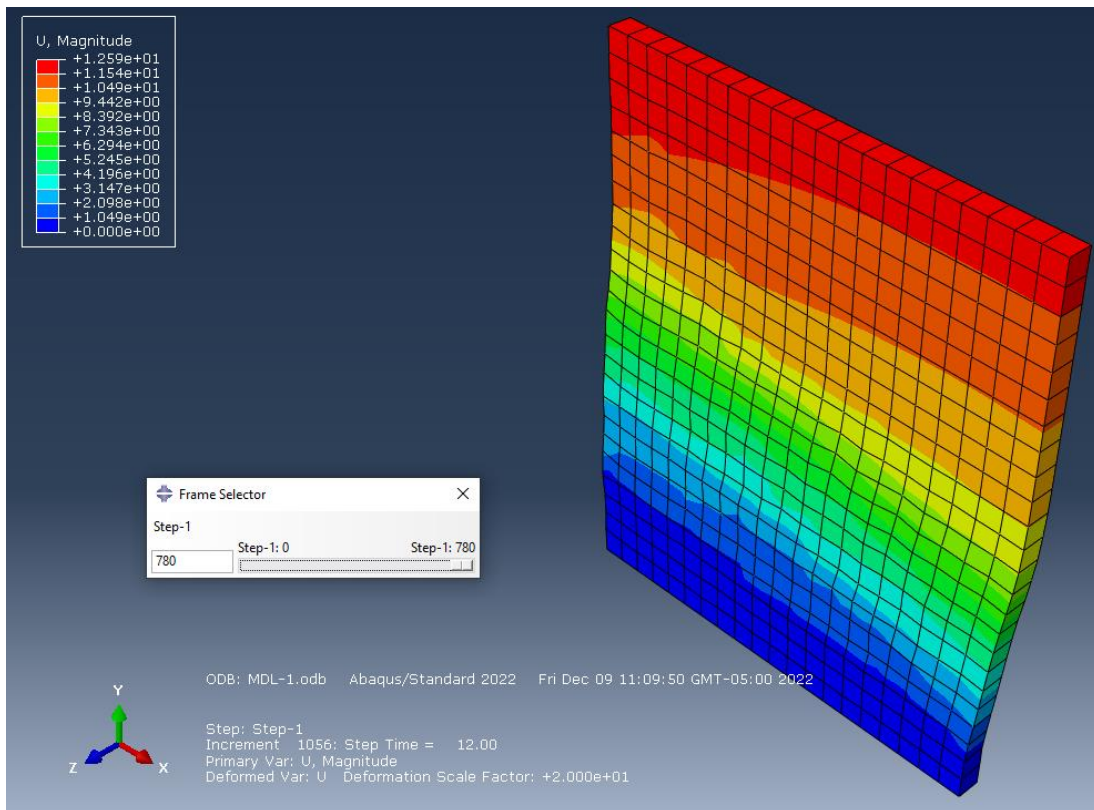


Figura 7.6. Desplazamientos del sistema modelado.

Además, el ABAQUS nos proporciona la posibilidad de generar la curva de capacidad de la estructura considerando los valores de fuerzas y desplazamientos encontrados. La Fig. 7.7) muestra la misma para un desplazamiento máximo de 12mm.

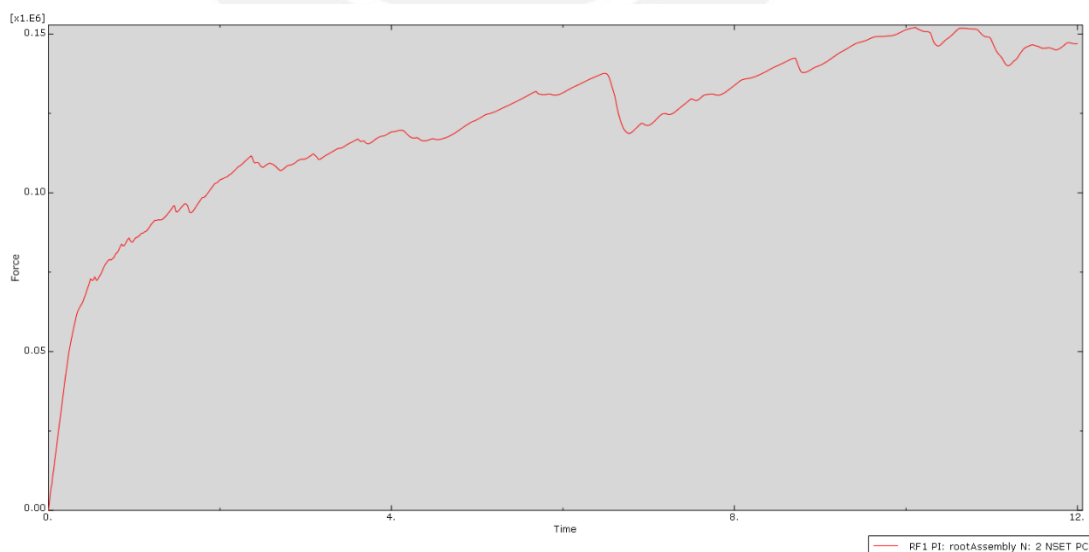


Figura 7.7. Curva de capacidad MDL modelo numérico.

El gráfico mostrado en la Fig. 7.7 ha sido exportado en una tabla de Excel de tal manera de poder comparar los valores teóricos con los valores experimentales en un mismo gráfico. (Ver Fig. 7.8)

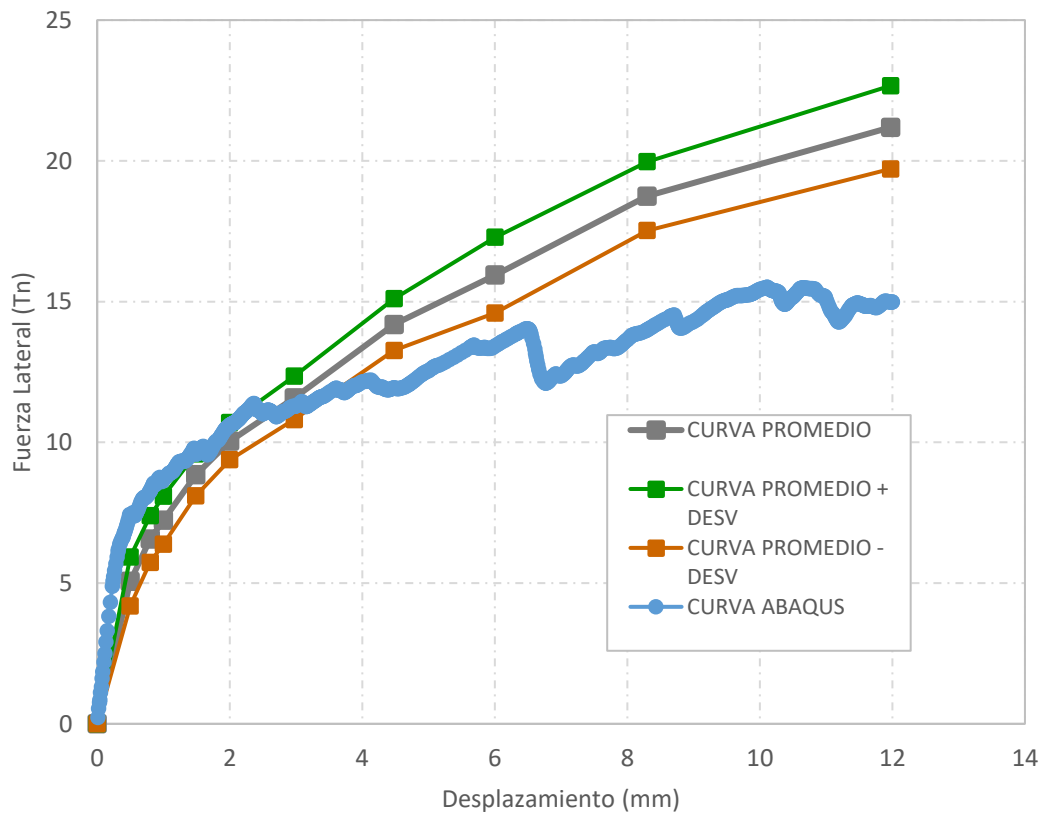
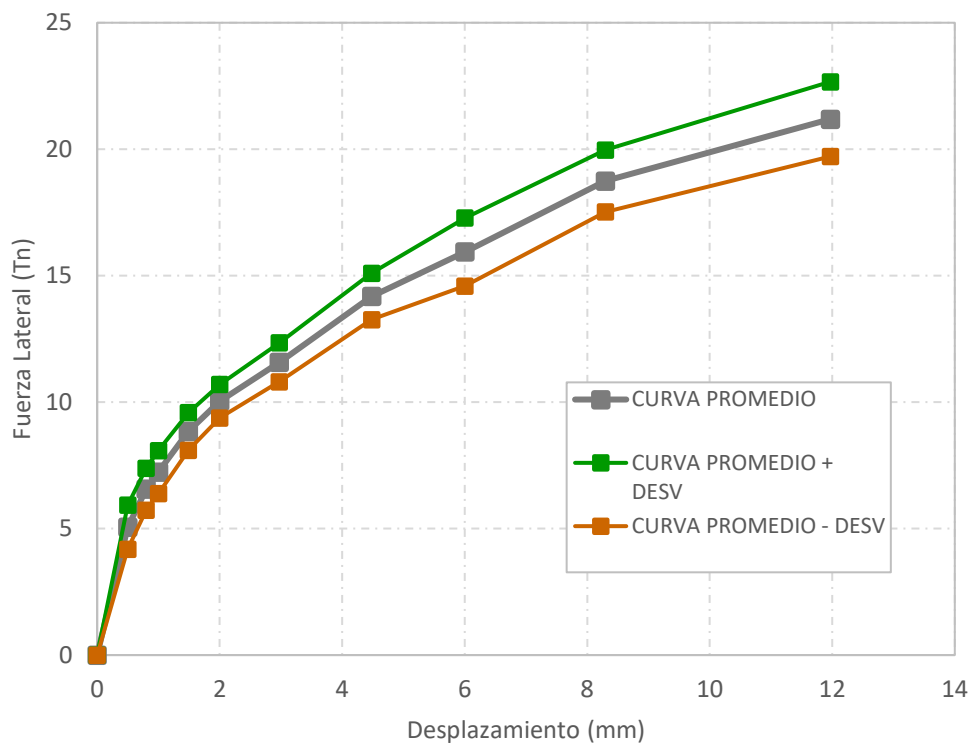


Figura 7.8. Comparativo curva promedio MDL experimental vs Modelo Abaqus

Como se evidencia en este comparativo los valores de envolventes del promedio de los 03 muros vs lo obtenido por el programa se asemejan bastante en la parte elástica, Luego, en la parte inelástica de la curva de capacidad, los resultados obtenidos mediante modelo numérico terminan siendo bien conservadores, por lo que trabajaremos en base a los experimentales, tanto para los muros llevados hasta el límite de capacidad como los muros reforzados.

Finalmente, el resumen de los resultados de los muros reforzados de forma experimental son los siguientes: (Fig. 7.9)

MDL-1R				MDL-2R				MDL-3R			
D (mm)	V (Tn)			D (mm)	V (Tn)			D (mm)	V (Tn)		
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	3.70	0.50	3.64	0.50	3.49	0.50	3.85	0.50	3.45	0.50	3.11
0.80	5.10	0.78	4.94	0.80	4.91	0.81	5.42	0.81	4.99	0.80	4.65
1.00	6.00	0.98	5.64	1.01	5.70	0.99	6.26	1.01	5.93	1.01	5.61
1.50	7.63	1.49	7.08	1.51	7.40	1.49	8.12	1.50	7.90	1.50	7.50
2.00	9.04	1.98	8.36	2.01	8.98	1.99	9.59	2.00	9.29	2.02	9.37
3.01	11.38	2.97	11.19	3.01	11.36	3.00	11.95	3.02	11.76	3.00	11.83
4.52	14.55	4.44	14.69	4.52	14.24	4.49	15.11	4.53	14.67	4.52	15.48
6.04	17.52	5.97	17.84	6.02	17.07	6.01	18.42	6.00	17.06	6.05	18.78
8.52	21.09	8.45	22.49	8.50	21.48	8.51	22.65	8.49	19.59	8.54	22.96
12.04	23.01	11.98	25.59	12.00	23.53	12.00	25.91	12.09	21.18	12.06	26.22
16.46	24.68	16.48	27.05	16.51	25.21	16.52	27.70	16.58	22.99	16.59	28.42
23.55	25.07	23.48	28.59	23.51	25.93	23.56	28.36	23.72	25.10	23.47	29.38
30.52	25.50	30.51	28.37	30.53	25.42	30.50	27.20	30.79	24.63	23.71	29.36
34.42	24.60	34.84	27.57	34.90	23.46	34.94	24.80	35.28	23.02	30.75	27.69
39.73	22.73	39.84	25.95	39.92	22.16	39.59	23.19	40.05	21.74	40.18	24.43

VALORES PROMEDIO				
	u	σ	$u+\sigma$	$u-\sigma$
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	3.54	0.26	3.80	3.29
0.80	5.00	0.25	5.25	4.75
1.00	5.85	0.25	6.11	5.60
1.50	7.61	0.37	7.98	7.24
2.00	9.11	0.43	9.53	8.68
3.00	11.58	0.31	11.89	11.27
4.50	14.79	0.44	15.23	14.35
6.01	17.78	0.71	18.49	17.07
8.50	21.71	1.26	22.97	20.45
12.03	24.24	1.99	26.23	22.24
16.52	26.01	2.06	28.07	23.94
23.55	27.07	1.92	28.99	25.14
29.43	26.75	1.87	28.61	24.88
34.19	25.19	2.00	27.19	23.19
39.89	23.37	1.57	24.93	21.80

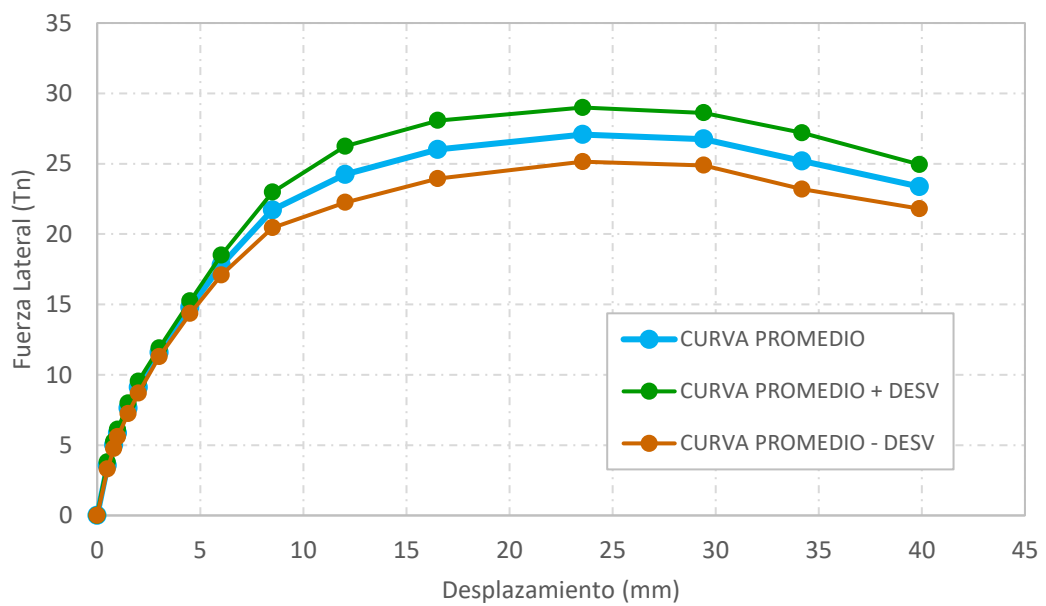
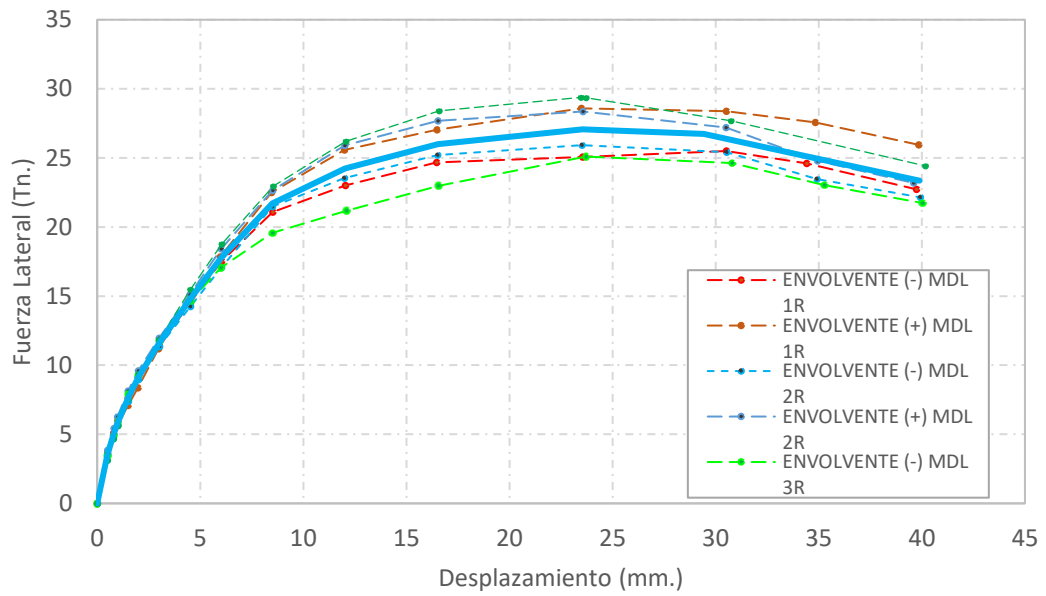


Figura 7.9. Curva capacidad muros reforzados MDL 01R, 02R y 03R

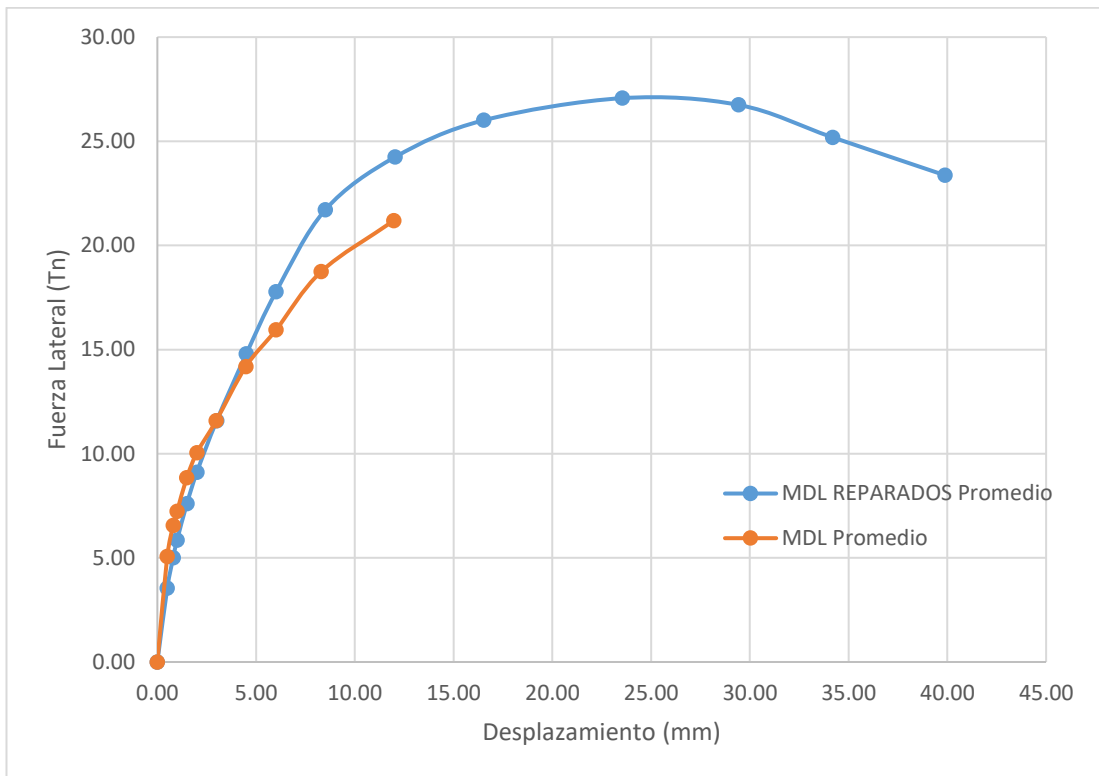
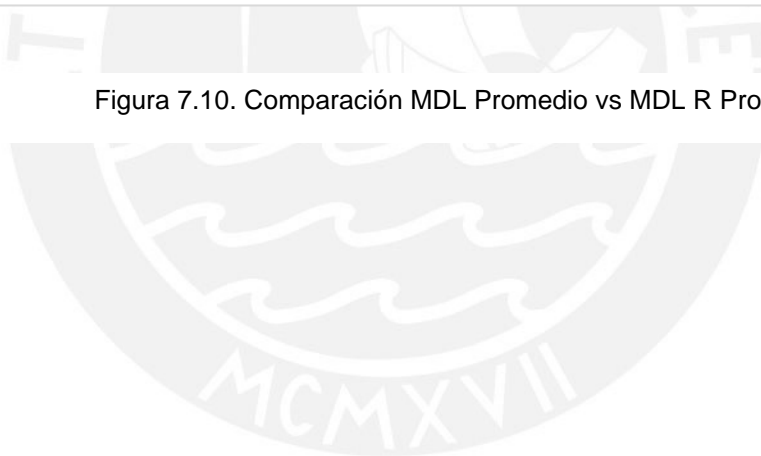


Figura 7.10. Comparación MDL Promedio vs MDL R Promedio



CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. El comportamiento de los 03 primeros muros que se hicieron hasta el límite de reparabilidad fue el de esperarse, pues no sufrieron daños irreparables.
2. Los muros reparados (MDL-R-SCA) llegaron en promedio a una resistencia máxima de 27ton y alcanzaron un desplazamiento máximo de 40mm (16.67%). La ductilidad se debe al reforzamiento aplicado de malla electrosoldada y el recubrimiento funcionó como un confinamiento para el concreto antiguo aumentando su deformación unitaria máxima a la compresión. Sin embargo, hay que tener en cuenta que para el desplazamiento máximo adquirido de 40mm los talones ya habían sufrido una trituración importante.
3. La técnica de reparación aplicada a los muros MDL-R-SCA hizo que se aumentara la capacidad de deformación como se mencionó en el punto anterior.
4. De acuerdo a los gráficos obtenidos, se observa que hay una mayor rigidez inicial en los muros sin reparar, esto se debe a que el muro todavía tiene una rigidez elástica sin agrietamiento, mientras que el muro reparado ya tiene grietas generadas en el primer ensayo. Un punto importante a mencionar, es que, la rigidez inicial del muro reparado debería ser igual a la rigidez secante del muro MDL-SCA-LR (muro sin reparar), pero la reparación realizada hizo que su rigidez inicial aumente.
5. Por otro lado, la degradación de rigidez de los muros MDL-SCA-LR es más pronunciada que los MDL-R-SCA.
6. La reparación de los 03 muros aumentó su resistencia ya que a un desplazamiento de 3mm la resistencia del muro reparado alcanza y sobrepasa la resistencia del muro original.
7. Los muros reparados MDL-R-SCA tuvieron una rigidez inicial de alrededor de 7000 ton/m resultado del agrietamiento generado en el primer ensayo.
8. Se logró plantear la posibilidad de reforzamiento para muros de ductilidad limitada que hayan llegado hasta el límite de reparabilidad. La técnica de reforzamiento ha sido práctica y eficiente, puesto que, el muro inicial logró aumentar su resistencia y ductilidad.
9. Se realizó el modelado numérico del muro de ductilidad limitada mediante programa de elementos finitos ABAQUS-CAE, obteniendo valores muy conservadores en la fase inelástica a comparación con los resultados experimentales. Es por ello que, para los muros reforzados se trabajó únicamente con los valores obtenidos de los ensayos.
10. Se recomienda realizar las investigaciones posteriores de la técnica de reparación y reforzamiento de muros de ductilidad limitada para módulos a escala real para validar su comportamiento, puesto que, en la presente investigación se realizó ensayos únicamente a muros aislados con carga en su propio plano.

REFERENCIAS

1. SAN BARTOLOMÉ, Ángel, Alejandro MUÑOZ, Mariela VILLAGARCÍA y Claudia ACUÑA, "Comportamiento sísmico de placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas". SENCICO – PUCP. Lima, 2003
2. SAN BARTOLOMÉ, Ángel, Alejandro MUÑOZ, Georgina MADUEÑO y Rolando CAVERO. "Control de la falla por deslizamiento en placas de concreto reforzadas con malla electrosoldada. SENCICO – PUCP. Lima, 2006.
3. SAN BARTOLOMÉ, Ángel. "Comportamiento a carga lateral de muros delgados de concreto reforzados con malla electrosoldada y acero dúctil". SENCICO – PUCP. 2006.
4. SAN BARTOLOMÉ, Ángel, Luis Ángel ROJAS, José Iván KOO. "Estudio experimental de los dos criterios del ACI empleados para confinar los bordes de los muros de concreto armado". PUCP, 2007.
5. KUROIWA, Carmen. "El Ferrocemento en la construcción de viviendas". SENCICO, 2004.
6. SILVA, Wilson y Guissepe MENDOZA. "Uso del ferrocemento en Techos y Entrepisos". PUCP – SENCICO. Lima, 2005.
7. QUIUN Daniel y Jesús CARPIO. "Desarrollo del Ferrocemento en la construcción de viviendas" Primera Etapa. SENCICO, Gerencia de Investigación y Normatividad. Lima, 2010.
8. QUIUN Daniel y Jesús CARPIO. "Desarrollo del Ferrocemento en la construcción de viviendas" Segunda Etapa. SENCICO, Gerencia de Investigación y Normatividad. Lima, 2011.
9. CARRILLO León, Julián y Sergio M. ALCOCER. "Ensayos dinámicos de muros de concreto con relación de aspecto igual a uno". Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. México, 2008.
10. CEVEDT KEREM, Gulec y WHITTAKER S. Andrew. "Performance-Based Assessment and Design of Squat Reinforced Concrete Shear Walls". Earthquake Engineering to Extreme Events – Technical Report MCEER-09-0010 – 2009. New York, 2009.
11. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. Resolución Ministerial N° 079-2003-VIVIENDA. "E.030 Diseño Sismorresistente". Lima, 2003.
12. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. Resolución Ministerial N° 010-2009-VIVIENDA. "E.060 Concreto Armado". Lima, 2009.
13. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. Decreto Supremo N°003-2016-Vivienda. "Decreto Supremo que modifica la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" del Reglamento Nacional de Edificaciones, aprobada por Decreto Supremo N° 011-2016-Vivienda, modificada por Decreto Supremo N°002-2014-Vivienda". Lima, 2016.
14. Edificaciones, aprobada por Decreto Supremo N° 011-2016-Vivienda, modificada por Decreto Supremo N°002-2014-Vivienda". Lima, 2016.
15. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. "Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente. SENCICO. Lima, 2018.
16. THE APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC). "FEMA 308: Repair of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings". 555 Twin Dolphin Drive, Suite 550. Redwood City, California 94065.
17. AROS VILLEGAS, Marcelo Alejandro

- 2005 "Fabricación, ensayo y reparación de muros de hormigón armado utilizando ferrocemento". Memoria para optar el título de Ingeniero Civil en Obras Civiles. Región de los Ríos – Chile. Universidad Austral de Chile. Facultad de Ciencias de la Ingeniería – Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles.
18. FLORES CORONA, Leonardo, Sergio M. ALCOCER, Julián CARRILLON LEÓN, Alfredo SANCHEZ ALEJANDRE, Roberto URIBE y Ángel PONCE. "Ensayo de muros de concreto con diferente relación de aspecto y bajas cuantías de refuerzo para uso de vivienda". Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. México, 2007.
 19. CARRILLO León, Julián y Sergio M. ALCOCER. "Recomendaciones para diseño sísmico de muros de concreto para vivienda". Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. 2010.
 20. SAN BARTOLOMÉ, Ángel, Alejandro MUÑOS y Fernando MADALENGOITIA. "Comportamiento a fuerza cortante de muretes de concreto reforzados con malla electrosoldada, acero dúctil y fibra metálica". PUCP – Sección Ingeniería Civil. 2007.
 21. CSI. "Perform Components and Elements for Perform-3d and Perform Collapse - Version 4". 2006.
 22. CSI. "Perform-3D: Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures – Version 6". 2006.
 23. Chopra A. "Dinámica de Estructuras". 4ta edición. 2014.
 24. Gálvez A. "Propuesta del factor de reducción de fuerza sísmica para sistemas estructurales en concreto armado con muros reforzados por barras dúctiles y mallas electrosoldadas" – UNI. 2008.
 25. Gálvez A. "El análisis no lineal dinámico y sus aplicaciones en la simulación de respuestas estructurales". 2009.
 26. Al-Shaarbaf. "Finite-Element Analysis of HSC. Moderately Deep Beams Using Plastic-Damage Model under Cyclic Loading". 2014.
 27. Farhad Aslani. Raha Jowkarmeimandi. "Stress – strain model for concrete under cyclic loading". 2012.