

Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**Comportamiento estructural de paredes de mampostería a escala reducida
en forma de "T"**

Proyecto de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Alonso González Víquez

Director de Proyecto de Graduación

Ing. Alejandro Navas Carro, M.Sc.

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Costa Rica

Enero, 2012

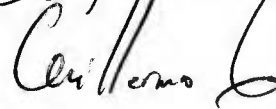
Hoja de Aprobación

Miembros del Tribunal de Graduación

Director: Ing. Alejandro Navas Carro, M.Sc.



Asesor: Ing. Guillermo González Beltrán, Ph.D.



Asesor: Ing. Francisco Villalobos Ramírez



Estudiante: Alonso González Víquez



Fecha: 2012, Enero

El suscrito, Alonso González Víquez, cédula 1-1342-0734, estudiante de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné A62599, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación **Comportamiento estructural de paredes de mampostería a escala reducida en forma de "T"**, bajo la Dirección del Ing. Alejandro Navas Carro, M.Sc, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta Investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Nota: De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos N° 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de Julio de 2001); "no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales". Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

DEDICATORIA

A mis padres Alvaro González y Jilma Víquez, mis hermanas Tatiana y Gabriela, mi hermano Esteban y mi novia Mariela.

AGRADECIMIENTOS

Primero a Dios por darme el don de la vida y por permitirme terminar esta investigación.

A mis padres Alvaro y Jilma, mis hermanas Tatiana y Gabriela y mi hermano Esteban por apoyarme siempre y darme el ánimo y la perseverancia para superarme y cumplir mis metas.

A mi novia Mariela por apoyarme y darme fuerzas para dar lo mejor de mí y por ayudarme durante toda la carrera universitaria, especialmente durante la culminación de esta investigación.

Al comité asesor. A mi director Ing. Alejandro Navas, por sus conocimientos y aportes invaluable para la realización de este proyecto y por la dedicación y disposición para ayudar siempre. Al Ing. Francisco Villalobos por sus aportes y por su dedicación, anuencia y compromiso para poder completar el trabajo. Al Ing. Guillermo González por sus consejos, aportes y ayuda en los momentos pertinentes.

Al personal del LanammeUCR, por su colaboración, paciencia y consejos. Especialmente al Ing. Humberto Tioli y a la Ing. Ana Monge, así como a Jorge, Daniel, María, Avisai, Diego, Ricardo y Pablo.

TABLA DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Importancia	2
1.3 Marco teórico	2
1.4 Objetivos	4
<i>1.4.1 Objetivo general</i>	<i>4</i>
<i>1.4.2 Objetivos específicos</i>	<i>4</i>
1.5 Antecedentes	4
1.6 Delimitación del problema	6
<i>1.6.1 Alcance</i>	<i>6</i>
<i>1.6.2 Limitaciones</i>	<i>7</i>
CAPÍTULO 2. MATERIALES	8
2.1 Generalidades	8
2.2 Arena	9
<i>2.2.1 Análisis granulométrico de un agregado (ASTM C136)</i>	<i>9</i>
<i>2.2.2 Peso específico y absorción de agregados finos (ASTM C128)</i>	<i>10</i>
<i>2.2.3 Impurezas orgánicas en agregados finos para concreto (ASTM C40)</i>	<i>11</i>
2.3 Cemento	11
2.4 Unidades de mampostería	11
2.5 Microconcreto para vigas, cimientos y columnas	14
2.6 Microconcreto de relleno	15
2.7 Mortero	17
2.8 Prismas de mampostería	18
2.9 Acero de refuerzo	19

CAPÍTULO 3. MODELOS ESTRUCTURALES Y MONTAJE EXPERIMENTAL.....	23
3.1 Generalidades	23
3.2 Geometría y características de los modelos	23
<i>3.2.1 Muros integrales</i>	<i>24</i>
<i>3.2.2 Muros confinados.....</i>	<i>27</i>
3.3 Resistencia	30
3.4 Construcción de los modelos.....	31
<i>3.4.1 Construcción y cura de los bloques.....</i>	<i>31</i>
<i>3.4.2 Fabricación de la armadura de las fundaciones, columnas, vigas y losas</i>	<i>31</i>
<i>3.4.3 Fabricación del encofrado de la fundación.....</i>	<i>32</i>
<i>3.4.4 Colado y cura de la viga de fundación.....</i>	<i>34</i>
<i>3.4.5 Corte de bloques</i>	<i>36</i>
<i>3.4.6 Fabricación y cura del paño de mampostería.....</i>	<i>36</i>
<i>3.4.7 Encofrado, colado y cura de las columnas, viga corona y losa</i>	<i>41</i>
3.5 Montaje experimental	43
3.6 Instrumentación	45
3.7 Carga aplicada.....	47
CAPÍTULO 4. RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	49
4.1 Generalidades	49
4.2 Cargas máximas y comportamiento de los modelos estructurales	50
<i>4.2.1 Muro 1: muro confinado.....</i>	<i>50</i>
<i>4.2.2 Muro 2: muro integral.....</i>	<i>53</i>
<i>4.2.3 Muro 3: muro confinado.....</i>	<i>57</i>
<i>4.2.4 Muro 4: muro integral.....</i>	<i>61</i>
4.3 Resumen de los resultados	65

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	66
5.1 Comparación de los muros integrales y los muros confinados.....	66
<i>5.1.1 Carga de falla.....</i>	<i>66</i>
<i>5.1.2 Comportamiento estructural.....</i>	<i>67</i>
<i>5.1.3 Ductilidad.....</i>	<i>69</i>
5.2 Revisión del comportamiento en conjunto del ala y el alma.....	70
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	72
6.1 Conclusiones	72
6.2 Recomendaciones	74
BIBLIOGRAFÍA	75
ANEXO A. ENSAYO DE LOS MATERIALES.....	78
A.1 Arena	78
<i>A.1.1 Análisis granulométrico de un agregado (ASTM C136-06)</i>	<i>78</i>
<i>A.1.2 Peso específico y absorción de agregados finos (ASTM C128-07)</i>	<i>80</i>
<i>A.1.3 Impurezas orgánicas en agregados finos para concreto (ASTM C40-04)</i>	<i>81</i>
.....	
A.2 Cemento.....	81
<i>A.2.1 Gravedad específica de un cemento hidráulico (ASTM C188).....</i>	<i>81</i>
<i>A.2.2 Finura de un cemento hidráulico (ASTM C184).....</i>	<i>81</i>
A.3 Acero de refuerzo.....	82
ANEXO B. DISEÑO DE BLOQUES DE MAMPOSTERÍA	83
B.1 Diseño de la mezcla	83
<i>B.1.1 Tamaño máximo</i>	<i>83</i>
<i>B.1.2 Relación agua/cemento.....</i>	<i>83</i>
<i>B.1.3 Volumen de mezcla.....</i>	<i>84</i>
<i>B.1.4 Peso de la arena.....</i>	<i>84</i>

<i>B.1.5</i>	<i>Peso del cemento.....</i>	<i>84</i>
<i>B.1.6</i>	<i>Peso del agua.....</i>	<i>85</i>
<i>B.1.7</i>	<i>Dosificación por peso.....</i>	<i>86</i>
ANEXO C.	DISEÑO DEL MURO PROTOTIPO	87
C.1	Estimación de cargas sísmicas	87
<i>C.1.1</i>	<i>Cargas permanentes</i>	<i>88</i>
<i>C.1.2</i>	<i>Cargas temporales</i>	<i>89</i>
<i>C.1.3</i>	<i>Determinación del coeficiente sísmico.....</i>	<i>89</i>
<i>C.1.4</i>	<i>Cálculo de las fuerzas sísmicas</i>	<i>90</i>
C.2	Combinación de cargas	91
<i>C.2.1</i>	<i>Combinación de cargas para el muro integral.....</i>	<i>91</i>
<i>C.2.2</i>	<i>Combinación de cargas para el muro confinado</i>	<i>92</i>
C.3	Diseño del elemento de borde para el muro confinado.....	93
C.4	Diseño del paño de mampostería.....	94
<i>C.4.1</i>	<i>Diseño a flexocompresión.....</i>	<i>96</i>
<i>C.4.2</i>	<i>Diseño a cortante.....</i>	<i>103</i>
<i>C.4.3</i>	<i>Revisión de acero mínimo.....</i>	<i>105</i>
ANEXO D.	DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS DE FALLA DE LOS MUROS A ESCALA REDUCIDA.....	106
Muro integral		106
Muro confinado		106
ANEXO E.	DATOS EXPERIMENTALES DE LA FALLA DE LOS MUROS	108
ANEXO F.	DETERMINACIÓN DE LA DUCTILIDAD DE LOS MUROS	111
F.1	Muro 1: muro confinado	112
F.2	Muro 2: muro integral	114
F.3	Muro 3: muro confinado	116

F.4 Muro 4: muro integral 118

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Granulometría de la arena.....	10
Figura 2. Moldes de acrílico para los bloques.	12
Figura 3. Curado de los bloques.	12
Figura 4. Coronamiento de los bloques.	13
Figura 5. Máquina universal para la falla de los bloques.....	13
Figura 6. Moldes para cilindros.	14
Figura 7. Falla de microcilindro de concreto.....	15
Figura 8. Moldeo de prismas de microconcreto de relleno.	16
Figura 9. Muestra de microconcreto de relleno durante la falla.....	16
Figura 10. Molde para obtener cubos de mortero.....	17
Figura 11. Cubo de mortero después de su falla.	18
Figura 12. Prismas de mampostería.	19
Figura 13. Máquina de corrugación y el alambre antes y después del proceso de corrugación.	20
Figura 14. Ensayo a tensión del alambre galvanizado.	21
Figura 15. Gráfico del comportamiento del alambre galvanizado #12 (modela la varilla #5).21	
Figura 16. Gráfico del comportamiento del alambre galvanizado #16 (modela la varilla #3).22	
Figura 17. Muro integral en escala reducida.....	26
Figura 18. Muro confinado en escala reducida.	29
Figura 19. Armaduras de la fundación y de la losa y colocación del acero vertical.	32
Figura 20. Encofrado de viga de fundación.	33
Figura 21. Barras roscadas embebidas de la fundación.	34
Figura 22. Ubicación de barras roscadas, colado y distribución del concreto de la fundación.35	
Figura 23. Vigas de fundación.	35
Figura 24. Bloques cortados.	36
Figura 25. Proceso de pega de bloques.	37
Figura 26. Acero de refuerzo horizontal.....	37
Figura 27. Anclaje del acero horizontal en el extremo no alado para cada tipo de pared (Izquierda: muro integral. Derecha: muro confinado).....	38
Figura 28. Colocación del microconcreto de relleno.	39
Figura 29. Alineamiento horizontal de los muros.	39

Figura 30. Alineamiento vertical de los muros.	40
Figura 31. Paño de mampostería de los cuatro muros.	40
Figura 32. Encofrado de muros confinados.	41
Figura 33. Encofrado de muros integrales.....	42
Figura 34. Muros desencofrados y pintados.	43
Figura 35. Muro colocado sobre la mesa de reacción.	44
Figura 36. Restricción lateral y placa metálica para distribución de la carga.....	45
Figura 37. Esquema de instrumentación del muro.	46
Figura 38. Detalle de montaje experimental.....	47
Figura 39. Gráfico de Carga-Desplazamiento para el Muro 1.	50
Figura 40. Muro 1 después de la falla (vistas laterales).	51
Figura 41. Muro 1 después de la falla (vista posterior).....	52
Figura 42. Detalles de la falla del Muro 1.....	52
Figura 43. Gráfico de Carga-Desplazamiento para el Muro 2.	53
Figura 44. Muro 2 después de la falla (vistas laterales).	54
Figura 45. Muro 2 después de la falla (vista posterior).....	55
Figura 46. Detalles de la falla del Muro 2.....	56
Figura 47. Gráfico de Carga-Desplazamiento para el Muro 3.	57
Figura 48. Muro 3 después de la falla (vistas laterales).	58
Figura 49. Muro 3 después de la falla (vista posterior).....	59
Figura 50. Detalles de la falla del Muro 3.....	60
Figura 51. Gráfico de Carga-Desplazamiento para el Muro 4.	61
Figura 52. Muro 4 después de la falla (vistas laterales).	62
Figura 53. Muro 4 después de la falla (vista posterior).....	63
Figura 54. Detalles de la falla del Muro 4.....	64
Figura 55. Curvas de Carga-Desplazamiento de los muros.	67
Figura 56. Curvas elasto-plástica de energía equivalente de los muros.....	67
Figura 57. Porcentaje pasando y límites requeridos en cada abertura de malla.	79
Figura 58. Distribución de fuerzas sísmicas.....	87
Figura 59. Modelo de distribución de fuerzas sísmicas.	88
Figura 60. Fuerzas en el muro de mampostería integral.....	94
Figura 61. Fuerzas en el muro de mampostería confinada.....	94

Figura 62. Propuesta de refuerzo para los muros integrales.	95
Figura 63. Propuesta de refuerzo para los muros confinados.	95
Figura 64. Datos de carga y desplazamiento de la falla del Muro 1 (confinado).	108
Figura 65. Datos de carga y desplazamiento de la falla del Muro 2 (integral).	109
Figura 66. Datos de carga y desplazamiento de la falla del Muro 3 (confinado).	109
Figura 67. Datos de carga y desplazamiento de la falla del Muro 4 (integral).	110
Figura 68. Gráfico de Carga-Desplazamiento del Muro 1.	112
Figura 69. Curva elasto-plástica de energía equivalente del Muro 1.	113
Figura 70. Gráfico de Carga-Desplazamiento del Muro 2.	114
Figura 71. Curva elasto-plástica de energía equivalente del Muro 2.	115
Figura 72. Gráfico de Carga-Desplazamiento del Muro 3.	116
Figura 73. Curva elasto-plástica de energía equivalente del Muro 3.	117
Figura 74. Gráfico de Carga-Desplazamiento del Muro 4.	118
Figura 75. Curva elasto-plástica de energía equivalente del Muro 4.	119

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1. Tamaño máximo del agregado fino.....	9
Cuadro 2. Distribución granulométrica.....	10
Cuadro 3. Peso específico y absorción del agregado fino.	10
Cuadro 4. Propiedades del cemento.....	11
Cuadro 5. Dosificación por peso utilizada para la mezcla de los bloques.....	12
Cuadro 6. Resistencia de los bloques a 28 días de edad.....	13
Cuadro 7. Resistencias de diseño para el microconcreto a 28 días.	14
Cuadro 8. Resistencias del microconcreto para vigas, columnas, y fundación.....	15
Cuadro 9. Proporción por volumen para el microconcreto de relleno.	15
Cuadro 10. Resistencia del microconcreto de relleno.	16
Cuadro 11. Proporción por volumen para el mortero de pega.....	17
Cuadro 12. Resistencia del mortero de pega.....	18
Cuadro 13. Resistencia de los prismas de mampostería.	18
Cuadro 14. Diámetros del alambre galvanizado.....	20
Cuadro 15. Propiedades del acero.....	22
Cuadro 16. Dimensiones de los elementos a escala natural.	25
Cuadro 17. Cantidad de acero de refuerzo en los elementos 25	25
Cuadro 18. Dimensiones de los elementos a escala natural.	27
Cuadro 19. Cantidad de acero de refuerzo en los elementos 28	28
Cuadro 20. Resistencias de diseño y experimentales de diferentes componentes.	30
Cuadro 21. Resistencias teóricas de los muros.	30
Cuadro 22. Resumen de los datos experimentales.....	65
Cuadro 23. Comparación entre la carga de falla teórica y la experimental 66	66
Cuadro 24. Ductilidades experimentales y de diseño de los muros.....	69
Cuadro 25. Peso retenido del material en las mallas.	78
Cuadro 26. Porcentaje del material pasando en las mallas.	79
Cuadro 27. Características de las muestras de alambre galvanizado corrugado.....	82
Cuadro 28. Resistencia de los bloques.....	83
Cuadro 29. Dosificación por peso del microconcreto de bloques.	86
Cuadro 30. Dosificación por peso del microconcreto de bloques utilizada.	86
Cuadro 31. Cargas de diseño para los muros.	93

González Víquez, Alonso.

Comportamiento estructural de paredes de mampostería a escala reducida en forma de "T".

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil – San José, C.R.:

A. González V., 2011.

xiii, 74, [42]h; ils.col. – 23 refs.

RESUMEN

La investigación consistió en el estudio del comportamiento teórico y experimental de muros alados en forma de "T" de mampostería integral y de mampostería confinada. Se utilizaron modelos a escala reducida con un factor de 1/6. Estos se sometieron a un proceso de falla por medio de una carga monotónica creciente sometiendo el extremo no alado a compresión.

Se diseñaron y construyeron cuatro muros, dos de mampostería integral y dos de mampostería confinada mediante una columna de microconcreto. El procedimiento de diseño se basó en la metodología y en los requisitos establecidos por el Código Sísmico de Costa Rica 2010. Además se realizaron las pruebas para determinar las características de los materiales utilizados para la fabricación de la de los muros.

Los dos tipos de muros se diseñaron para una capacidad similar. Se realizó una comparación entre el comportamiento que presentaron los dos tipos de muros durante la falla. De igual manera, se compararon los resultados de la ductilidad y la capacidad máxima entre los muros. Se buscó evaluar los resultados del comportamiento de los muros con los requisitos del Código Sísmico de Costa Rica 2010. AGV.

MUROS DE MAMPOSTERIA; CONFINADA; INTEGRAL; ESCALA REDUCIDA; DUCTILIDAD

Ing. Alejandro Navas Carro, M. Sc.

Escuela de Ingeniería Civil

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

Costa Rica es un país de alta sismicidad, donde todas las estructuras deben diseñarse para ser capaces de resistir fuerzas de esta naturaleza. Por esto es necesaria la implementación de un código que regule el diseño y la construcción de las edificaciones en el país. El Código Sísmico de Costa Rica da los lineamientos para el análisis, diseño y construcción de las obras. Recientemente se publicó la versión 2010 de este código.

Debido a la importancia de este código, se vuelve necesario que esté en constante revisión para adaptarse a las necesidades y exigencias de las obras actuales. Las pruebas experimentales se vuelven un componente clave para la revisión y verificación de la metodología de diseño que establece el código. Esta investigación se concentró en verificar los lineamientos del Capítulo 9 del CSCR 2010.

El trabajo consistió en analizar el comportamiento de los muros de bloques de mampostería en forma de "T" al ser sometido a cargas sísmicas en el sentido más crítico. Estos se clasifican como muros alados. Se buscó evaluar el desempeño de un muro típicamente utilizado en el diseño de un edificio de 2 ó 3 pisos. Para esto se analizó su comportamiento, ductilidad generada, capacidad y el patrón de agrietamiento en la falla.

Se analizaron los casos de paredes de mampostería integral, esto quiere decir, sin elementos de concreto que la confinen, y con el acero colocado dentro de los bloques. De la misma manera, se analizó el caso donde la pared que trabaja en cortante se encuentra confinada en un extremo con una columna de concreto.

Para cada uno de los muros, se diseñó la cuantía de acero necesaria para soportar los esfuerzos generados para las cargas impuestas. Además, se analizaron las consideraciones necesarias para lograr una unión adecuada de las dos paredes que forman la "T".

Estos análisis se realizaron por medio de un modelo a escala reducida con una relación de 1/6. Debido esto, se debieron utilizar las metodologías pertinentes para representar correctamente una aproximación del comportamiento de los muros a escala natural.

1.2 Importancia

La mampostería es de gran uso en viviendas en Costa Rica., tanto por su facilidad de construcción como por su buen comportamiento estructural ante solicitaciones de carga. Las paredes en "T" se presentan de forma común en edificaciones donde se dé una división de aposentos. Esta situación hace que sea necesario analizar de forma adecuada la respuesta de estas estructuras.

Se debe verificar de manera experimental la forma de diseñar este tipo de paredes. Para esto se utilizaron las especificaciones establecidas por el Código Sísmico de Costa Rica 2010. Ya que este es el documento legal que especifica los requerimientos para el diseño, análisis y construcción de las obras en el país, es necesario su revisión y verificación constante. Es por eso que las pruebas experimentales se convierten en un factor necesario para esta verificación. Con el análisis correspondiente, se pudo establecer cómo se comportaron estos tipos de muros ante un evento sísmico. Este evento se simuló mediante una carga monotónica creciente.

Cabe destacar que utilizar los modelos a escala reducida de 1/6 da el beneficio de disminuir los costos de las pruebas en comparación con los modelos a escala natural.

1.3 Marco teórico

La mampostería se define como "la construcción de elementos estructurales y no estructurales utilizando como elementos principales pequeñas unidades prefabricadas generalmente llamadas bloques" (Poveda,2010).

Existen dos tipos principales de mampostería, la mampostería integral y la confinada. La mampostería integral consiste en paredes reforzadas integralmente, donde este refuerzo horizontal y vertical se encuentra embebido en los bloques. El refuerzo vertical se coloca dentro de las celdas de los bloques, mientras que el horizontal se coloca entre la sisa horizontal o a través de bloques especiales, como el viga-block. La mampostería confinada consiste en paredes de mampostería confinadas por vigas y columnas de concreto. Existe un tercer tipo de mampostería utilizado en el país, el cual consiste en una combinación entre los dos sistemas anteriores.

Se deben tener en cuenta los requerimientos para paredes no rectangulares, así como para intersecciones de paredes según el Código Sísmico de Costa Rica 2010. Ahí se establecen los requerimientos mínimos para el acero vertical y horizontal de los muros, así como el tamaño mínimo que deben tener las varillas.

En la sección 9.3.3(g) se establece que cuando se da la intersección de muros, "el ancho efectivo en voladizo que se puede considerar a ambos lados no debe ser mayor que seis veces el espesor efectivo del muro". Así mismo establece que "solamente el área efectiva del muro paralela a las fuerzas de corte se supone que puede tomar esfuerzos de cortante". Además requiere que las conexiones entre muros se realicen mediante bloques traslapados, anclajes mecánicos o eliminando las caras de los bloques de tal forma que se le de continuidad a las varillas de refuerzo y al concreto de relleno.

En la sección 9.7.8 se define que los muros no rectangulares en forma de "L" o "T" poseen una ductilidad muy reducida cuando el alma está en compresión por lo que se debería diseñar para tener una respuesta elástica. Y si se desea evitar esta condición, se podría colocar un elemento de concreto reforzado y bien confinado en el extremo no alado. Para este caso, la ductilidad local se define como moderada.

En cuanto a los modelos estructurales que se pueden realizar, Espinoza (1995) define tres tipos: los Modelos Elásticos, los cuales "son geoméricamente semejantes al prototipo (escala natural)", aunque los resultados solo rigen para el rango de comportamiento elástico de la estructura; los Modelos Indirectos, que se utilizan principalmente en la obtención de los diagramas de influencia; y los Modelos Directos. Estos últimos fueron los utilizados en el desarrollo de este trabajo de investigación. Esta metodología consiste en que el modelo sea "similar al prototipo en todos los aspectos y las cargas se apliquen de la misma forma que al prototipo". Como lo explica Sáenz, el factor de escala se aplica solamente a la geometría de los elementos. Las relaciones constitutivas de los materiales deben ser las mismas para ambos, el prototipo y el modelo.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Evaluar experimental y teóricamente el comportamiento de muros de mampostería en forma de "T" ante cargas sísmicas, para determinar su ductilidad y su capacidad.

1.4.2 Objetivos específicos

- Diseñar muros de mampostería integral y confiada en forma de "T" bajo los lineamientos del Capítulo 9 del CSCR-2010 y obtener los valores de falla para estos elementos.
- Evaluar experimentalmente el comportamiento estructural de los muros en "T" confinadas e integrales, mediante un proceso de carga lateral monotónica creciente.
- Determinar la capacidad y la ductilidad que presentaron las paredes mediante el cálculo teórico, así como su comportamiento durante el proceso de la falla.
- Comparar los resultados obtenidos mediante el modelo a escala reducida con los análisis teóricos definidos por el Código Sísmico.

1.5 Antecedentes

Los modelos de muros de mampostería a escala reducida han sido estudiados ampliamente. La mayoría de trabajos previos realizados en este campo, han sido desarrollados utilizando lineamientos del CSCR en versiones anteriores a la actual, por lo que es de suma importancia evaluar el desempeño de este tipo de estructuras ya que en la versión vigente del CSCR se presentan importantes modificaciones pertinentes al diseño y análisis. Algunos de los cambios que se dieron entre la versión anterior y la del 2010, se encuentra que para la versión del 2002, el código establece que todos los muros en forma de "T" deben ser diseñados para una respuesta elástica incrementada por la sobre-resistencia (SR). Esto quiere decir que su ductilidad global es igual a 1. Además, el código del 2002 establece que para muros con cargas paralelas a su plano con ductilidad mayor que 1, la fuerza cortante de diseño puede ser la capacidad máxima del muro en flexión o el valor resultante del análisis multiplicado por

la SR. Para la versión del 2010, se establece que los muros de este tipo se pueden clasificar según el confinamiento del extremo no alado, los que presentan confinamiento con elementos de concreto reforzado y los que no presentan confinamiento del todo. Para los muros confinados, la ductilidad local se puede definir como moderada. Para el caso no confinado, se deben diseñar los muros para una respuesta elástica. Además establece que la fuerza cortante de diseño debe ser el valor que se obtiene del análisis multiplicado por la razón del factor espectral dinámico (FED) correspondiente a la ductilidad global de 1 entre el FED correspondiente a la ductilidad global utilizada para el análisis.

Los trabajos realizados previamente, se han desarrollado siguiendo la metodología de diseño y análisis de las versiones del CSCR de 1986 y 2002. En el año 1996 se realizaron, varios trabajos finales de graduación enfocados en paredes a escala reducida, utilizando los lineamientos del código de 1986. Algunos de estos son:

Modelado a escala reducida de paredes de mampostería confinada sometidas a cortante por Lara (1996). Se trabajó con paredes confinadas y no confinadas con relación $h/d=0.5$.

Modelado a escala reducida de paredes de mampostería confinada sometidas a flexión por Feoli (1996). Las paredes estudiadas en este trabajo tenían una relación de altura-largo de 2.3 a 1.

Modelado a escala reducida de paredes de mampostería confinada sometidas a esfuerzos de flexión y cortante por Marín (1996). Los muros de microconcreto, de mampostería integral y de mampostería confinada que se analizaron se construyeron con una relación h/d de 1.

Estos proyectos se utilizaron para recopilar información sobre el modelado de las estructuras a escala reducida.

En el año 2009, Sáenz publica su proyecto final de graduación "Comportamiento estructural de muros de mampostería confinada en escala reducida con ductilidad local óptima". Este trabajo se realizó bajo los requisitos de la propuesta en ese momento del Código Sísmico del 2010. En este proyecto se analizó la ductilidad que presentaban muros de mampostería confinada diseñados con los nuevos lineamientos. Además, se realizó una comparación entre los códigos de 1986, 2002 y 2010 para la sección de muros confinados.

El trabajo final de graduación de Castro (2005) "Optimización del proceso de diseño de mezcla y fabricación de bloques de mampostería en escala reducida" aportó valiosa información. Este posee procedimientos para el proceso de fabricación de los bloques. Además posee curvas de resistencia de bloques a escala reducida. En este aspecto, también se analizaron las curvas de diseño que se presentan en el informe preliminar para obtener el grado de Maestría en Ingeniería Civil de Espinoza (1995) "Modelaje de mampostería a escala reducida". Además, muestra la teoría sobre el modelado de estructuras a escala reducida.

Se utilizó también el trabajo de graduación de Roldán (2004). En este trabajo se presentan diseños típicos de edificios los cuales muestran paredes en forma de "T" que se utilizaron como modelos a escala natural para este proyecto.

1.6 Delimitación del problema

1.6.1 Alcance

El trabajo consistió en la realización de modelos a escala reducida de paredes de mampostería. Se analizaron paredes en forma de "T". Para esto, se estudiaron dos tipos. Uno que consistió en paredes de mampostería integral. El otro utilizó un elemento de micro-concreto confinando en el extremo libre del muro de corte.

Solo se fabricaron 4 paredes a escala reducida. Se construyeron dos paredes en forma de T con el extremo no alado confinado, y dos con el mismo extremo no confinado. Las paredes se diseñaron y construyeron con bloques de concreto únicamente.

En este proyecto se estimó la capacidad, la ductilidad y el comportamiento de las paredes de mampostería analizadas según lo establecido por el Código Sísmico de Costa Rica del 2010. Estos resultados son válidos mientras la metodología de diseño no cambie con el establecimiento de un nuevo código de diseño.

1.6.2 Limitaciones

Las paredes que se analizaron en este proyecto, debieron ser representativas para poder obtener resultados válidos. Es por esto que las dimensiones y geometría de las paredes se basaron en el trabajo de graduación de Roldán. Así se limitaron las paredes estudiadas a diseños típicos que se dan en estructuras de 2 a 3 pisos de altura.

Además se tiene que la prueba realizada a los muros a escala reducida fue con una carga monotónica creciente. Este tipo de prueba no representa completamente un evento sísmico al cual puede ser sometida la estructura, pero para el caso de los muros de mampostería en forma de "T", el caso crítico se da cuando la compresión se concentra en el extremo no alado. Es por esto que la forma de falla de las paredes se considera adecuada.

CAPÍTULO 2. MATERIALES

2.1 Generalidades

Los muros que se elaboraron son a escala 1/6, de manera que se pretende representar un modelo a escala natural.

El tipo de modelo utilizado fue de modelado estructural directo, en el cual el factor de reducción solo se aplica a la geometría del modelo. Por lo tanto, las relaciones constitutivas son las mismas para el modelo y el muro a escala natural y los materiales deben cumplir con toda la normativa requerida en los ensayos realizados.

Para el diseño de mezcla de los microconcretos se utilizaron los procedimientos y curvas de diseño obtenidas por Castro (2005) y Espinoza (1995).

En este capítulo se muestran los resultados de los ensayos realizados a los materiales que se utilizaron para la construcción de las paredes (arena, cemento y alambre galvanizado). Además se muestran los datos obtenidos para los componentes de los modelos estructurales (unidades de mampostería, microconcretos, mortero y prismas de mampostería). En el anexo A se presentan detalladamente las pruebas de laboratorio realizadas.

2.2 Arena

La arena utilizada en esta investigación es la proveniente de río de Guápiles. Esta arena se utilizó para la mezcla de los microconcretos, del mortero de pega y de los bloques.

Este agregado debe cumplir con las especificaciones de ASTM C33 para el análisis granulométrico, pruebas de absorción, peso específico e impurezas orgánicas para garantizar la calidad y su correcto funcionamiento.

El tamaño máximo del agregado varía dependiendo de la dimensión mínima del lugar donde se coloque la mezcla. En el Cuadro 1 se presenta el tamaño máximo utilizado para los diferentes componentes de microconcreto y mortero.

Cuadro 1. Tamaño máximo del agregado fino.

Mezcla	Tamaño máximo del agregado (mm)	# de malla
Microconcreto para vigas y columnas	4,75	4
Microconcreto de relleno	2,36	8
Microconcreto para bloques	1,18	16
Mortero de pega	0,60	30

Fuente: Sáenz, 2009.

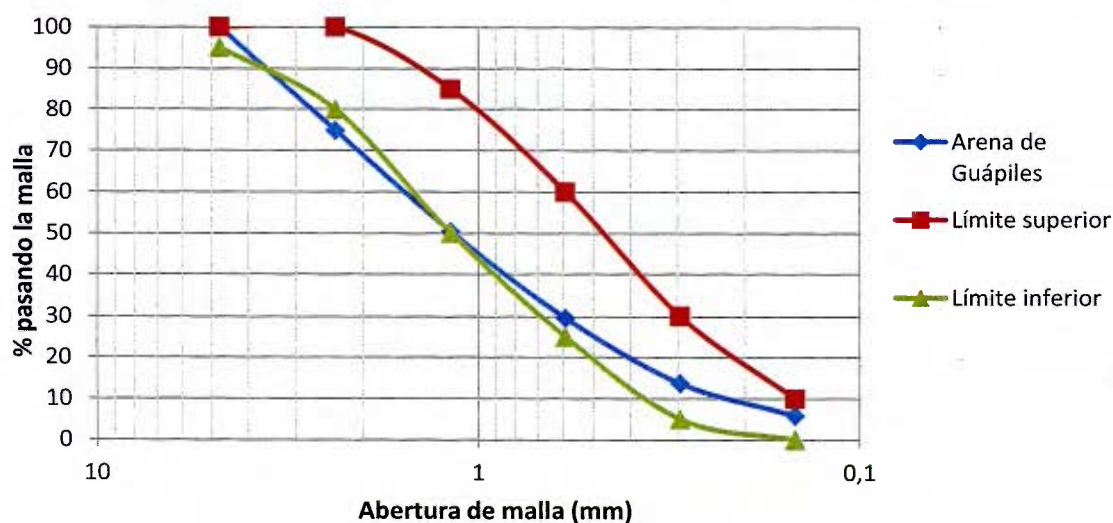
Esta arena ha sido caracterizada en trabajos anteriores, donde se comprobó que cumple con los requisitos del CSCR 2010 y las norma ASTM C33 y se verificaron con las normas de ensayo ASTM C136, ASTM C128 y ASTM C40. En este trabajo se reevaluaron estos requisitos para garantizar que la arena los cumple.

2.2.1 Análisis granulométrico de un agregado (ASTM C136)

Por medio de este ensayo se puede conocer la distribución de tamaños que presenta un agregado, para conocer de esta manera si cumple con las especificaciones de la norma. En el Cuadro 2 y en la Figura 1 se muestra la distribución granulométrica del agregado obtenida de la prueba.

Cuadro 2. Distribución granulométrica.

Malla	Peso del material retenido (g)	% retenido	% retenido acumulado	% pasando	Requisito ASTM C33	
#4	0,0	0,0	0,0	100	100	95
#8	206,3	25,1	25,1	75	100	80
#16	201,3	24,5	49,7	50	85	50
#30	171,3	20,9	70,5	29	60	25
#50	129,8	15,8	86,3	14	30	5
#100	64,2	7,8	94,2	6	10	0
Charola	28,0	3,4	97,6	-	-	-

**Figura 1. Granulometría de la arena.**

2.2.2 Peso específico y absorción de agregados finos (ASTM C128)

Este ensayo da como resultado diferentes propiedades del agregado para el diseño de los diferentes microconcretos, como son los bloques, el mortero de pega y concreto de relleno. En el Cuadro 3 se muestran los resultados de las pruebas.

Cuadro 3. Peso específico y absorción del agregado fino.

Peso específico del agregado G_{ds}	2,54
Absorción del agregado (%)	3,0

2.2.3 Impurezas orgánicas en agregados finos para concreto (ASTM C40)

El agregado no presenta impurezas orgánicas que superen las 500 partes por millón. En el Anexo A se presenta el procedimiento para determinar si el agregado satisface los requisitos de la norma.

2.3 Cemento

El cemento utilizado para la fabricación del microconcreto, de los bloques y del mortero de pega es el cemento de Uso General (UG) de la empresa Holcim Costa Rica S.A.

Las pruebas requeridas para la caracterización del cemento se muestran en el Anexo A.

Cuadro 4. Propiedades del cemento.

Gravedad específica del cemento	2,97
Finura del cemento	95% pasando la malla #200

2.4 Unidades de mampostería

La metodología para la fabricación de los bloques está descrita en trabajos de investigación anteriores. El proceso que se utilizó es el descrito por Castro (2005) para bloques en escala reducida. De manera resumida, este proceso consiste en colocar la mezcla de microconcreto dentro de los moldes hasta un tercio de la altura y compactar dando cuatro golpes en toda área. Esto se repite para dos tercios y para toda la altura del molde. Luego se espera a que el bloque adquiera la resistencia suficiente y se desmolda. Después de 24 horas, se inicia el proceso de curado. Además se utilizaron las curvas de resistencia descritas en este trabajo para bloques en escala reducida con factor de 1/6.

Para la fabricación de los bloques se utilizaron los moldes de acrílico con los que cuenta el LanammeUCR. Estos se muestran en la Figura 2. Los bloques se sometieron a un proceso de curado de 28 días como se observa en la Figura 3.



Figura 2. Moldes de acrílico para los bloques.



Figura 3. Curado de los bloques.

El procedimiento de diseño del microconcreto de las unidades de mampostería se muestra en el Anexo B. Según el Código Sísmico de Costa Rica 2010, los bloques huecos de concreto clase A deben cumplir con una resistencia mínima de 133 kg/cm^2 y un mínimo de resistencia de 120 kg/cm^2 para cada unidad individual.

Fue necesario variar este diseño para cumplir con la resistencia establecida. Se realizaron varias mezclas de prueba hasta obtener una resistencia que satisficiera los requisitos del CSCR 2010. La dosificación definitiva se muestra en el Cuadro 5. En el Cuadro 6 se presentan los resultados de las pruebas realizadas a las unidades de mampostería. Estos se obtuvieron para bloques con 28 días de edad, fabricados en diferentes días.

Cuadro 5. Dosificación por peso utilizada para la mezcla de los bloques.

Cemento	Arena	Agua
1	2,75	0,58

Cuadro 6. Resistencia de los bloques a 28 días de edad.

Fecha de fabricación	Espécimen	Resistencia (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)
17 de mayo	1	215	191
	2	156	
	3	203	
14 de junio	1	229	193
	2	157	
6 de julio	1	160	166
	2	171	
19 de julio	1	165	212
	2	259	
Promedio final			190

Para realizar las pruebas de resistencia de los bloques, las muestras fueron debidamente coronadas de acuerdo con la norma ASTM-C1552, como se muestra en Figura 4. La falla de estos se realizó siguiendo la norma ASTM-C140, utilizando la máquina que se muestra en la Figura 5.

**Figura 4. Coronamiento de los bloques.****Figura 5. Máquina universal para la falla de los bloques.**

2.5 Microconcreto para vigas, cimientos y columnas

El procedimiento de diseño de las mezclas de microconcreto para las vigas, columnas y fundaciones, así como el procedimiento para el moldeo de los cilindros de prueba, están descritos por Espinoza (1991). Este consiste principalmente en rellenar los moldes a un tercio de su altura y compactar la mezcla. Esto se repite para los dos tercios y para la altura completa del molde. Para las resistencias de diseño, se utilizaron las resistencias descritas por Sáenz (2009) para el microconcreto a 28 días de edad. Estas se muestran en el Cuadro 7.

Cuadro 7. Resistencias de diseño para el microconcreto a 28 días.

Mezcla de microconcreto	Resistencia de diseño (kg/cm ²)
Columnas	210
Viga corona	400
Viga de fundación	450

Fuente: Sáenz (2009).

Las resistencias de diseño de la viga corona y de la fundación son altas debido a que se buscó que la falla se diera en el muro de mampostería y no en la viga corona o en la fundación de los muros.

En la Figura 6 se muestran los moldes utilizados para la fabricación de las muestras, mientras que en la Figura 7 se presenta un cilindro de microconcreto después de su falla.



Figura 6. Moldes para cilindros.



Figura 7. Falla de microcilindro de concreto.

Las resistencias promedio de los elementos de microconcreto se muestran en el Cuadro 8.

Cuadro 8. Resistencias del microconcreto para vigas, columnas, y fundación.

Mezcla de microconcreto	Resistencia real (kg/cm ²)
Columnas	263
Viga corona	466
Viga de fundación	466

2.6 Microconcreto de relleno

El microconcreto de relleno fue diseñado según las proporciones que establece el Código Sísmico de Costa Rica 2010. En este se propone la cantidad de arena y de cemento. Para obtener la cantidad de agua, se ensayaron diferentes mezclas para encontrar la que cumpliera con la resistencia requerida, que para el relleno clase A es de 175 kg/cm². En el Cuadro 9 se muestra la proporción utilizada.

Cuadro 9. Proporción por volumen para el microconcreto de relleno.

Cemento	Arena	Agua
1	2	2

Las muestras ensayadas para comprobar la resistencia del concreto de relleno son obtenidos de prismas de microconcreto a partir de la configuración de bloques que se muestra en la Figura 8. En la Figura 9 se presenta una muestra durante su falla.



Figura 8. Moldeo de prismas de microconcreto de relleno.



Figura 9. Muestra de microconcreto de relleno durante la falla.

La resistencia promedio de las muestras ensayadas se muestra en el Cuadro 10.

Cuadro 10. Resistencia del microconcreto de relleno.

Resistencia requerida (kg/cm ²)	Resistencia real (kg/cm ²)
175	189

2.7 Mortero

El mortero fue diseñado según las proporciones que establece el Código Sísmico de Costa Rica 2010, con la excepción de que no se utilizó cal para realizar las mezclas. En este se propone la cantidad de arena y de cemento. Para obtener la cantidad de agua, se ensayaron diferentes mezclas para encontrar la que cumpliera con la resistencia requerida, que para el mortero clase A es de 175 kg/cm^2 . En el Cuadro 11 se muestra la proporción utilizada.

Cuadro 11. Proporción por volumen para el mortero de pega.

Cemento	Arena	Agua
1	3	1,25

Las muestras ensayadas para comprobar la resistencia del mortero de pega son los cubos de microconcreto obtenidos de los moldes que se muestran en la Figura 10. En la Figura 11 se presenta una muestra después de su falla. El procedimiento para el moldeo de las muestras y la instrumentación adecuada está descrito por Espinoza (1991), basado en la norma ASTM C109.



Figura 10. Molde para obtener cubos de mortero.



Figura 11. Cubo de mortero después de su falla.

La resistencia promedio de las muestras ensayadas se muestra en el Cuadro 12.

Cuadro 12. Resistencia del mortero de pega.

Resistencia requerida (kg/cm ²)	Resistencia real (kg/cm ²)
175	193

2.8 Prismas de mampostería

La mampostería clase A se caracteriza por tener una resistencia a la compresión de 100 kg/cm², según se especifica en el Código Sísmico 2010. Este valor se corrobora por medio de prismas de mampostería. Como los muros de mampostería que se diseñaron son parcialmente rellenos, se ensayaron prismas rellenos y vacíos.

Las pruebas realizadas se realizaron según la norma ASTM C-1314. Los prismas fueron debidamente curados y coronados para la falla. Los resultados de las pruebas se muestran en el Cuadro 13. En la Figura 12 se muestran unos de los prismas de mampostería ensayados.

Cuadro 13. Resistencia de los prismas de mampostería.

Resistencia de prismas rellenos (kg/cm ²)	Resistencia de prismas vacíos (kg/cm ²)
138	140



Figura 12. Prismas de mampostería.

2.9 Acero de refuerzo

Es necesario encontrar el refuerzo adecuado que se puede utilizar para el modelo a escala reducida. Según Espinoza (1991), para un factor de escala de 1/6, el alambre de acero galvanizado #16 es el más adecuado para modelar las barras de acero #3, mientras que el alambre de acero galvanizado #12 es el más adecuado para las barras de acero #5. Espinoza concluyó que solo estos dos tamaños de varilla se pueden modelar adecuadamente, por lo que esta investigación se limitó a utilizar estos únicamente.

El alambre galvanizado que se puede utilizar es liso, por lo que debe someterse a un proceso de corrugado. Es indispensable realizar la corrugación para garantizar la adherencia entre el acero y el concreto. En la Figura 13 se muestra la máquina utilizada para la corrugación, así como el alambre galvanizado antes y después del proceso de corrugación.



Figura 13. Máquina de corrugación y el alambre antes y después del proceso de corrugación.

Es necesario verificar que los alambres, después de la corrugación, posean un diámetro que modele adecuadamente las varillas #3 y #5. En el Cuadro 14 se presenta la verificación.

Cuadro 14. Diámetros del alambre galvanizado.

Varilla	Diámetro real (mm)	Diámetro requerido a escala 1/6 (mm)	Diámetro del alambre corrugado (mm)	% de error	Peso nominal requerido (kg/m)	Peso nominal obtenido (kg/m)
#3	9,5	1,58	1,55	2,11	0,560	0,590
#5	15,9	2,65	2,60	1,73	1,552	1,505

El diámetro del alambre corrugado no se midió directamente, sino que se calculó utilizando la densidad del acero, tomando en cuenta la longitud de la muestra y el peso de esta, de acuerdo con las normas ASTM A615 y A706. Este procedimiento es más preciso y se muestra en el Anexo A.

Para comprobar el grado del acero, se realizaron pruebas a tensión a tres muestras del alambre galvanizado #16 y a tres muestras del alambre galvanizado #12. En la Figura 14 se muestra una de las pruebas realizadas a los especímenes. El comportamiento de las muestras

de alambre galvanizado #12 y el #16 se ejemplifican en la Figura 15 y la Figura 16, respectivamente. Se utilizó un extensómetro para realizar una lectura directa de la deformación.



Figura 14. Ensayo a tensión del alambre galvanizado.

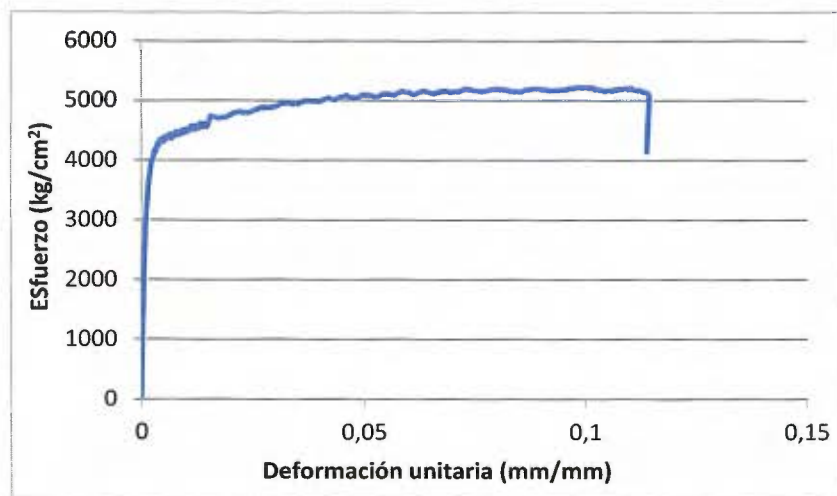


Figura 15. Gráfico del comportamiento del alambre galvanizado #12 (modela la varilla #5).

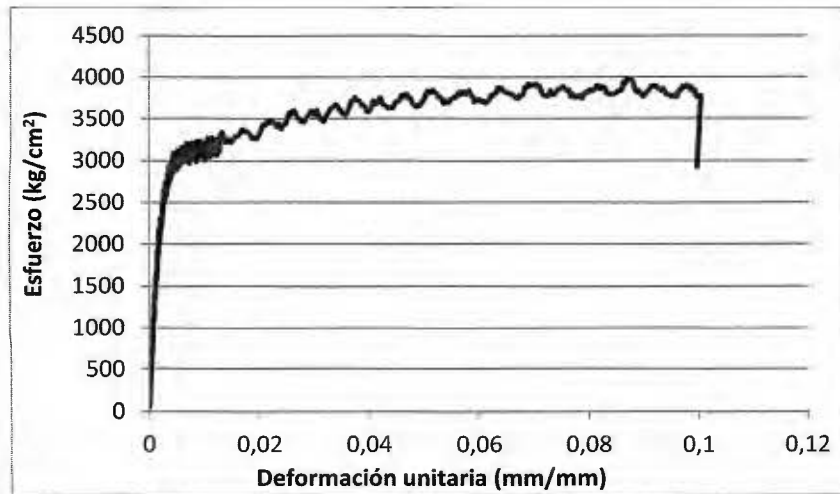


Figura 16. Gráfico del comportamiento del alambre galvanizado #16 (modela la varilla #3).

Los resultados de las pruebas realizadas se resumen en el Cuadro 15. Como se puede observar, el alambre galvanizado #16 (que modela las varillas #3) es acero grado 40, mientras que el alambre galvanizado #12 (que modela las varillas #5) es de grado 60.

Cuadro 15. Propiedades del acero.

Varilla modelada con el prototipo	Esfuerzo de fluencia f_y (kg/cm ²)	Esfuerzo máximo f_u (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad E (kg/cm ²)
#3	3193	3961	2,05E+06
#5	4362	5061	2,51E+06

CAPÍTULO 3. MODELOS ESTRUCTURALES Y MONTAJE EXPERIMENTAL

3.1 Generalidades

El factor de escala solo aplica para la geometría de los elementos, por lo que se facilita el análisis estructural de los modelos.

El modelado a escala reducida requiere una gran precisión a la hora de la toma de mediciones y cuidados importantes a la hora de la fabricación y manipulación de los elementos y estructuras.

Sin embargo, la ventaja principal de modelar a escala reducida es que disminuye considerablemente los costos de fabricación de la estructura debido a que se requiere una menor cantidad de materiales.

En este capítulo se muestran los detalles estructurales de los modelos así como las diferentes etapas del proceso constructivo. Esto incluye la elaboración de las armaduras, los encofrados, la colocación del concreto de las fundaciones, la pega de bloques, el colado de las columnas y de la losa superior, así como el curado.

Se construyeron dos prototipos para cada uno de los tipos de pared.

Cabe destacar que se construyó una losa superior en los muros para garantizar el funcionamiento en conjunto del alma y el ala de mampostería de la intersección de las paredes.

3.2 Geometría y características de los modelos

En el trabajo realizado se analizaron paredes de muros con un extremo alado de mampostería integral y de mampostería confinada. El proceso constructivo de ambos fue muy similar. La diferencia es que las paredes de mampostería confinada cuentan con una columna como elemento estructural en el extremo no alado.

Para ambos tipos de pared se tienen las siguientes características:

- La mampostería es clase A, $f'_m \leq 100 \text{ kg/cm}^2$. La capacidad experimental obtenida es de $f'_m = 140 \text{ kg/cm}^2$.
- El bloque que es de 20 cm x 20 cm x 40 cm.
- Las varillas de acero son #3 grado 40 ($f_y=2800 \text{ kg/cm}^2$) y #5 grado 60 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$).

Se buscó que la capacidad de los muros en flexión fuera similar. Esto se logró colocando una cuantía similar de acero en ambas paredes y revisando su capacidad en flexión en ambos sentidos, cuando el extremo no alado se somete a compresión, así como cuando el ala se somete a compresión.

A continuación se detallan las características para cada pared.

3.2.1 Muros integrales

El diseño de los muros integrales prototipo se realizó cumpliendo las especificaciones del Capítulo 9 del Código Sísmico de Costa Rica 2010. En el Anexo C se desarrolla el diseño de los muros.

Entre los aspectos principales del diseño está que los muros integrales se diseñaron para una ductilidad local de 1,0. Esto quiere decir que se diseñaron para una respuesta elástica. Esto implica que el factor espectral dinámico, y por lo tanto el coeficiente sísmico, es mayor comparado al de los muros confinados. Por lo tanto, las fuerzas sísmicas para las cuales se diseña la pared también son mayores.

En el Cuadro 16 se muestran las dimensiones de los diferentes elementos que conforman las paredes. El acero de refuerzo que se colocó en las paredes se resume en el Cuadro 16.

Cuadro 16. Dimensiones de los elementos a escala natural.

Elemento	Dimensiones (altura x largo x espesor)
Viga de fundación del ala	80 cm x 140 cm x 40 cm
Viga de fundación de alma	80 cm x 140 cm x 40 cm
Ala de paño de mampostería	200 cm x 140 cm x 20 cm
Alma de paño de mampostería	200 cm x 140 cm x 20 cm
Viga corona del alma (dentro de la losa)	20 cm x 140 cm x 20 cm
Viga corona del ala (dentro de la losa)	20 cm x 140 cm x 20 cm
Losa superior	160 cm x 140 cm x 20 cm

Cuadro 17. Cantidad de acero de refuerzo en los elementos

Elemento	Refuerzo de acero
Viga de fundación del ala	
Acero longitudinal	8 #5
Aros	#3 @ 10 cm
Viga de fundación de alma	
Acero longitudinal	8 #5
Aros	#3 @ 10 cm
Ala de paño de mampostería	
Acero vertical	1 #5 @ 20 cm
Acero horizontal	2 #3 @ 40 cm
Alma de paño de mampostería	
Acero vertical	1 #5 @ 40 cm
Acero horizontal	2 #3 @ 40 cm
Viga corona del alma (dentro de la losa)	
Acero longitudinal	4 #3
Aros	#3 @ 20 cm
Viga corona del ala (dentro de la losa)	
Acero longitudinal	4 #3
Aros	#3 @ 20 cm
Losa superior	
Acero superior	#3 @ 20 cm ambas direcciones
Acero inferior	#3 @ 20 cm ambas direcciones

En la Figura 17 se muestran las dimensiones y el acero de refuerzo de los muros a escala reducida.

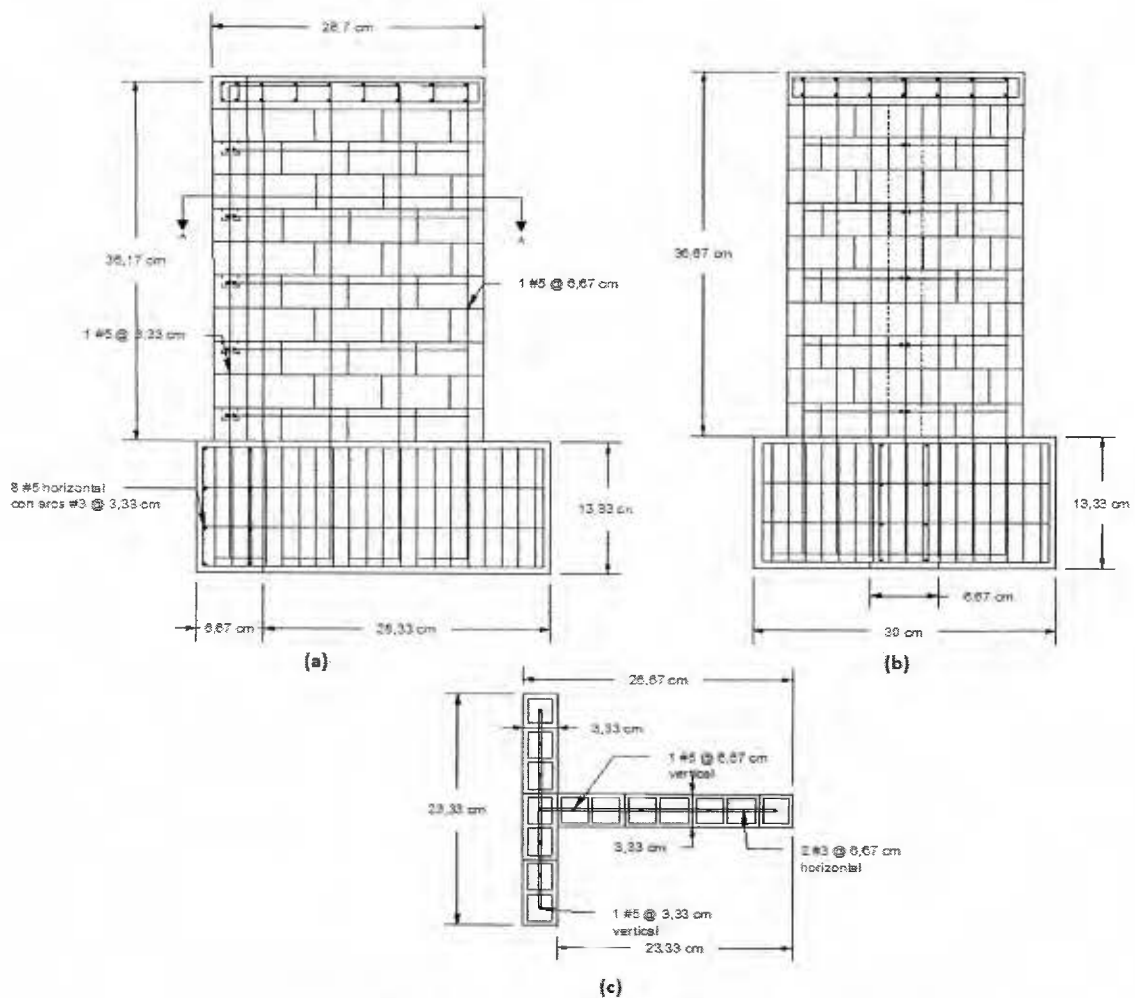


Figura 17. Muro integral en escala reducida.
(a) Elevación lateral, (b) elevación posterior y (c) planta en corte A-A.

3.2.2 Muros confinados

El diseño de los muros confinados prototipo se realizó cumpliendo las especificaciones del Capítulo 9 del Código Sísmico de Costa Rica 2010. En el Anexo C se desarrolla el diseño de los muros.

Entre los aspectos principales del diseño están que los muros confinados se diseñaron para una ductilidad local de 1,5, debido a que es un muro de ductilidad e irregularidad moderada. Esto implica que el factor espectral dinámico, y por lo tanto el coeficiente sísmico, es menor comparado al de los muros integrales. Por lo tanto, las fuerzas sísmicas para las cuales se diseña la pared también son menores. Cabe destacar que, según el artículo 9.7.5 del CSCR 2010, el cortante de diseño se obtiene multiplicando el cortante obtenido por el análisis por la razón del FED correspondiente a la ductilidad global de 1 entre el FED utilizado para el diseño. Esto quiere decir que se diseña para una respuesta elástica para el cortante. Es por esto que el diseño a cortante para los dos tipos de muros es el mismo.

En el Cuadro 18 se muestran las dimensiones de los diferentes elementos que conforman las paredes. El acero de refuerzo que se colocó se resume en el Cuadro 19.

Cuadro 18. Dimensiones de los elementos a escala natural.

Elemento	Dimensiones (altura x largo x espesor)
Viga de fundación de ala	80 cm x 140 cm x 40 cm
Viga de fundación de alma	80 cm x 140 cm x 40 cm
Ala de paño de mampostería	200 cm x 140 cm x 20 cm
Alma de paño de mampostería	200 cm x 100 cm x 20 cm
Viga corona alma (dentro de la losa)	20 cm x 140 cm x 20 cm
Viga corona ala (dentro de la losa)	20 cm x 140 cm x 20 cm
Columna	40 cm x 200 cm x 20 cm
Losa superior	160 cm x 140 cm x 20 cm

Cuadro 19. Cantidad de acero de refuerzo en los elementos

Elemento	Refuerzo de acero
Viga de fundación de ala	
Acero longitudinal	8 #5
Aros	#3 @ 10 cm
Viga de fundación de alma	
Acero longitudinal	8 #5
Aros	#3 @ 10 cm
Ala de paño de mampostería	
Acero vertical	1 #5 @ 20 cm
Acero horizontal	2 #3 @ 40 cm
Alma de paño de mampostería	
Acero vertical	1 #5 @ 40 cm
Acero horizontal	2 #3 @ 40 cm
Viga corona alma (dentro de la losa)	
Acero longitudinal	4 #3
Aros	#3 @ 20 cm
Viga corona ala (dentro de la losa)	
Acero longitudinal	4 #3
Aros	#3 @ 20 cm
Columna	
Acero longitudinal	4 #3
Aros	#3 @ 20 cm
Losa superior	
Acero superior	#3 @ 20 cm ambas direcciones
Acero inferior	#3 @ 20 cm ambas direcciones

En la Figura 18 se muestran las dimensiones y el acero de refuerzo de los muros a escala reducida.

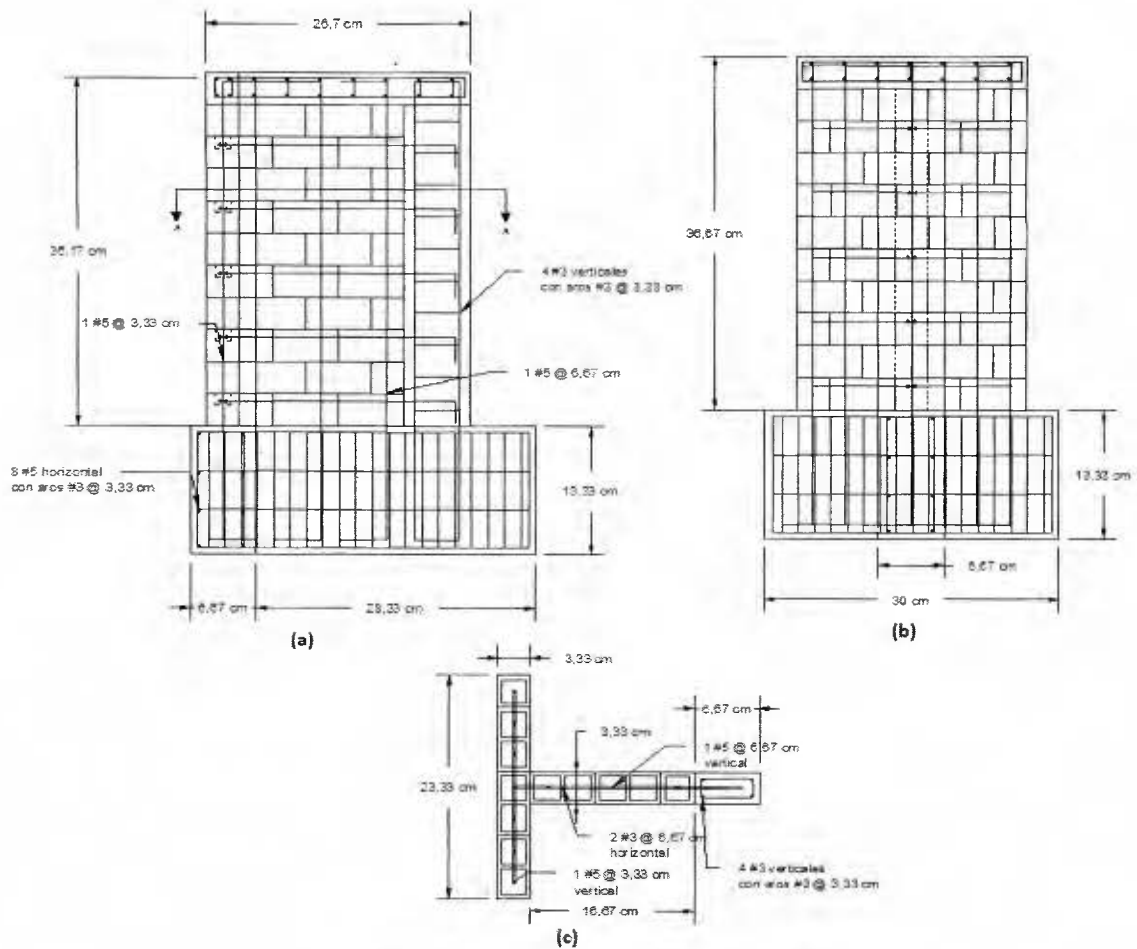


Figura 18. Muro confinado en escala reducida.
(a) Elevación lateral, (b) elevación posterior y (c) planta en corte A-A.

3.3 Resistencia

Todos los componentes que forman parte de los muros integrales y los confinados se diseñaron para que cumplieran con las resistencias requeridas según el Código Sísmico de Costa Rica 2010. En el Capítulo 2 se muestran los resultados obtenidos de las pruebas que se realizaron a los diferentes elementos para comprobar que cumplieran con la resistencia.

En el Cuadro 20 se muestran las resistencias de diseño para cada componente, así como las resistencias obtenidas de las pruebas.

Cuadro 20. Resistencias de diseño y experimentales de diferentes componentes.

Elemento	Resistencia de diseño (kg/cm ²)	Resistencia experimental (kg/cm ²)
Fundación	450	466
Bloques	133	190
Microconcreto de relleno	175	189
Mortero de pega	175	193
Columna	210	263
Viga corona	400	466
Losa	400	466

Las cargas teóricas que resisten los muros se muestran en el Cuadro 21. Cabe destacar que estas cargas son para el caso de flexión cuando el extremo no alado se encuentra en compresión. En el Anexo D se desarrolla la obtención de estas cargas.

Cuadro 21. Resistencias teóricas de los muros.

Tipo de muro	Capacidad máxima en flexión del muro (kg)
Integral	1302
Confinado	1398

3.4 Construcción de los modelos

3.4.1 Construcción y cura de los bloques

En la sección 2.4 del Capítulo 2 se describe detalladamente el proceso que se siguió para fabricar y curar las unidades de mampostería. El proceso se ilustra en la Figura 2 y Figura 3.

3.4.2 Fabricación de la armadura de las fundaciones, columnas, vigas y losas

A partir de las medidas que se muestran en la Figura 17 y en la Figura 18, se cortaron los segmentos de alambre galvanizado, incluyendo su longitud, radio y gancho, cumpliendo con los requerimientos establecidos por el CSCR-2010.

El alambre galvanizado fue previamente corrugado como se muestra en la Figura 13. El acero se extendió de manera que se mantuviera lo más recto posible. Los aros que se utilizaron se doblaron de manera manual. Para amarrar los aros al acero longitudinal de las armaduras se utilizó alambre de cobre y alambre de acero, ambos simulando el alambre negro que se utiliza en las construcciones.

En la Figura 19 se muestran las armaduras de fundación y de la losa con la viga corona. Además se muestra la colocación del acero vertical del muro.

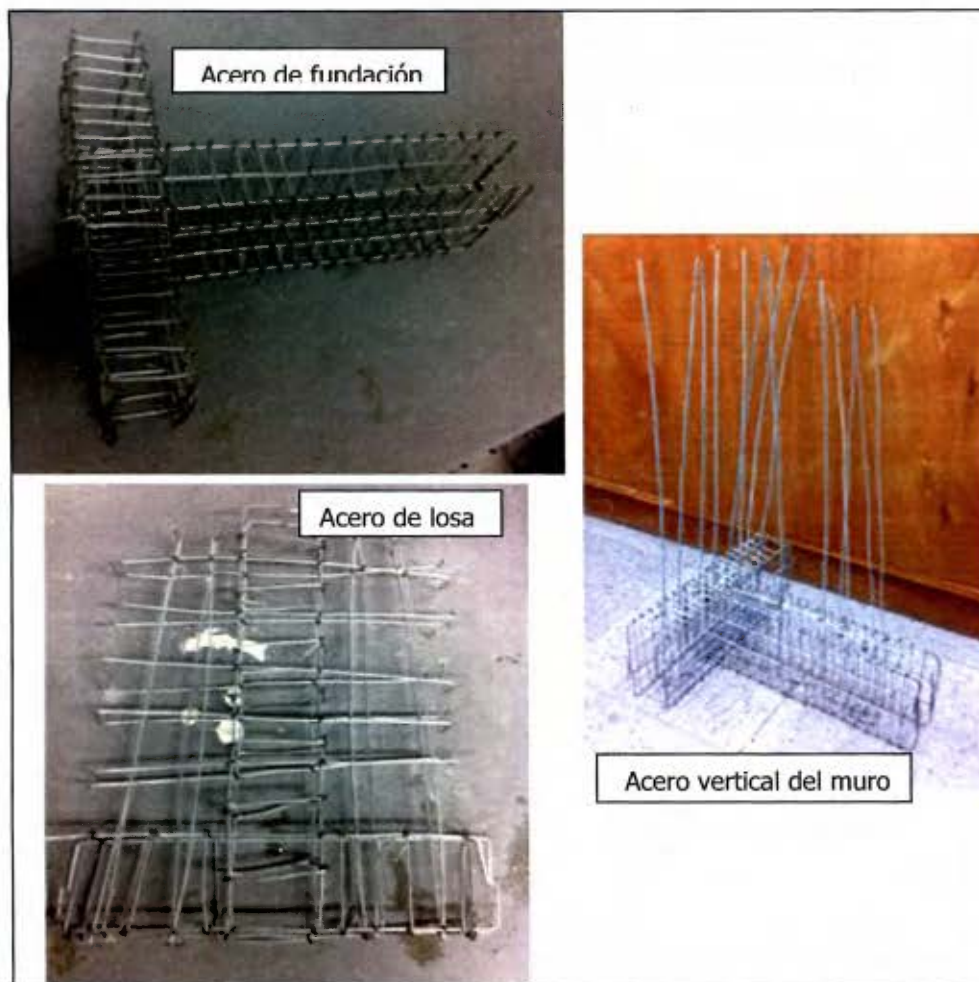


Figura 19. Armaduras de la fundación y de la losa y colocación del acero vertical.

3.4.3 Fabricación del encofrado de la fundación

El encofrado de los elementos se realizó con piezas de madera contrachapada (plywood). Las tablas se unieron mediante el uso de clavos. Las tablas se cortaron unos 5 cm más largo de lo necesario para facilitar el proceso de desencofrado.

Se inició con el encofrado de la fundación. Éste se realizó sobre una tabla más grande para darle estabilidad al muro durante la fabricación, así como para facilitar la colada del concreto. El encofrado de la fundación de una de las paredes se puede apreciar en la Figura 20.



Figura 20. Encofrado de viga de fundación.

Al encofrado se le realizaron cinco agujeros a lo largo de su longitud. Con el fin de atravesar barras roscadas en la fundación. Estas barras se colocaron para fijar el muro a la mesa de reacción. La unión entre la fundación del muros y la retícula se realizó utilizando angulares y placas de acero. Las barras se extendieron unos 3 cm de la sección de la fundación para poder fijarla adecuadamente.

Las caras internas del encofrado construido para el colado de la fundación fueron cubiertas con vaselina de manera que se facilitara el proceso de desencofrado.

En la Figura 21 se observan las barras roscadas que atraviesan el ala de la viga de fundación, así como las dos barras que se colocaron desde dentro de la fundación hacia su lado inferior. Estas se colocaron para fijar los muros desde la parte baja de la mesa. En la Figura 22 se pueden apreciar las barras roscadas que atraviesan la fundación.



Figura 21. Barras roscadas embebidas de la fundación.

3.4.4 Colado y cura de la viga de fundación

La mezcla para las fundaciones se realizó según lo expuesto en el Capítulo 2. La mezcla se fue colocando uniformemente. Se utilizaron alambres galvanizados para realizar un buen vibrado y buena distribución del concreto. Además, simultáneamente se utilizó un mazo de hule para dar pequeños golpes al encofrado para dar una mejor vibración, procurando no golpear la armadura.

En la Figura 22 se observa el proceso de colado de las fundaciones y en la Figura 23 se pueden apreciar las vigas de fundación terminadas.

Después de 24 horas del colado, se comenzó con el proceso de cura. Por medio de un rociador cada media hora, se mantuvieron las caras de las vigas de fundación húmedas durante 28 días.



Figura 22. Ubicación de barras roscadas, colado y distribución del concreto de la fundación.



Figura 23. Vigas de fundación.

3.4.5 Corte de bloques

Para asegurar un trabajo adecuado y correcto del acero horizontal de los muros, se decidió que el acero estuviera embebido en concreto a lo largo de toda su longitud. Para esto fue necesario realizar cortes en varios bloques para dejar un canal dentro de este para que el acero horizontal fuera colocado. Cabe destacar que también se realizó un corte en bloques en una de las caras laterales para que de esta manera el acero horizontal pasara del ala al alma del muro, siempre embebido en concreto. Esta unión permite que tanto el ala como el alma trabajen en conjunto, según el artículo 9.3.3(g) del CSCR-2010. En la Figura 26 se puede apreciar esta unión.

Además, debido a la geometría del muro y para poder trabajar con mampostería traslapada, fue necesario cortar algunos bloques a la mitad. Para realizar ambos tipos de cortes, se utilizó un disco metálico para cortar de manera precisa. Los diferentes tipos de bloques obtenidos después de este proceso se muestran en la Figura 24.

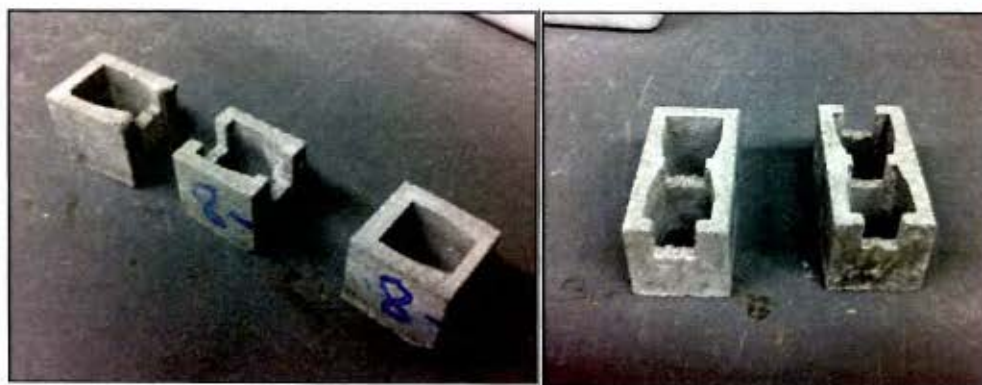


Figura 24. Bloques cortados.

3.4.6 Fabricación y cura del paño de mampostería

Aunque en esta investigación se construyeron muros de dos tipos (confinados e integrales), el proceso constructivo para el paño de mampostería fue el mismo. Para colocar la primera hilada de bloques, se colocó una cama de mortero en la fundación. Esto para mejorar la adherencia con los bloques, así como para poder nivelar la hilada correctamente. En la Figura 25 se aprecia la cama de mortero y el uso de nivel para corroborar la alineación adecuada de los bloques.

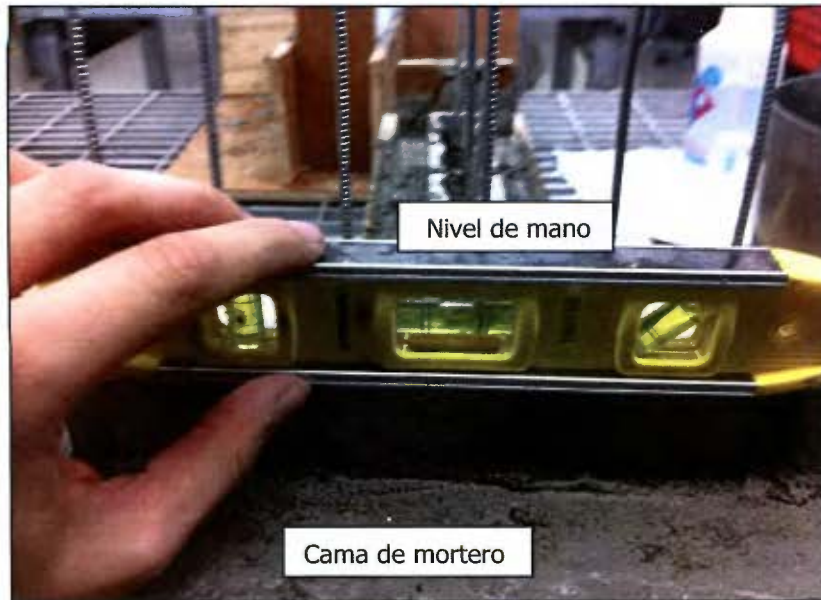


Figura 25. Proceso de pega de bloques.

Como se mencionó anteriormente, la colocación del acero horizontal se hizo dentro del bloque. Esto para garantizar que el acero estuviera embebido en concreto en toda su longitud. En la Figura 26 se observa la colocación de este acero y el detalle de como se dobló en la intersección del alma con el ala.



Figura 26. Acero de refuerzo horizontal.

El acero se colocó cada dos hiladas y, para cada tipo de pared, se le dio su anclaje y gancho adecuado. En la Figura 27 se muestra el anclaje del acero horizontal para cada tipo de pared. Para los muros integrales se realizó un gancho de 180° en el mismo plano, de manera que se provee confinamiento al acero vertical. En los muros confinados, se realizó un gancho de 90° hacia abajo con la longitud especificada por el CSCR-2010.

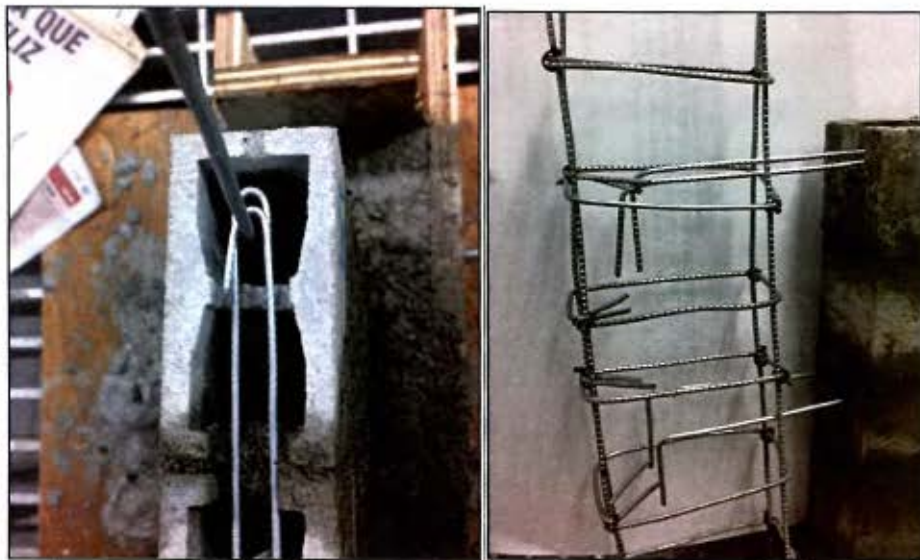


Figura 27. Anclaje del acero horizontal en el extremo no alado para cada tipo de pared (Izquierda: muro integral. Derecha: muro confinado).

El microconcreto de relleno se colocó cada dos hiladas para poder vibrarlo adecuadamente y asegurar una buena distribución. Además, como se ubicó el acero horizontal dentro del bloque, cada dos hiladas horizontales debían estar rellenas de concreto. El acero vertical del muro en el alma se colocó a cada dos celdas. Como una hilada no llevaba acero horizontal, fue necesario colocar papel dentro de la celda que no tuviera acero vertical. La colocación del microconcreto de relleno en las celdas donde se ubicaba el acero de refuerzo se puede apreciar en la Figura 28.

Es importante vibrar adecuadamente el microconcreto de relleno por medio de un alambre y rellenar las celdas hasta un nivel inferior de la altura del bloque. De esta manera, no se genera un posible plano de falla a la altura de la sisa entre las diferentes coladas del relleno.



Figura 28. Colocación del microconcreto de relleno.

Para la colocación de cada bloque, así como el de la hilada terminada, se corroboró que estuviera nivelado en todas sus direcciones. De esta manera, se evita que se generen esfuerzos adicionales debido a la excentricidad del paño de mampostería a la hora de la prueba. Esta comprobación se muestra en la Figura 29 y la Figura 30.



Figura 29. Alineamiento horizontal de los muros.



Figura 30. Alineamiento vertical de los muros.

En la Figura 31 se observa el paño de mampostería terminado de los cuatro muros. Para la cura de la mampostería, se aplicó agua en aerosol cada media hora para mantener las paredes húmedas durante 28 días.



Figura 31. Paño de mampostería de los cuatro muros.

3.4.7 Encofrado, colado y cura de las columnas, viga corona y losa

En la Figura 32 se observa el encofrado utilizado para los muros confinados. Se puede observar la utilización de prensas mecánicas para asegurar que la madera no se doformara durante la colada. Para poder colar la losa, fue necesario apuntalar el encofrado. Para esto, se cortó la madera del encofrado de la columna para que funcionara a su vez como puntales para el encofrado de la losa.

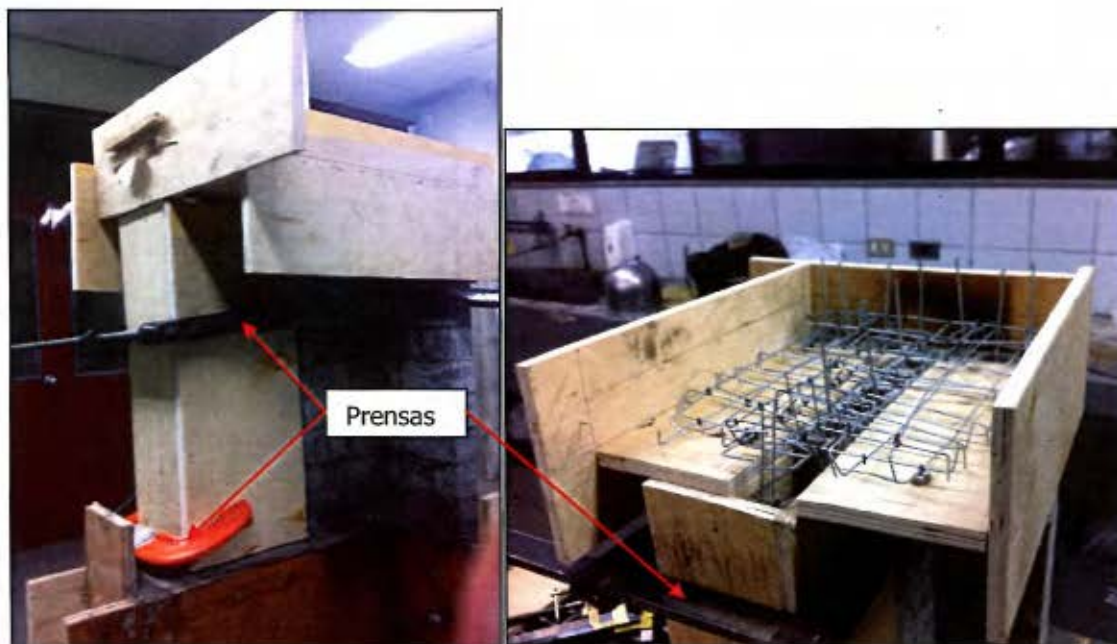


Figura 32. Encofrado de muros confinados.

Para los muros integrales, se realizó un encofrado similar. De esta manera, se colocaron piezas de madera en el extremo no alado para que cumpliera la misma función de puntales para el encofrado superior. El encofrado de los muros integrales se muestra en la Figura 33.

Antes de colar estos elementos, se colocó el acero de refuerzo de la viga corona y de la losa superior. El acero vertical de los muros se dobló para que quedara dentro del acero de la losa.

La colada del microconcreto de columnas se realizó en capas para evitar que se generaran espacios vacíos dentro del concreto. Se utilizaron alambres y un mazo de hule para golpear suavemente el encofrado para asegurar una buena distribución del concreto. La colada de la columna terminó a un nivel menor que la última hilada de bloques. El nudo se coló junto a la

losa superior. Esta se coló de manera inmediata después de terminar la colada de las columnas para garantizar un comportamiento monolítico de los elementos.



Figura 33. Encofrado de muros integrales.

El curado de las columnas se realizó mediante aspersores de agua. Para la losa, en dos casos, se dejó un espacio libre sobre la losa, por lo que este se utilizó para llenar de agua y mantenerla húmeda. Para los casos donde el encofrado no tenía altura libre, se colocó plastilina en los bordes para poder dejar agua libre sobre la losa.

Después de que se endureciera el microconcreto, se desencofraron los muros una semana después. Seguidamente, se pintaron de blanco. De esta forma, las grietas se pueden apreciar mejor a la hora de la falla de los muros. Los cuatro muros terminados se muestran en la Figura 34.



Figura 34. Muros desencofrados y pintados.

3.5 Montaje experimental

Cada muro debió fijarse a la mesa de aluminio. Esto se logró por medio de angulares que se sujetaron a las barras roscadas embebidas dentro de la viga de fundación. De igual manera, se sujetaron por debajo de la mesa, incluidas las barras que se colocaron dentro de la fundación y salen hacia debajo de esta. En la Figura 35 pueden observarse los angulares utilizados para fijar el muro.



Figura 35. Muro colocado sobre la mesa de reacción.

Se colocaron elementos verticales a los lados del muro a los cuales se les instalaron unos rodines. Los rodines fueron los encargados de restringir el movimiento lateral del muro. Estos permitieron que el muro se desplazara en el sentido paralelo al alma pero impidieron que este se moviera en el sentido perpendicular. La restricción lateral se muestra en la Figura 36.

En la misma mesa donde se colocó el muro, se colocó el marco de carga donde se instaló el gato hidráulico. Este es el encargado de cargar el muro. El gato hidráulico se instrumentó con una celda de carga, la cual fue previamente calibrada para el rango de fuerzas a las que se sometieron los muros. La celda de carga se conectó a una caja lectora de la cual se enviaban los datos a la computadora.

La fuerza se aplicó a la mitad de la altura de la losa y se distribuyó por medio de una placa metálica colocada a lo largo del ala del muro. Cabe destacar que la función de la losa superior es garantizar que el ala y el alma del muro trabajen en conjunto. Por esta razón, no

fue necesario colocar más placas metálicas a lo largo del muro para distribuir la carga, si no que esto se realizó por medio de la losa superior. En la Figura 36 se muestra la placa metálica utilizada.



Figura 36. Restricción lateral y placa metálica para distribución de la carga.

3.6 Instrumentación

La instrumentación de los muros constó de cinco Transformadores lineales de desplazamiento (LVDT, por sus siglas en inglés). Estos instrumentos son capaces de obtener las lecturas de desplazamiento de la pared de manera automática y precisa.

El primer LVDT se colocó al nivel de la losa, del lado del extremo no alado. Este se ubicó en la misma línea de acción de la carga aplicada y midió el desplazamiento horizontal de la cúspide del muro.

El segundo LVDT se colocó en el centroide de la fundación. Este permitió obtener el desplazamiento de la base del muro. La diferencia entre el desplazamiento del primer LVDT y este permite eliminar los desplazamientos de cuerpo rígido y de esta forma obtener el desplazamiento horizontal neto del muro.

El tercer LVDT se colocó en la base del muro, del lado donde se aplicó la carga, para medir desplazamientos verticales. Este se utilizó para asegurar que la base del muro no se levantara durante la aplicación de la carga.

El cuarto y quinto LVDT se colocaron en el ala del muro, a la altura de la losa, de manera que se corroborara que el ala se deformara uniformemente y en conjunto con el resto de la pared.

En la Figura 37 se muestra un esquema de la instrumentación de la pared y en la Figura 38 se muestra la pared instrumentada lista para la falla.

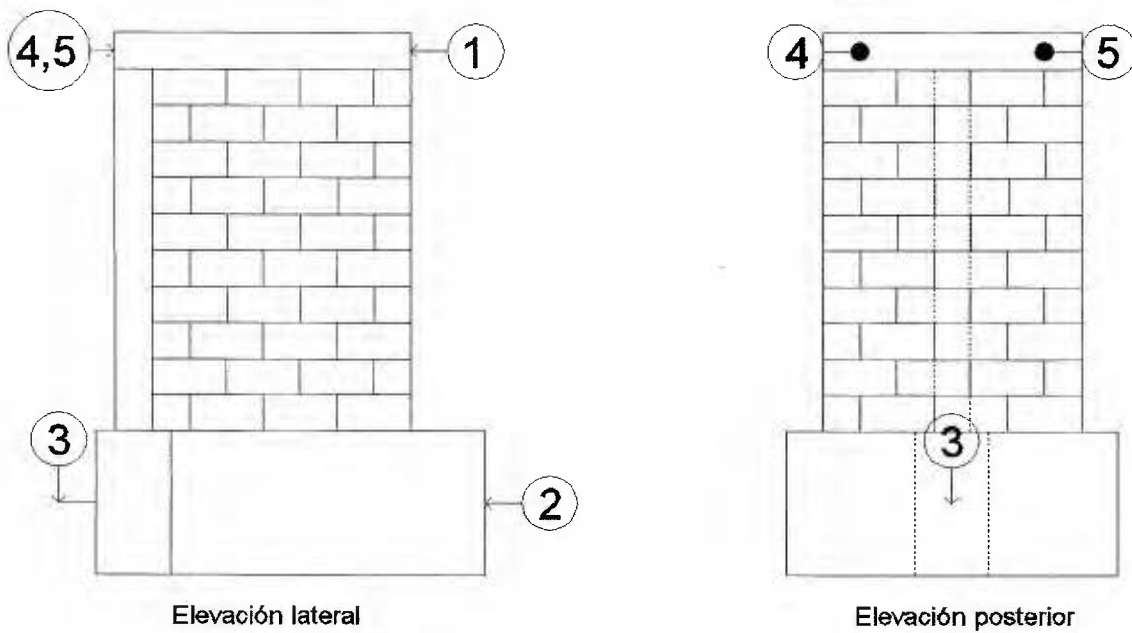


Figura 37. Esquema de instrumentación del muro.



Figura 38. Detalle de montaje experimental.

3.7 Carga aplicada

La carga que se le aplicó a los muros fue puntual, lateral, monotónica creciente y paralela al alma del muro. La carga se aplicó por medio de un gato hidráulico y una celda de carga a la altura de la losa superior.

El procedimiento de carga utilizado durante la prueba es el especificado por la norma ASTM E564. En general, el procedimiento es el siguiente:

1. Se realiza una pre-carga del 10% de la carga de falla estimada, se sostiene por 5 minutos, se descarga y se esperan 5 minutos.
2. Se ponen las lecturas en cero y se carga a un tercio de la carga de falla estimada, se descarga y se esperan 5 minutos.
3. Se repite el paso anterior pero cargando hasta dos tercios de la carga de falla estimada.
4. Se carga el muro hasta obtener la falla.

El sistema de adquisición de datos se realizó de manera automatizada por medio del controlador Flextest SE MTS y el programa MTS Model 793,10 *Multipurpose Testware*. Por medio del software, se pudo observar a tiempo real la curva de carga-desplazamiento que presentaba el muro ensayado.

Este sistema permitió obtener datos precisos de desplazamiento durante la realización de la prueba. Además, también se obtuvo la lectura de la carga aplicada. Esta se transmitió a través de una celda de carga capaz de resistir hasta 5 toneladas de carga.

Debido a esta técnica, fue posible obtener datos del comportamiento del muro después de que se superara la carga máxima, imposible para las investigaciones previas debido a la toma manual de datos que se utilizaba. Es importante destacar que este tipo de adquisición de datos no tiene precedentes en el país para el modelo a escala reducida de muros.

CAPÍTULO 4. RESULTADOS EXPERIMENTALES

4.1 Generalidades

Se ensayaron cuatro muros de mampostería a escala reducida. Dos de los muros consistían en mampostería integral, mientras que los otros dos eran de mampostería confinada con un elemento de borde en el extremo no alado del muro.

En este capítulo se muestra el comportamiento de los muros durante la falla, así como su capacidad y ductilidad. Para obtener la ductilidad de los muros se utilizó el procedimiento descrito por la norma ASTM E2126. El cálculo realizado para obtener estos resultados se presenta en el Anexo F.

A continuación se presentan los resultados obtenidos de los ensayos experimentales de cada uno de los muros. Se muestra en desplazamiento neto de los muros, obtenido de la resta del desplazamiento del LVDT 1 menos el LVDT 3. El Anexo E incluye todos los datos obtenidos durante las fallas.

4.2 Cargas máximas y comportamiento de los modelos estructurales

4.2.1 Muro 1: muro confinado

El Muro 1 experimentó una falla en cortante con una carga máxima de 1666 kg combinada con agrietamiento por flexión. El desplazamiento último del muro fue de 13,62 mm. En la Figura 39 se muestra el comportamiento del muro al aplicar la carga monotónica creciente.

La ductilidad del muro es de 3,95. El procedimiento del cálculo de la ductilidad se detalla en el Anexo F.

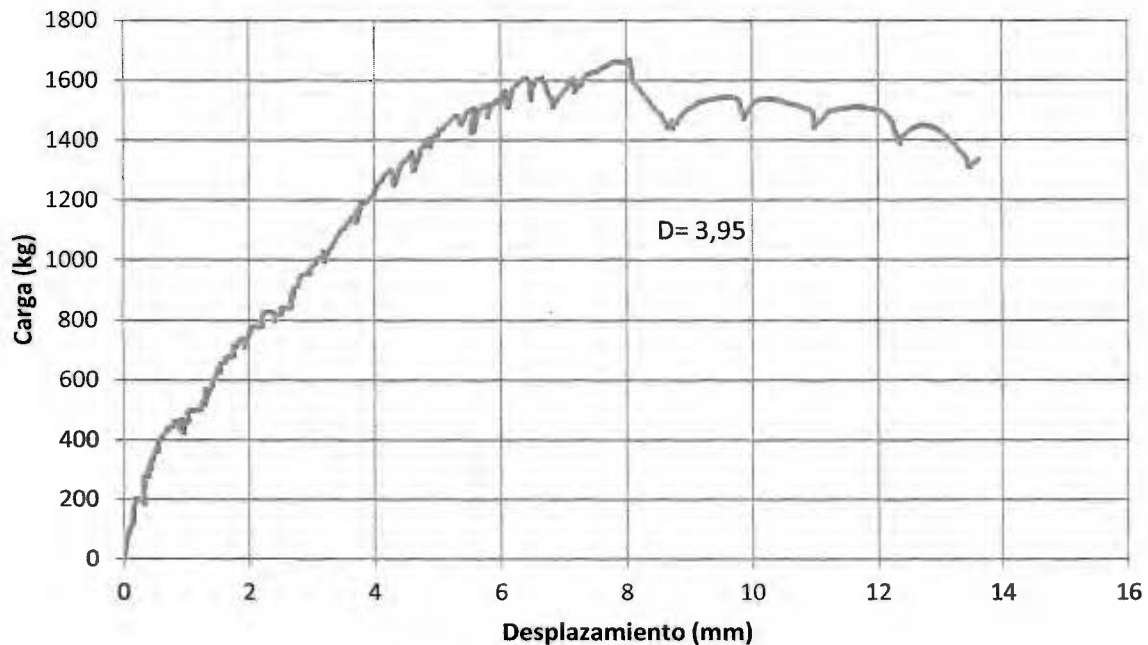


Figura 39. Gráfico de Carga-Desplazamiento para el Muro 1.

Las primeras grietas en el muro se presentaron a los 1300 kg de carga. Estas se ubicaron a mitad de la altura en el medio del alma de manera inclinada. Al ir aumentando la carga, las grietas se fueron presentando hacia la base de la columna de microconcreto. De igual manera, entre los 1500 kg y los 1600 kg, las grietas se propagaron hacia la unión del ala y el alma a la altura de la losa. Las grietas se propagaron a lo largo del puntal de compresión que se dio en el muro.

En el ala del muro las grietas se comenzaron a apreciar después de que se superara la carga máxima. Estas se presentaron de manera horizontal debido a los esfuerzos de flexión.

La losa superior presentó agrietamientos en la unión con el ala del muro, pero estas se presentaron después de la carga máxima que resistió, cuando se acercaba al desplazamiento último.

La viga de fundación del muro no presentó ninguna señal de agrietamiento ni de daño.

En la Figura 40 y en la Figura 41 se muestra el Muro 1 después de la falla. En la Figura 42 se muestran algunos detalles del muro.

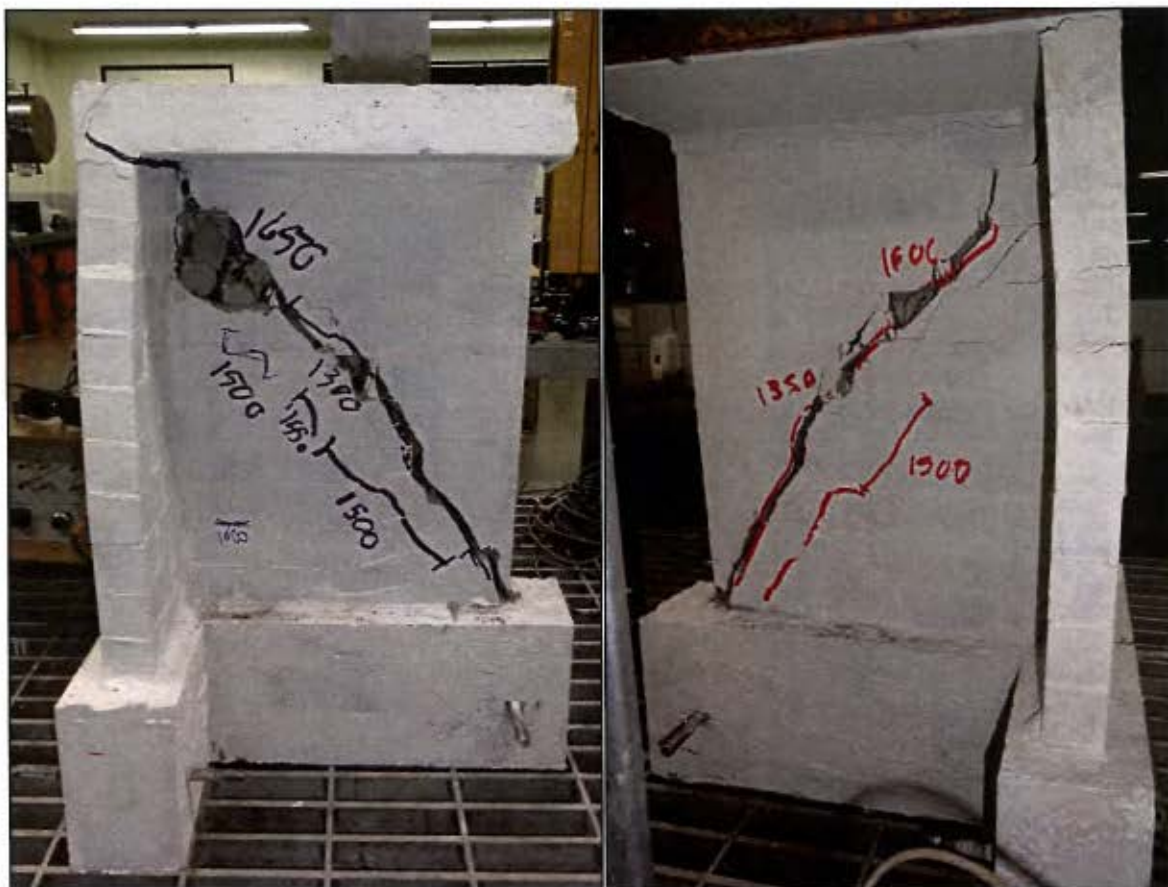


Figura 40. Muro 1 después de la falla (vistas laterales).



Figura 41. Muro 1 después de la falla (vista posterior).

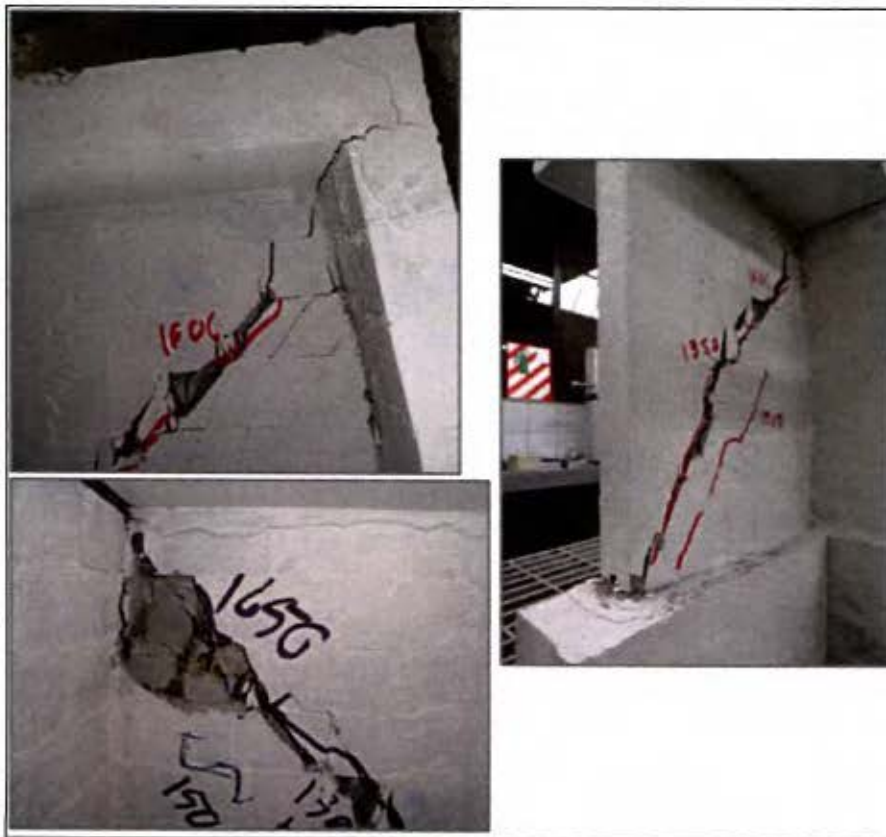


Figura 42. Detalles de la falla del Muro 1.

4.2.2 Muro 2: muro integral

El Muro 2 experimentó una falla por aplastamiento del concreto en el extremo no alado combinada con grietas por cortante y flexión. La carga máxima que resistió el muro fue de 1192 kg y su desplazamiento último fue de 7,34 mm. En la Figura 43 se muestra el comportamiento del muro al aplicar la carga monotónica creciente.

La ductilidad del muro es de 3,60. El procedimiento del cálculo de la ductilidad se detalla en el Anexo F.

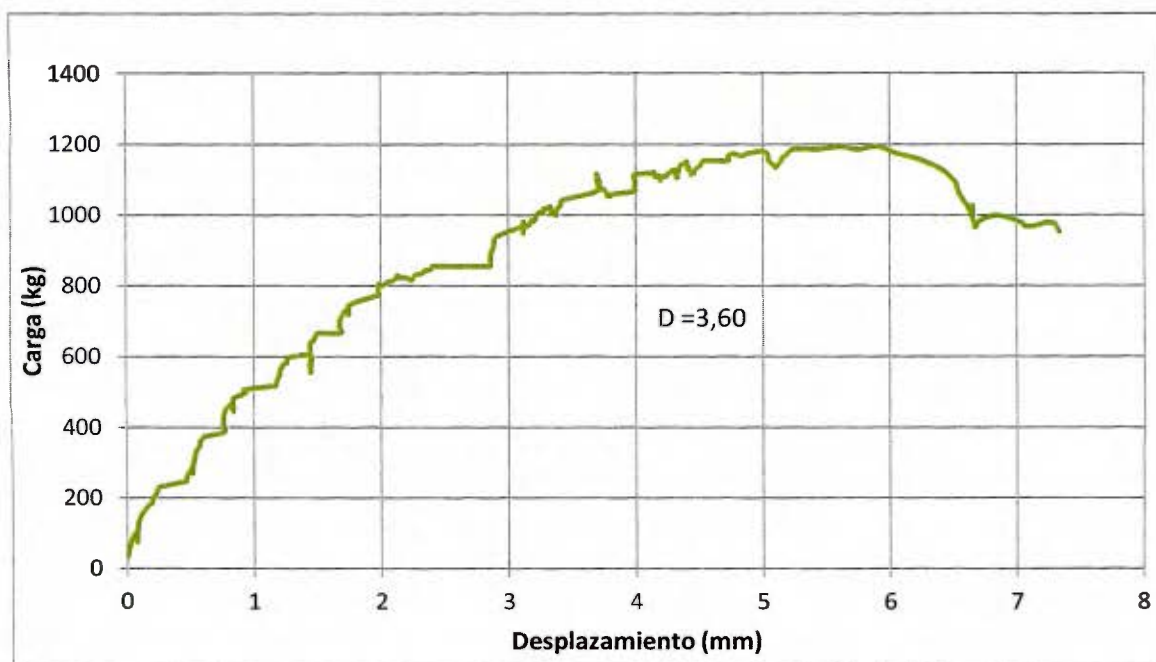


Figura 43. Gráfico de Carga-Desplazamiento para el Muro 2.

Cuando la carga aplicada alcanzó el valor de los 860 kg se apreciaron las primeras grietas. Estas se ubicaron a la mitad del alma de manera inclinada. Al ir aumentando la carga, las grietas se propagaron hacia los extremos del alma. Las grietas se presentaron en la base del extremo no alado a los 1100 kg. En esta zona y a estos niveles de carga se empezó a presentar aplastamiento en el concreto. A los 1200 kg se presentaron grietas inclinadas en el alma que se propagaron de manera inclinada hasta la unión con el ala y continuaron verticalmente hacia arriba.

En el ala del muro las grietas se comenzaron a apreciar después de que se superara la carga máxima. Estas se presentaron de manera horizontal debido a los esfuerzos por flexión.

La losa superior no presentó agrietamientos ni señales de falla, al igual que la viga de fundación.

En la Figura 44 y en la Figura 45 se muestra el Muro 2 después de la falla. En la Figura 46 se muestran algunos detalles, en la cuales se aprecia el aplastamiento del concreto en el extremo no alado del muro.

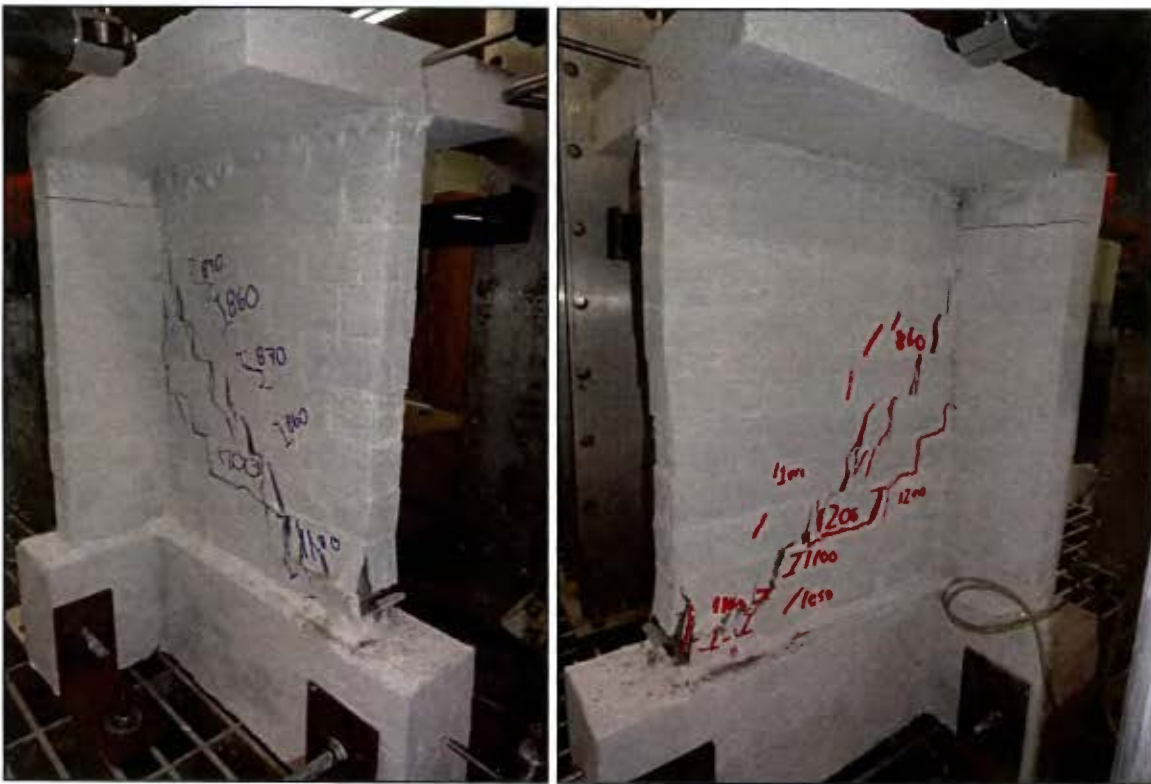


Figura 44. Muro 2 después de la falla (vistas laterales).

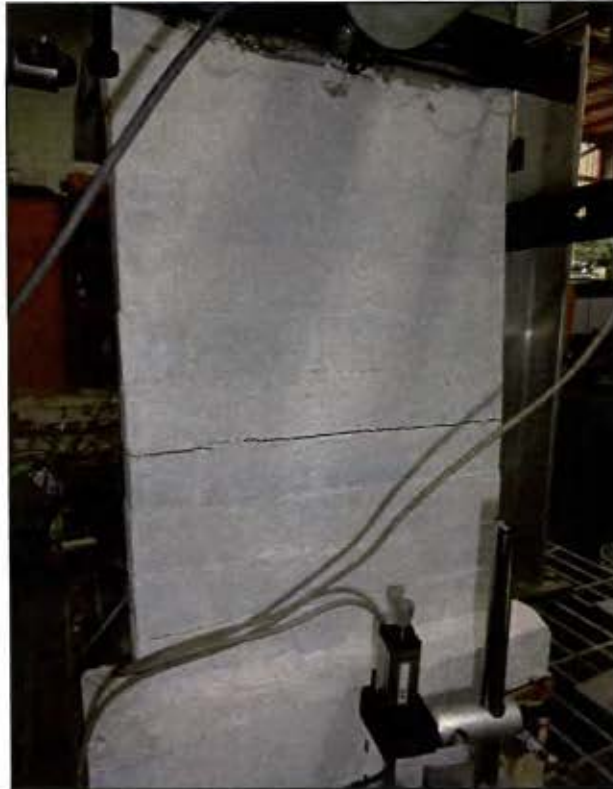


Figura 45. Muro 2 después de la falla (vista posterior).

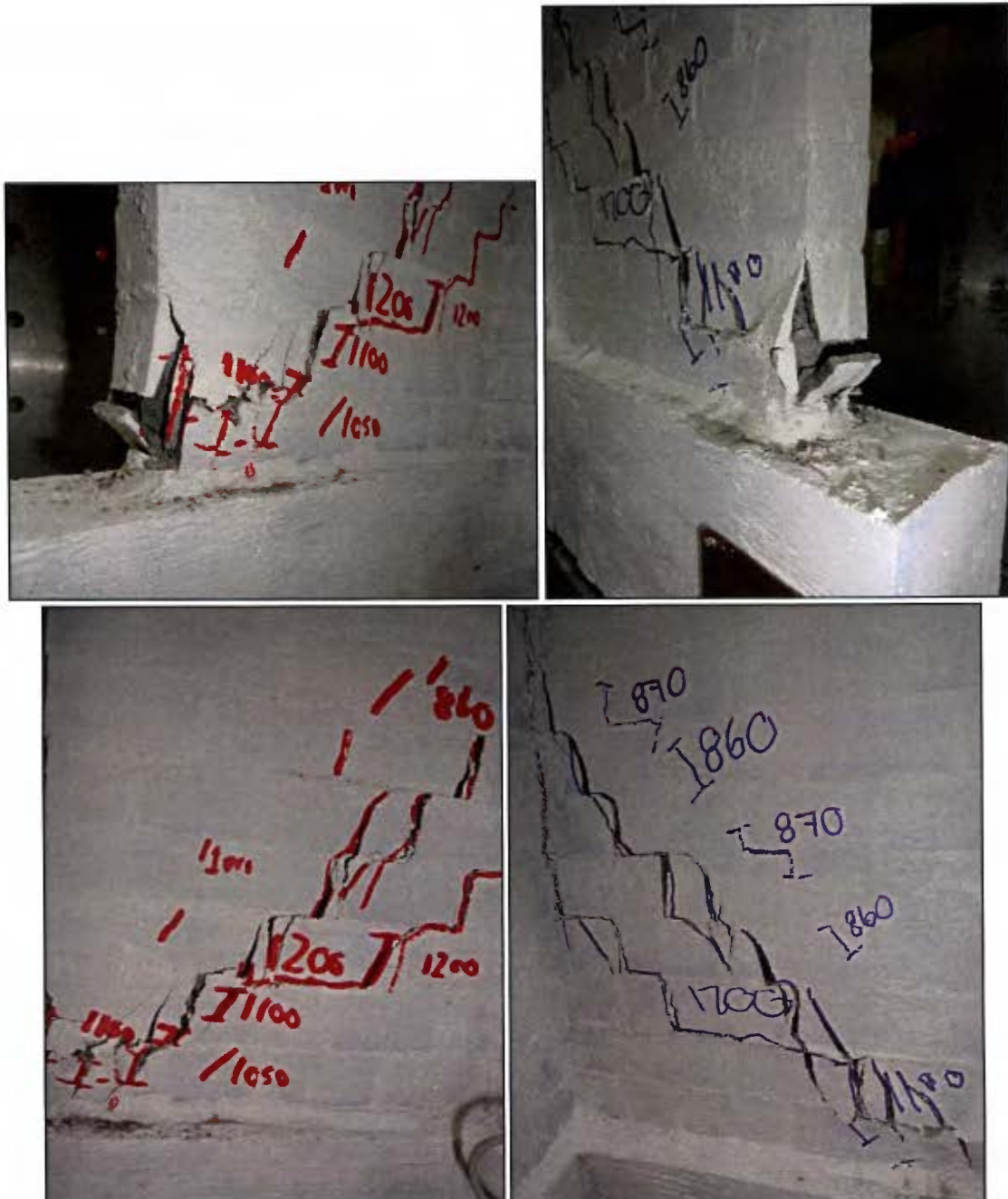


Figura 46. Detalles de la falla del Muro 2.
Arriba: aplastamiento del concreto. Abajo: grietas inclinadas en el alma.

4.2.3 Muro 3: muro confinado

La falla que experimentó el Muro 3 fue debida al cortante que se presentó en el alma combinada con agrietamiento por flexión. La carga máxima resistida fue de 1540 kg y su desplazamiento último fue de 18,33 mm. En la Figura 47 se muestra el comportamiento del muro al aplicar la carga monotónica creciente.

La ductilidad del muro es de 5,08. El procedimiento del cálculo de la ductilidad se detalla en el Anexo F.

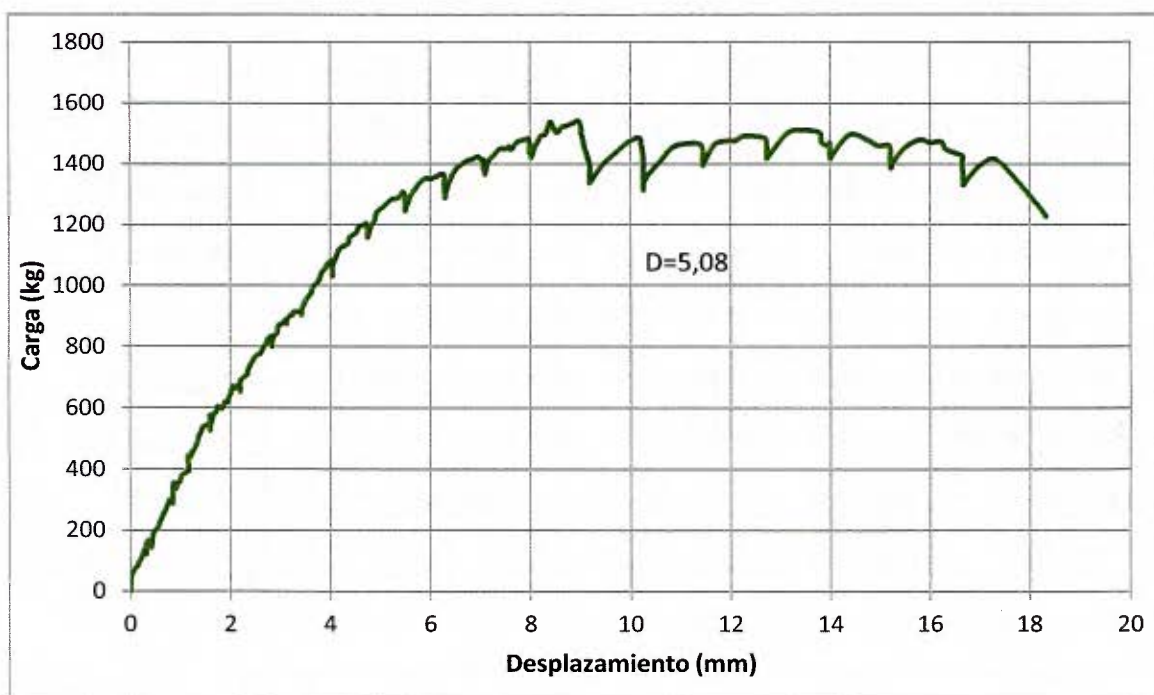


Figura 47. Gráfico de Carga-Desplazamiento para el Muro 3.

Las primeras grietas comenzaron a aparecer con una carga de 1200 kg. Estas comenzaron a presentarse en el medio del alma de manera inclinada y se dieron cercanas a la base de la columna de microconcreto. Las grietas se propagaron hacia los extremos del alma al aumentar la carga aplicada. Las grietas se presentaron en la unión del alma con el ala a los 1500 kg. A este nivel también aparecieron grietas horizontales cerca de la base de la unión del ala con el alma. Así mismo, a los 1500 kg, apareció una grieta horizontal en la parte superior de la columna de microconcreto.

En el ala del muro se dieron grietas horizontales. Estas se comenzaron a apreciar después de que se superara la carga máxima debido al esfuerzo por flexión.

La losa superior presentó agrietamientos después de que se superara la carga máxima, cuando el muro se acercaba a su desplazamiento último. Las grietas se presentaron donde se une la losa con el ala y el alma. Además se dieron cerca de la zona donde se distribuyó la carga por medio de la placa metálica.

Ningún signo de grieta se presentó en la viga de fundación del muro.

En la Figura 48 y en la Figura 49 se muestra el Muro 3 después de la falla. En la Figura 50 se muestran algunos detalles del muro fallado.

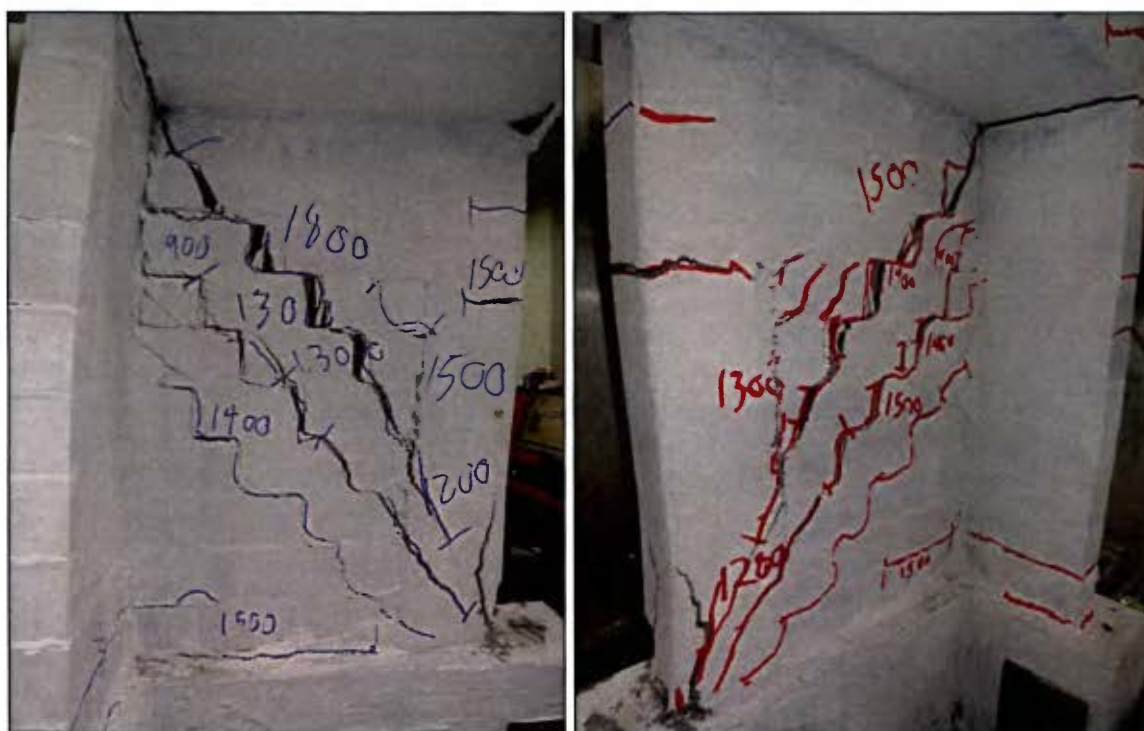


Figura 48. Muro 3 después de la falla (vistas laterales).

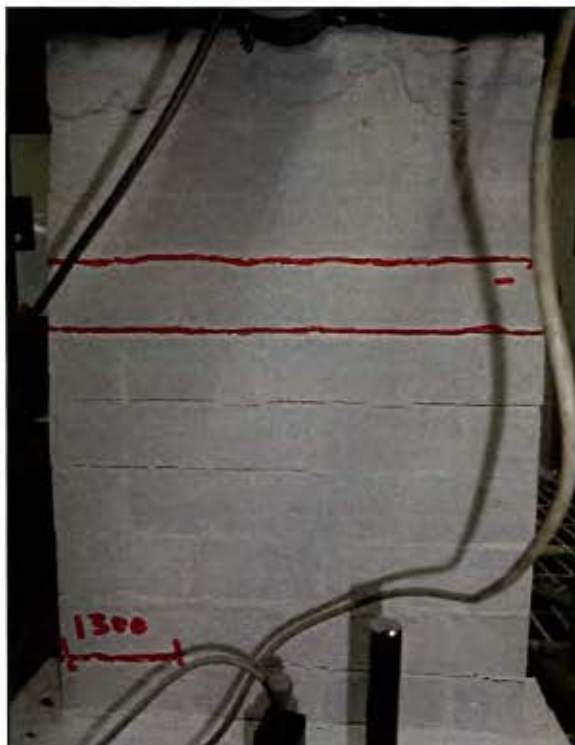


Figura 49. Muro 3 después de la falla (vista posterior).



Figura 50. Detalles de la falla del Muro 3.

4.2.4 Muro 4: muro integral

El Muro 4 experimentó una falla por aplastamiento del concreto en el extremo no alado combinada con grietas por cortante y por flexión. La carga máxima que resistió el muro fue de 1481 kg y su desplazamiento último fue de 9,76 mm. En la Figura 51 se muestra el comportamiento del muro al aplicar la carga monotónica creciente.

La ductilidad del muro es de 3,37. El procedimiento del cálculo de la ductilidad se detalla en el Anexo F.

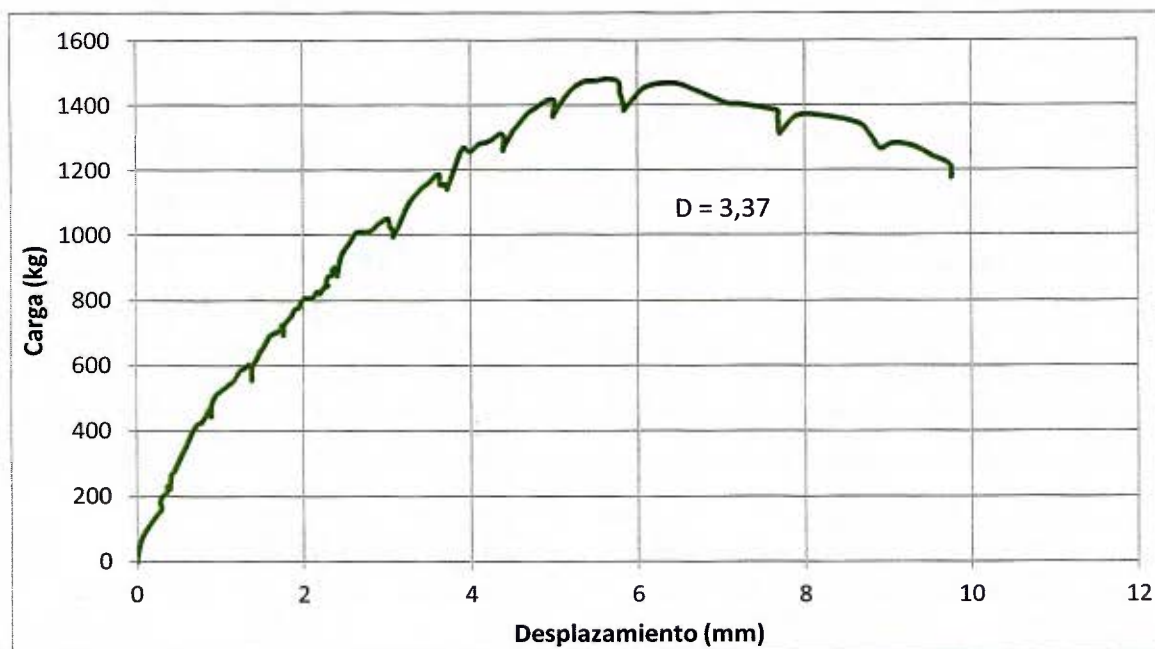


Figura 51. Gráfico de Carga-Desplazamiento para el Muro 4.

Las primeras grietas se presentaron en el muro cuando la carga aplicada llegó a los 1000 kg. Estas se presentaron a media altura en la mitad del alma. Al ir aumentando la carga, las grietas se propagaron hacia los extremos del alma. El ala del muro se agrietó horizontalmente a los 1300 kg. Al llegar a los 1400 kg, se comenzó a apreciar el aplastamiento del concreto en la base del extremo no alado. Al superar la carga máxima que soportó el muro, las grietas se comenzaron a propagar hasta el ala de manera horizontal, cercanas a la unión con la losa.

La losa superior presentó agrietamientos leves cuando el desplazamiento se acercaba al desplazamiento último. La viga de fundación no sufrió ningún tipo de daño ni agrietamiento durante el proceso de falla.

En la Figura 52 y en la Figura 53 se muestra el Muro 4 después de la falla. En la Figura 54 se muestran algunos detalles, en la cual destaca el aplastamiento del concreto en el extremo no alado del muro.

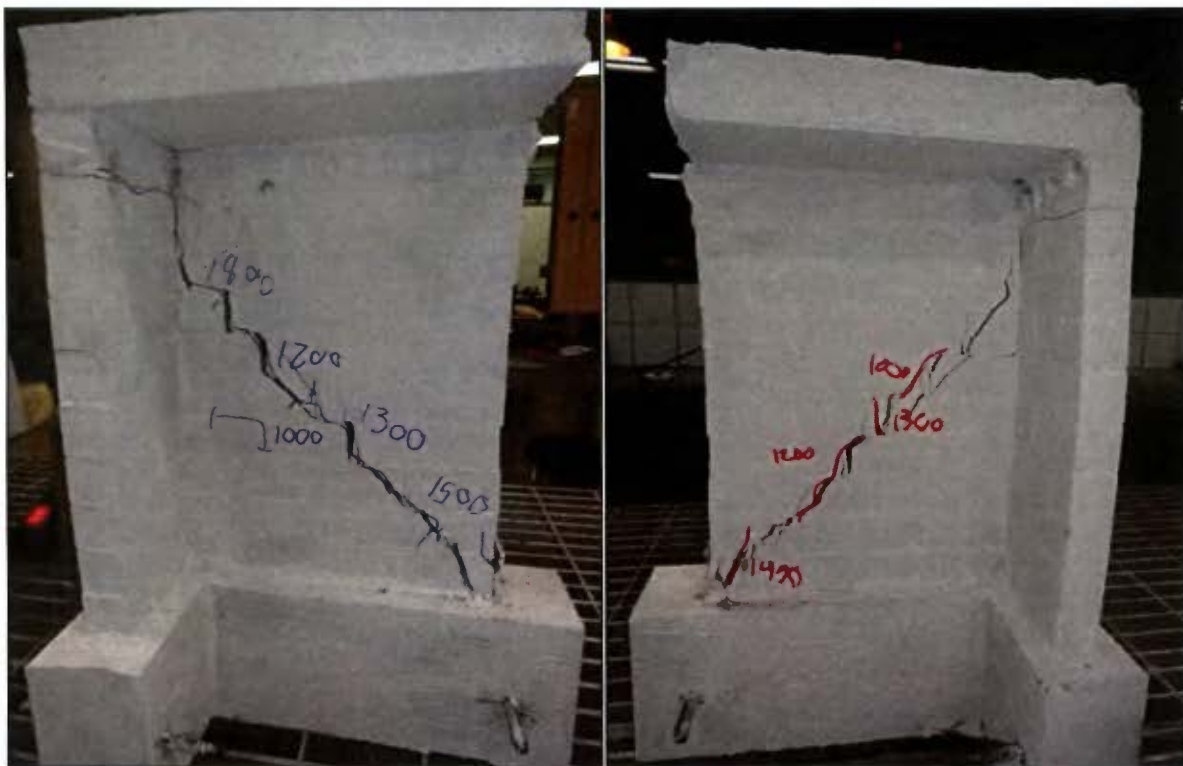
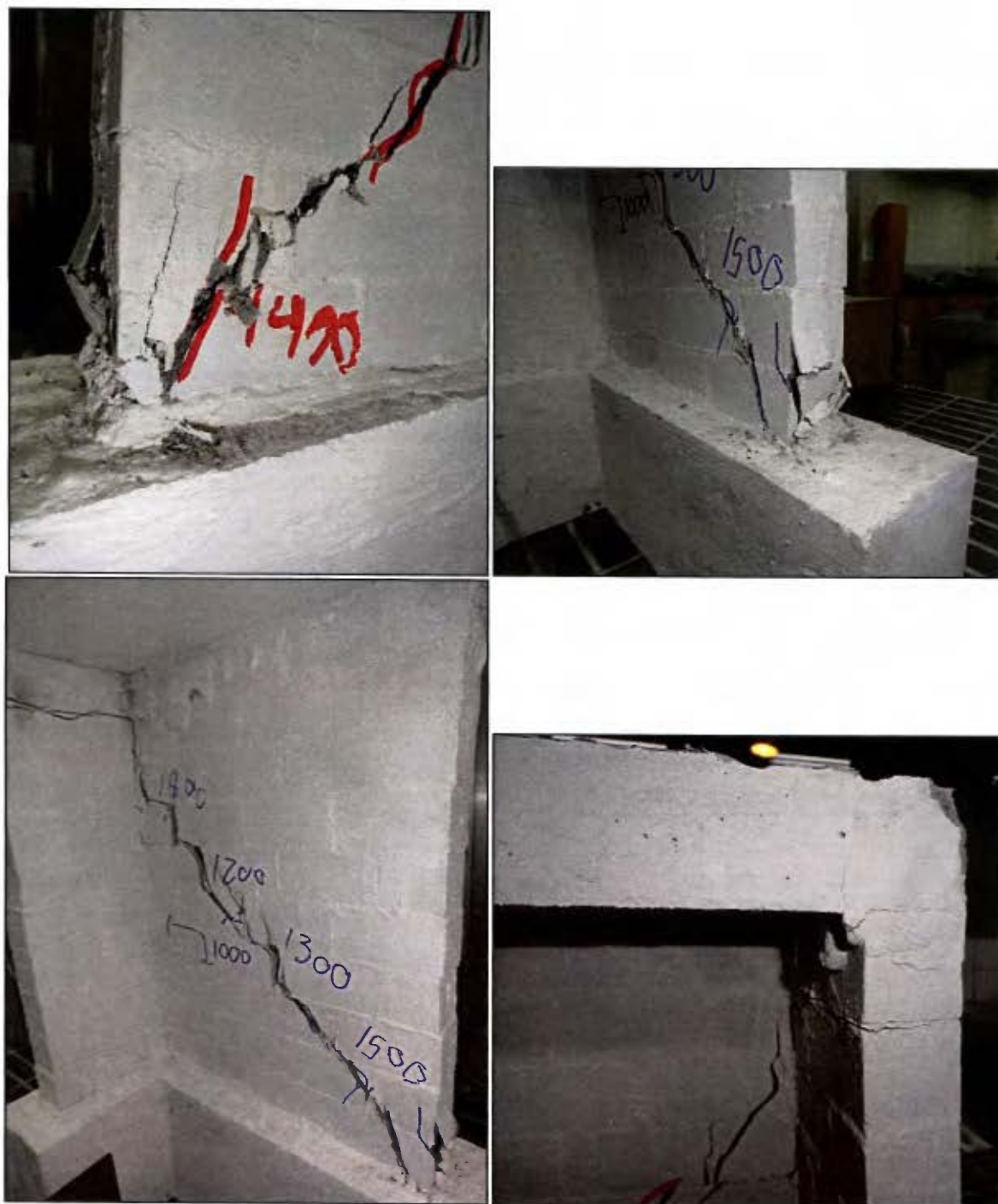


Figura 52. Muro 4 después de la falla (vistas laterales).



Figura 53. Muro 4 después de la falla (vista posterior).



**Figura 54. Detalles de la falla del Muro 4.
Arriba: aplastamiento del concreto. Abajo: grietas inclinadas en el alma.**

4.3 Resumen de los resultados

En el Cuadro 22 se presenta un resumen de los resultados obtenidos de las pruebas realizadas a los muros.

Cuadro 22. Resumen de los datos experimentales.

Muro	Carga máxima (kg)	Desplazamiento último (mm)	Ductilidad	Rigidez elástica	Tipo de falla
Muro experimental 1: muro confinado	1666	13,62	3,95	397,96	Dominada por cortante, combinada con flexión
Muro experimental 3: muro confinado	1540	18,33	5,08	324,21	Dominada por cortante, combinada con flexión
Muro experimental 2: muro integral	1192	7,34	3,60	503,70	Aplastamiento del concreto, combinada con cortante y flexión
Muro experimental 4: muro integral	1481	9,76	3,37	445,11	Aplastamiento del concreto, combinada con cortante y flexión

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En esta sección se analiza el comportamiento estructural de cada uno de los tipos de muros ensayados. Para esto se evalúan las cargas a las cuales fallaron los muros, el modo en que fallaron y la ductilidad que presentaron.

Los datos experimentales obtenidos se comparan con los datos teóricos presentados anteriormente.

5.1 Comparación de los muros integrales y los muros confinados

5.1.1 Carga de falla

En el Cuadro 23 se compara la carga de falla obtenida experimentalmente con la falla teórica esperada obtenida a partir del análisis. Los datos mostrados son el promedio de los dos muros de cada tipo.

Cuadro 23. Comparación entre la carga de falla teórica y la experimental

Tipo de muro	Carga experimental de falla (kg)	Carga teórica de falla (kg) ⁽¹⁾	Porcentaje de error
Integral	1337	1302	3%
Confinado	1603	1398	13%

(1) Calculada con el f'_m experimental obtenido de 140kg/cm².

Se puede observar que ambos tipos de muros tuvieron una carga de falla real mayor a la carga teórica de falla esperada. Sin embargo, la diferencia porcentual entre estos resultados es pequeña. El análisis realizado para calcular la capacidad de los muros ante las cargas a las que fueron sometidos fue correcto, ya que aproximaron de manera muy precisa la carga a la cual iban a fallar los muros.

Como se observa en el Anexo C, los muros fueron diseñados para tener una capacidad similar a la hora de ser sometidos a cargas paralelas al alma. En el diseño teórico se esperaba que los muros confinados tuvieran una capacidad 7% mayor que los muros integrales. En realidad, la carga máxima soportada por los muros confinados fue un 17% mayor que la carga máxima soportada por los muros integrales.

5.1.2 Comportamiento estructural

En la Figura 55 se muestra la curva de Carga-Desplazamiento que presentó cada uno de los muros ensayados durante la prueba. En la Figura 56 se observan las curvas elasto-plásticas de energía equivalente de los muros.

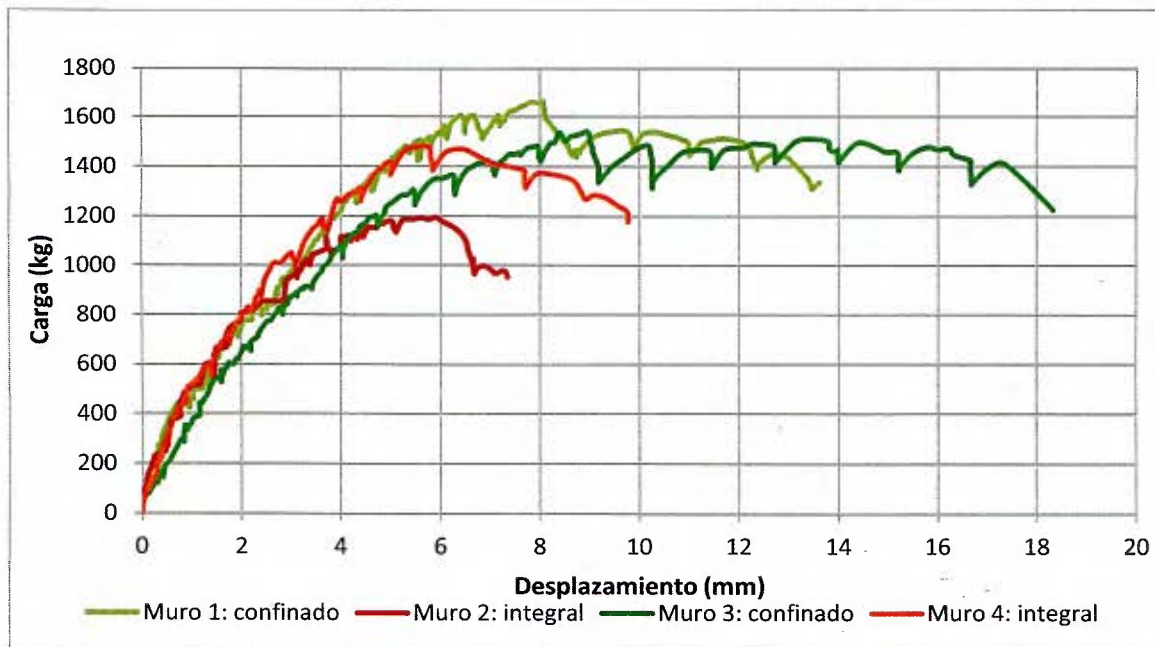


Figura 55. Curvas de Carga-Desplazamiento de los muros.

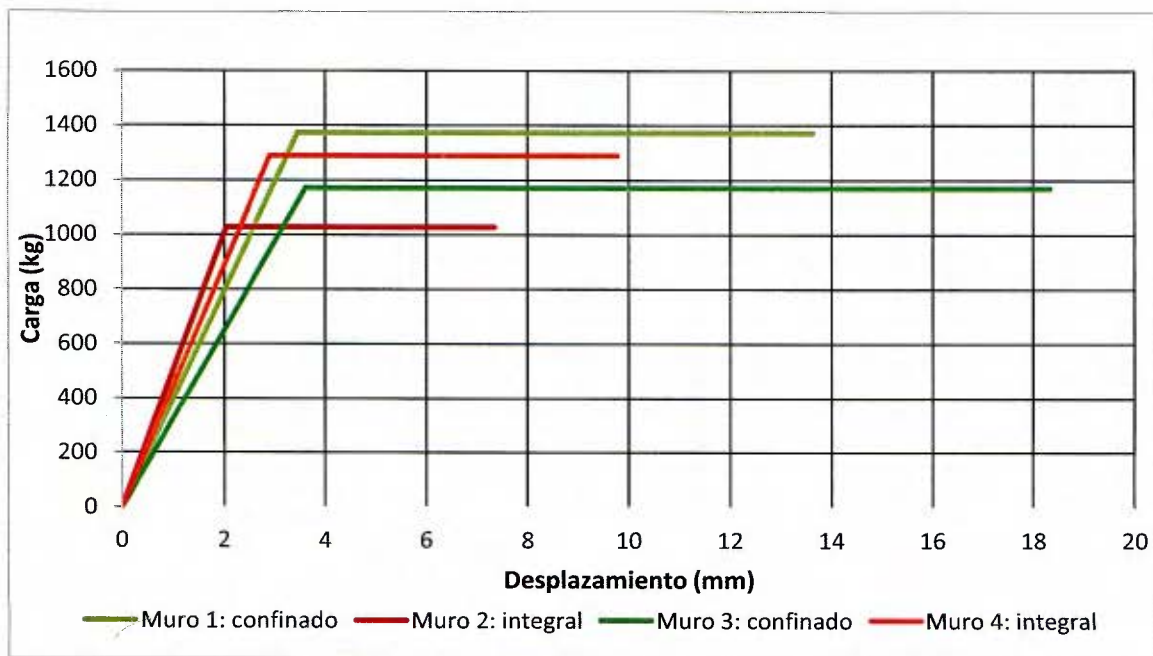


Figura 56. Curvas elasto-plástica de energía equivalente de los muros.

Como se puede observar, el comportamiento de todos los muros inicialmente es muy similar. Todos los muros muestran un comportamiento elástico aproximadamente hasta la carga de 800 kg, donde son capaces de resistir cargas sin sufrir desplazamientos significativos.

A niveles de carga mayores, se observa que los muros confinados son capaces de mantener un comportamiento elástico. Entre los 1200 kg y los 1400 kg, estos muros presentan un estado de cedencia, ya que son capaces de seguir deformándose en un intervalo pequeño de carga. Esto demuestra que estos muros presentaron un comportamiento dúctil. En promedio, la deformación última de los muros confinados fue de 15,98 mm.

Además, las grietas en los muros confinados comenzaron a apreciarse con cargas aproximadas de 1200 kg. Estas se presentaron debido a los esfuerzos de cortante en el alma. En el ala de los muros se presentaron grietas horizontales debido a la flexión.

Los muros integrales muestran otro tipo de comportamiento. Después de su estado plástico aparente y luego de que superan la carga máxima que pudieron resistir, se deforman sin aumentar el nivel de carga. Este comportamiento se mostró en un intervalo de cargas entre los 1100 kg y 1400 kg.

Sin embargo, la deformación última de los muros integrales en promedio fue de 8,55 mm, un 46% menor a la deformación última de los muros confinados. Esto es significativamente menor, por lo que se considera que los muros integrales mostraron un comportamiento menos dúctil, y en apariencia frágil, en comparación con los muros confinados.

Las grietas en los muros integrales se comenzaron a dar aproximadamente con cargas de 900 kg. Al igual que los muros confinados, estas se presentaron de forma inclinada en el alma del muro y se fueron propagando hacia los extremos de este. Al seguir aumentando la carga, la base del extremo no alado presentó signos de falla debido al aplastamiento en el concreto. Esto se considera una falla frágil y no deseada en los elementos estructurales. El ala de los muros integrales mostró grietas horizontales debidas a la flexión en los niveles altos de carga. Estas se comenzaron a apreciar al superar los 1200 kg de carga.

Los muros confinados no presentaron falla por aplastamiento en el concreto debido al elemento de microconcreto confinante. Este elemento posee mayor capacidad que la

mampostería para resistir cargas y deformaciones, por lo que evitó que se diera una falla local donde los esfuerzos por compresión son mayores.

5.1.3 Ductilidad

En el Cuadro 24 se muestran las ductilidades obtenidas para cada tipo de muro ensayado, así como la ductilidad de diseño establecida por el CSCR 2010 para estos tipos de muros.

Cuadro 24. Ductilidades experimentales y de diseño de los muros.

Tipo de muro	Ductilidad experimental	Ductilidad de diseño
Integral	3,49	1,0
Confinado	4,52	1,5

La ductilidad de los muros integrales fue menor que la obtenida en los muros confinados. Esto se da debido a que los muros confinados poseen una mayor capacidad de resistir cargas y de soportar deformaciones antes de llegar a la falla. Esto se debió al elemento de concreto confinante. La columna de microconcreto fue capaz de aportar capacidad de deformación al muro de manera de que se disipara una mayor cantidad de energía.

La diferencia de la ductilidad entre los muros integrales y los muros confinados se ilustra en que los muros integrales tuvieron una falla considerada frágil, como lo es la falla por aplastamiento del concreto. En cambio, los muros confinados fueron capaces de comportarse estructuralmente de manera dúctil. De esta forma, la falla que sufrieron estos muros es considerada más segura que la falla por aplastamiento del concreto.

Se considera que los valores de ductilidad obtenidos de las pruebas son altos comparados con los valores de ductilidad local que sugiere el Código Sísmico de Costa Rica 2010 en el Capítulo 9. Es importante aclarar que esta ductilidad del CSCR es una ductilidad global para el tipo de estructura que se diseña, mientras que la ductilidad obtenida es de un elemento de la estructura, por lo que no se debe comparar de manera directa. Además de que la ductilidad experimental obtenida fue para una carga monotónica, por lo que no se tomó en cuenta como varía esta ductilidad al incluir el comportamiento cuando el ala está en compresión.

El tipo de falla que generalmente presentan los muros en forma de "T" es considerada frágil y, por lo tanto, indeseable. Es por eso que los de muros no rectangulares se diseñan para valores de ductilidad local bajos, realizando así un diseño que se encuentra del lado conservador.

5.2 Revisión del comportamiento en conjunto del ala y el alma

Es importante destacar que para que las pruebas fueran válidas, era necesario asegurarse que el ala y el alma del muro trabajaran en conjunto y no se diera ningún deslizamiento en la unión de estos dos elementos. Esto se logró mediante dos elementos.

Primero, se colocó el acero embebido dentro de la mampostería. Esto se realizó mediante cortes en los bloques que generaron canales para que el acero pudiera pasar a través de ellos. En la unión del alma con el ala, se realizaron cortes en los bloques del ala para que se le diera continuidad al acero horizontal, así como al concreto de relleno. De esta manera se cumplió con los requisitos de la sección 9.3.3(g) del CSCR 2010 para conexiones de almas con alas en muros de corte.

Además, se confeccionó la losa superior del muro. Esta se encargó de transmitir las cargas de manera distribuida a lo largo del muro y de que no se dieran desplazamientos diferenciales entre los extremos del ala y el extremo no alado del muro, así como entre los propios extremos del ala. La comprobación de este comportamiento se realizó mediante la medición de los desplazamientos de los extremos del ala a la altura de la aplicación de carga, como se explicó en la sección 3.6 del Capítulo 3.

A partir de los resultados obtenidos, se observa que en promedio, la diferencia entre los desplazamientos de cada uno de los extremos del ala es menor que el 10 %, con máximos instantáneos de un 20%. De igual manera, la diferencia entre estos desplazamientos y el desplazamiento del alma en el extremo no alado a la altura de la aplicación de la carga en promedio el 10% y los máximos valores de diferencia obtenidos no superan el 20%.

Estos resultados confirman que el ala y el alma del muro trabajaron en conjunto durante las pruebas. La utilización de la losa superior así como de la continuidad del acero horizontal y el

concreto de relleno en la unión del alma con el ala aseguraron un funcionamiento adecuado del muro en forma de "T".

Para ilustrar esta comprobación, se muestra en la Figura 57 la curva de carga-desplazamiento del LVDT 4 y LVDT 5 durante la falla del muro 4. Estos representan el desplazamiento de los extremos del ala. Como se observa, el desplazamiento de estos puntos fue muy similar durante toda la prueba.

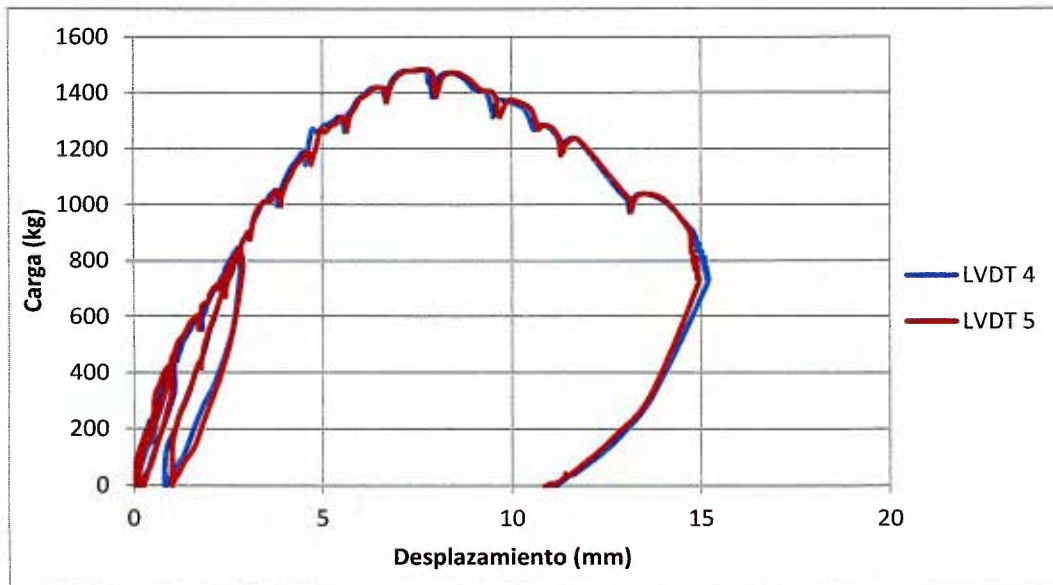


Figura 57. Curva de carga-desplazamiento de los extremos del ala del muro 4.

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

Los valores de resistencia de los muros obtenidos durante las pruebas se compararon con los datos teóricos esperados. La carga última obtenida para los muros integrales difiere en un 3% de la carga teórica esperada, mientras que la carga última que soportaron los muros confinados supera en un 13% la carga teórica esperada. Esta carga teórica se obtuvo con los valores experimentales de capacidad de los elementos de los muros. De esta forma se puede suponer que la metodología de análisis establecida en el Capítulo 9 del Código Sísmico de Costa Rica 2010 calcula de manera adecuada la capacidad de muros en forma de "T" de mampostería integral y de mampostería confinada.

Se concluye que el modelado a escala reducida presenta un comportamiento muy similar al que se esperaría en muros a escala natural de este tipo. La falla que se presentó y el comportamiento mostrado concuerdan con lo esperado según la teoría.

La capacidad mayor que presentaron los muros confinados se da debido a la columna confinante de microconcreto en los muros confinados. Este elemento es capaz de aportar un comportamiento más dúctil que los muros integrales, evitando la falla frágil y permitiendo mayores deformaciones. Cabe recordar que durante la fase de diseño, mostrada en el Anexo C, se buscó que la capacidad de los dos tipos de muros fuera similar.

El aumento de la carga esperada de falla se puede atribuir también al proceso constructivo. Este se realizó en un ambiente controlado, donde se vigilaron todos los aspectos durante la confección de los bloques, así como durante la construcción de los muros.

Se obtuvo que la ductilidad que presentaron los muros integrales es un 77% de la ductilidad observada en los muros confinados. Ambos valores son significativamente mayores a las ductilidades de diseño utilizadas de 1,0 para los muros integrales y de 1,5 para los muros confinados, sin embargo, es importante aclarar que estos valores de diseño son para la ductilidad global de la estructura, mientras que la ductilidad experimental se obtuvo para un elemento de la estructura.

Los valores establecidos en el CSCR 2010 se consideran adecuados, ya que la falla que se presenta generalmente en este tipo de muros se considera frágil y, por lo tanto, insegura.

A partir de la comparación del comportamiento de cada uno de los muros durante la prueba, se concluye que estos se comportan de manera muy similar en las primeras etapas de carga, antes de que se presenten los primeros agrietamientos. Las diferencias empezaron a resaltar cuando los muros comenzaron a presentar signos de comportamiento plástico.

Los muros confinados fueron capaces de soportar deformaciones significativas ante niveles constantes y sostenidos de carga, mostrando un comportamiento dúctil. La falla se dio debido al agrietamiento excesivo en el alma del muro debido a los esfuerzos de cortante generados en el puntal de compresión del muro, combinados con agrietamiento horizontal debidos a flexión en el ala.

Los muros integrales también fueron capaces de sostener deformaciones después de superar la carga máxima. Sin embargo, estos mostraron un comportamiento menos dúctil y, en apariencia, frágil respecto a los muros confinados. La falla que presentaron estos muros fue de aplastamiento en el concreto en la base del extremo no alado debido a los esfuerzos de compresión excesivos que tuvo que soportar.

Debido a que se utilizaron los LVDT en la instrumentación de la pared y la toma automatizada de los datos, se pudo obtener una mayor cantidad de datos durante las pruebas en comparación con investigaciones anteriores en el modelado a escala reducida. Además se pudo obtener información del comportamiento de los muros después de la carga máxima. Así se obtuvo el comportamiento real del muro, situación que no se pudo lograr en investigaciones previas a escala reducida. Esta manera de obtención de datos asemeja en gran parte la forma en que se realizan las pruebas a escala natural.

Se concluye que el alma y el ala del muro trabajaron de manera conjunta durante las pruebas realizadas. Esto se logró mediante la adición de una losa superior que distribuyó las cargas uniformemente a lo largo del muro y aseguró un comportamiento en conjunto. Además, la continuidad que se le dio al acero horizontal y al concreto de relleno en la unión del alma con el ala hizo que no se diera ningún deslizamiento en la unión.

6.2 Recomendaciones

Los resultados obtenidos en esta investigación muestran un comportamiento acertado de los muros ensayados. Se recomienda realizar ensayos similares a escala natural para corroborar los resultados de las pruebas realizadas.

El modelado de estructuras a escala reducida se ha efectuado y comprobado ampliamente que resulta en comportamientos muy similares entre el prototipo y el modelo. En escala reducida se tiene la ventaja de que los costos de fabricación de los modelos se reduce significativamente. Por lo que se recomienda continuar con la investigación estructural en modelos a escala reducida, ya que el LanammeUCR cuenta con los materiales básicos, el espacio y el equipo necesario para la confección de los modelos, así como para el ensayo de estos.

Se recomienda realizar investigaciones a muros en mampostería confinada e integral en forma de "T" como se realizó en este proyecto pero variando diferentes parámetros. De esta manera se podría comprobar cómo se comportan estos tipos de muros cuando se tienen diferentes alturas de los muros, diferentes largos del ala o el alma, sometidas a carga axial simultánea o con diferente colocación del acero de refuerzo. Se debe hacer énfasis en revisar la separación de los aros en la columna de confinamiento.

Además del modelado a escala natural, se sugiere replicar estos ensayos pero sometiendo las paredes a cargas cíclicas. De esta manera, se podría simular de una manera más real un evento sísmico en comparación con la aplicación de una carga monotónica creciente. Además de que este tipo de muros presentan diferentes capacidades y comportamiento estructural cuando la carga se revierte, por lo que es importante analizar la carga cíclica.

Se recomienda incentivar las investigaciones que evalúen y analicen de manera teórica y experimental los requisitos y disposiciones establecidos por el Código Sísmico de Costa Rica. Así se corrobora y fortalece el documento que rige el diseño en el país y que se encarga de velar por que las estructuras sean seguras.

BIBLIOGRAFÍA

ASTM Standard C136 (2006). *Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates*. ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM Standard C33 (2003). *Specification for Concrete Aggregates*. ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM Standard C128 (2007). *Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregates*. ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM Standard C40 (2004). *Standard Test Method for Organic Impurities in Fine Aggregates for Concrete*, ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM Standard C1152 (2004). *Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete*. ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM Standard C140 (2010). *Standard Test Methods for Sampling and Testing Concrete Masonry Units and Related Units*. ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM Standard C1019 (2009). *Standard Test Method for Sampling and Testing Grout*. ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM Standard C270 (2010). *Standard Specification for Mortar for Unit Masonry*. ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM Standard C1314 (2010). *Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms*. ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM Standard E564 (2006). *Standard Practice for Static Load Test for Shear Resistance of Framed Walls for Buildings*. ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM Standard E2126 (2009). *Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings*. ASTM International, West Conshohocken, PA.

Castro, R. (2005). *Optimización del proceso de mezcla y fabricación de bloques de mampostería en escala reducida*. Informe del Trabajo de Graduación para obtener el grado de Licenciatura. Escuela de Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.

Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica (2011). *Código Sísmico de Costa Rica 2010*.

Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica (2002). *Código Sísmico de Costa Rica 2002*.

Espinoza, E. (1991). *Mezclas de microconcreto para modelos estructurales*. Informe del Trabajo de Graduación para obtener el grado de Licenciatura. Escuela de Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.

Espinoza, E. (1995). *Modelado de mampostería en escala reducida*. Informe preliminar del Trabajo de Graduación para obtener el grado de Maestría. Escuela de Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.

Feoli, G. (1996). *Modelado a escala reducida de paredes de mampostería confinada sometidas a flexión*. Informe del Trabajo de Graduación para obtener el grado de Licenciatura. Escuela de Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.

Lara, F. (1996). *Modelado a escala reducida de paredes de mampostería confinada sometidas a cortante*. Informe del Trabajo de Graduación para obtener el grado de Licenciatura. Escuela de Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.

Marín, O. (1996). *Modelado a escala reducida de paredes de mampostería confinada sometidas a esfuerzos de flexión y cortante*. Informe del Trabajo de Graduación para obtener el grado de Licenciatura. Escuela de Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.

Poveda, A. (2001). *Contenido del curso – Estructuras de mampostería*. Universidad de Costa Rica.

Roldán, E. (2004). *Evaluación de los efectos de la actualización del Código Sísmico de Costa Rica en el diseño de un edificio en mampostería*. Informe del Trabajo de Graduación para obtener el grado de Licenciatura. Escuela de Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.

Sáenz, A. (2009). *Comportamiento estructural de muros de mampostería confinada en escala reducida con ductilidad local óptima*. Informe del Trabajo de Graduación para obtener el grado de Licenciatura. Escuela de Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.

Venegas, L. (2010). *Comportamiento estructural a escala reducida de muros esbeltos de mampostería confinada e integral*. Informe del Trabajo de Graduación para obtener el grado de Licenciatura. Escuela de Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.

ANEXO A. ENSAYO DE LOS MATERIALES

A.1 Arena

A.1.1 Análisis granulométrico de un agregado (ASTM C136-06)

Para realizar el análisis granulométrico del agregado utilizado, se debió seguir la norma ASTM C136-06. Para esto se obtuvo una muestra del material y se pesó.

Peso inicial = 820,8 g.

Peso del material lavado = 802,5 g.

En el Cuadro 25 se presenta el peso retenido correspondiente a cada una de las mallas luego del proceso de tamizado.

Cuadro 25. Peso retenido del material en las mallas.

Malla	Peso del material retenido (g)
#4	0,0
#8	206,3
#16	201,3
#30	171,3
#50	129,8
#100	64,2
Charola	28,0

El peso final de la muestra fue de 800.9 g.

El porcentaje de error con respecto al peso inicial es de 0.2%. Esto es menor al 0.3% que la norma establece para que los resultados de la prueba sean válidos.

Con los pesos retenidos en cada malla, se obtuvieron los porcentajes de peso del material pasando por cada una de estas. Las ecuaciones que se utilizaron fueron las que se muestran a continuación.

$$\% \text{ retenido} = \left(W_{\text{retenido}} / W_{\text{total}} \right) \times 100$$

$$\% \text{ retenido acumulado} = \sum W_{\text{retenido}}$$

$$\% \text{ pasando acumulado} = 100 - \% \text{ retenido acumulado}$$

Donde:

W_{retenido} : peso retenido en cada malla (g).

W_{total} : Suma de los pesos retenidos en todas las mallas (g).

En el Cuadro 26 se muestran los resultados de la granulometría, así como los límites superior e inferior establecidos por la norma ASTM C33-03. Además en la Figura 58 se muestra la curva granulométrica del material así como de los límites de la norma.

Cuadro 26. Porcentaje del material pasando en las mallas.

Malla	Peso del material retenido (g)	% retenido	% retenido acumulado	% pasando	Requisito ASTM C33	
#4	0,0	0,00	0,00	100,0	100	95
#8	206,3	25,13	25,13	74,9	100	80
#16	201,3	24,52	49,66	50,3	85	50
#30	171,3	20,87	70,53	29,5	60	25
#50	129,8	15,81	86,34	13,7	30	5
#100	64,2	7,82	94,16	5,8	10	0
Charola	28,0	3,41	97,58	-	-	-

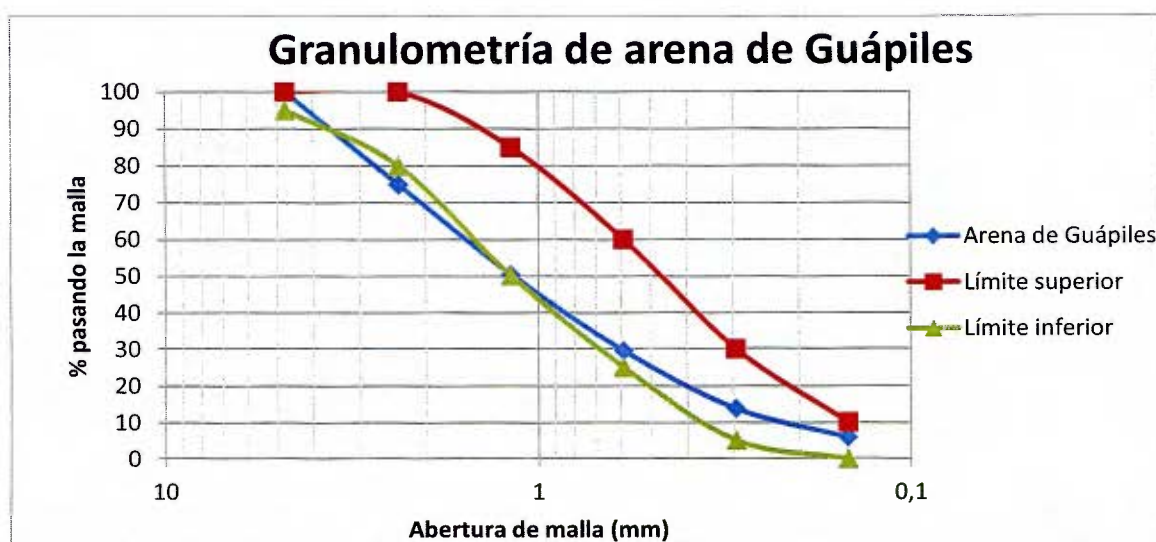


Figura 58. Porcentaje pasando y límites requeridos en cada abertura de malla.

A.1.2 Peso específico y absorción de agregados finos (ASTM C128-07)

Para obtener los pesos específicos y el porcentaje de absorción del agregado, se utilizaron las siguientes ecuaciones.

Peso específico aparente, G_s :

$$G_s = \frac{A}{B + A - C} = \frac{485,3}{657,1 + 485,3 - 966,4} = 2,76$$

Peso específico bruto seco, G_{bs} :

$$G_{bs} = \frac{A}{B + S - C} = \frac{485,3}{657,1 + 500 - 966,4} = 2,54$$

Peso específico saturado superficie seca, G_{bss} :

$$G_{bss} = \frac{S}{B + S - C} = \frac{500}{657,1 + 500 - 966,4} = 2,62$$

Porcentaje de absorción, %D:

$$\%D = \frac{S - A}{A} \times 100 = \frac{500 - 485,3}{485,3} \times 100 = 3,0$$

Donde:

A: Peso de la muestra seca 24 horas después (g) = (Ps+Pc)-Pc.

Pc: Masa de la cápsula (g)

Ps + Pc: Masa de la cápsula más la muestra seca 24 horas después (g).

B: Masa del picnómetro lleno de agua (g).

C: Masa del picnómetro con la muestra y agua hasta la calibración (g).

S: Masa del espécimen saturado superficie seca (g).

A.1.3 Impurezas orgánicas en agregados finos para concreto (ASTM C40-04)

Una muestra del agregado fino se colocó en una botella de vidrio graduada. Se añadió una solución de hidróxido de sodio (NaOH) preparada en el laboratorio. Se agregó la solución hasta la marca calibrada. Se agitó fuertemente con tal de dejar salir el aire de la muestra y se dejó reposar por 24 horas.

Luego de las 24 horas se compara el color del líquido supernatante con un patrón de rango de tonos. De esta manera se determinó que el agregado no contiene impurezas orgánicas que superen las 500 partes por millón y por lo tanto no es perjudicial para las mezclas de concreto.

A.2 Cemento

A.2.1 Gravedad específica de un cemento hidráulico (ASTM C188)

La gravedad específica de un cemento (G_s) se obtiene con la siguiente fórmula.

$$G_s = \frac{W}{V_f - V_i}$$

Donde:

W: Peso de la muestra (g).

V_i : Lectura de volumen inicial (ml).

V_f : Lectura de volumen final (ml).

A.2.2 Finura de un cemento hidráulico (ASTM C184)

La finura de un cemento (F) se obtiene con la siguiente ecuación.

$$F = 100 - \left(\frac{R_s}{W_i} * 100 \right)$$

Donde:

R_s : Residuo de la muestra retenido en la malla (g).

W_i : Peso inicial de la muestra (g).

A.3 Acero de refuerzo

Para obtener el diámetro real del alambre galvanizado corrugado, se utiliza la densidad del acero. Se utilizaron las siguientes ecuaciones para obtener estos resultados:

$$\rho = \frac{M}{V} = \frac{M}{A \times L}$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4M}{\rho \times L \times \pi}}$$

Donde:

ρ : Densidad del acero (g/cm^3).

M: Masa de la muestra (g).

L: Longitud de la muestra (cm).

ϕ : Diámetro de la muestra de acero galvanizado corrugado (cm).

En el

Cuadro 27. Características de las muestras de alambre galvanizado corrugado.

Número de varilla del prototipo	Muestra	Longitud (cm)	Masa (g)
#3	1	36,2	6,12
	2	36,0	6,09
	3	36,1	6,12
	Promedio	36,10	6,11
#5	1	36,0	15,08
	2	36,1	15,09
	3	36,1	15,07
	Promedio	36,07	15,08

ANEXO B. DISEÑO DE BLOQUES DE MAMPOSTERÍA

Los bloques de mampostería clase A deben tener una resistencia requerida de 133 kg/cm^2 , según la especificación del apéndice A del CSCR 2002, así como del borrador del CSCR 2010.

En el Cuadro 28 se muestran la clasificación de los bloques huecos de mampostería según el CSCR 2002. Además se presentan las resistencias requeridas a compresión sobre el área neta a los 28 días.

Cuadro 28. Resistencia de los bloques.

Clase	Resistencia promedio (kg/cm^2)	Resistencia mínima para una muestra individual (kg/cm^2)
A	133	120
B	90	80
C	75	70

B.1 Diseño de la mezcla

El procedimiento que se siguió para el diseño de mezcla es el descrito por Castro R., 2005.

B.1.1 Tamaño máximo

Tamaño máximo del agregado = 1,2 mm.

Se utiliza el agregado que pase la malla #16, cuya abertura es de 1,18 mm.

B.1.2 Relación agua/cemento

$$A/C = 0,6$$

De las curvas de diseño de Espinoza E., 1991, se obtuvo un porcentaje de agregado de 57,7%.

B.1.3 Volumen de mezcla

Para fabricar un bloque se requiere un volumen de mezcla de $46,92 \text{ cm}^3$ de concreto. A este volumen se le agrega un porcentaje de desperdicio, en este caso se utiliza un 2%.

$$\text{Volumen} = 46,92 \text{ cm}^2 \times 1,2 = 56,3 \text{ cm}^2$$

B.1.4 Peso de la arena

$$G_{bs} = 2,54$$

$$\gamma_w = 1 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$$

$$P_s = G_{bs} \times \gamma_w \times \%Ag \times V$$

$$P_s = 2,54 \times 1 \times 0,577 \times 56,3$$

$$P_s = 82,51 \text{ g}$$

Donde:

G_{bs} : Peso específico de la arena.

γ_w : Peso específico del agua (g/cm^3).

P_s : Peso de la arena (g).

$\%Ag$: Porcentaje de agregado.

V : Volumen de la mezcla (cm^3).

B.1.5 Peso del cemento

$$G_{sc} = 2,97$$

$$t = 5\%$$

$$P_c = G_{sc} \times V \times \left(\frac{1 - t - \%Ag}{G_{sc} \times (A/C) + 1} \right)$$

$$P_c = 2,97 \times 56,3 \times \left(\frac{1 - 0,05 - 0,577}{2,97 \times 0,6 + 1} \right)$$

$$P_c = 22,42 \text{ g}$$

Donde:

G_{sc} : Peso específico del cemento.

P_c : Peso del cemento (g).

A/C: Relación agua/cemento.

%Ag: Porcentaje de agregado.

V: Volumen de la mezcla (cm³).

B.1.6 Peso del agua

$$D = 3,0\%$$

$$P_w = P_s \times D + G_{sc} \times A/C \times V \times \left(\frac{1 - t - \%Ag}{G_{sc} \times (A/C) + 1} \right) \times \gamma_w$$

$$P_w = 82,51 \times 0,03 + 2,97 \times 0,6 \times 56,3 \times \left(\frac{1 - 0,05 - 0,577}{2,97 \times 0,6 + 1} \right) \times 1$$

$$P_w = 15,93 \text{ g}$$

Donde:

D: Porcentaje de absorción de la arena.

P_w : Peso del agua (g).

P_s : Peso de la arena (g).

A/C: Relación agua/cemento.

V: Volumen de la mezcla (cm³).

B.1.7 Dosificación por peso

La dosificación obtenida con la caracterización de los materiales y el procedimiento anteriormente mostrado se muestra en el Cuadro 29.

Cuadro 29. Dosificación por peso del microconcreto de bloques.

Cemento	Arena	Agua
1	3,68	0,71

Este diseño se probó realizando bloques de prueba para fallar a los 28 días de edad después de su curado y se comparó con la resistencia requerida de 133 kg/cm². Como no se cumplió la resistencia requerida, se tuvo que cambiar el diseño y variarlo hasta obtener una resistencia satisfactoria.

La dosificación que cumplió con la resistencia requerida con el CSCR-10 se presenta en el

Cuadro 30. Dosificación por peso del microconcreto de bloques utilizada.

Cemento	Arena	Agua
1	2,75	0,58

ANEXO C. DISEÑO DEL MURO PROTOTIPO

El diseño cumple con las disposiciones establecidas en la propuesta del Capítulo 9 del Código Sísmico 2010.

El muro que se va a diseñar es parte de un edificio típico de oficinas de 3 pisos. Se tienen las siguientes características para el diseño:

- Mampostería clase A, $f'_m \geq 100 \text{ kg/cm}^2$.
- Bloques de 20 cm x 20 cm x 40 cm.
- El acero a utilizar es varilla #5 grado 60 y varilla #3 grado 40. El diseño se limita a este acero debido a que son los que se pueden modelar de manera adecuada a una escala reducida con un factor de 1/6.
- Se supone que el edificio será construido en una Zona III y el suelo de tipo S3. Esto para representar las características más comunes del país.

C.1 Estimación de cargas sísmicas

Se utilizará el Método Estático para estimar las fuerzas sísmicas que se encuentra en el Capítulo 7 del CSCR 10.

En la Figura 59 y en Figura 60 se muestra de forma esquemática la distribución de las fuerzas sísmicas y el modelo de distribución de estas respectivamente.

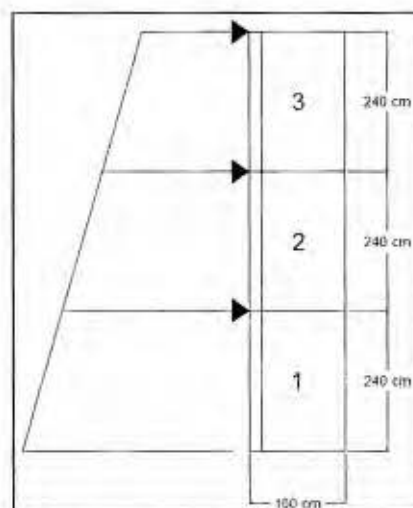


Figura 59. Distribución de fuerzas sísmicas.

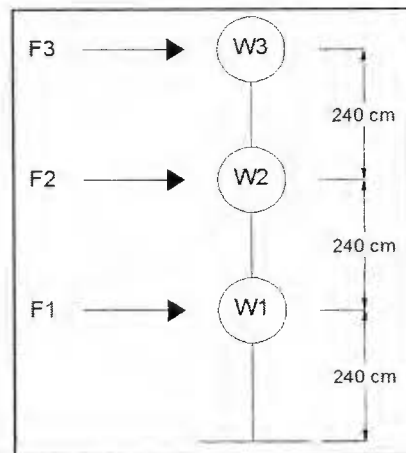


Figura 60. Modelo de distribución de fuerzas sísmicas.

C.1.1 Cargas permanentes

Peso de paredes

Para calcular el peso propio de las paredes se asumió que las celdas están rellenas cada 40 cm, por lo que se utiliza un peso de mampostería de 2050 kg/m^3 para los casos de mampostería integral, así como para la confinada. El peso propio de pared de cada nivel se muestra a continuación.

- $W1 = \frac{2050 \text{ kg}}{\text{m}^3} \times 2,4 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} \times (1,4 \text{ m} + 1,4 \text{ m}) = 2755 \text{ kg}$
- $W2 = \frac{2050 \text{ kg}}{\text{m}^3} \times 2,4 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} \times (1,4 \text{ m} + 1,4 \text{ m}) = 2755 \text{ kg}$
- $W3 = \frac{2050 \text{ kg}}{\text{m}^3} \times 1,2 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} \times (1,4 \text{ m} + 1,4 \text{ m}) = 1378 \text{ kg}$

Se asumirá un área tributaria de $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$.

Peso del entrepiso

- Peso de viguetas y piso = $215 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 3 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 1935 \text{ kg}$
- Cielos e instalaciones electromecánicas = $25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 3 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 225 \text{ kg}$
 - Total de peso de entrepiso = 2160 kg.

Peso del techo

- Peso del techo = $40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 3 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 360 \text{ kg}$

C.1.2 Cargas temporales

El edificio que se diseña será para uso de oficinas, por lo que la carga temporal a considerar es de 250 kg/m².

- Carga temporal = $250 \frac{kg}{m^2} \times 3m \times 3m = 2250 kg$

C.1.3 Determinación del coeficiente sísmico

Según la ecuación [5-1] del CSCR 2010:

$$C = \frac{\alpha_{ef} \times I \times FED}{SR}$$

Aceleración efectiva (Zona III y S₃) = 0,36

Factor de importancia (I) = 1,0

Sobrerresistencia (SR) = 2,0

Periodo: $T = 0,05N = 0,05 \times 3 = 0,15$

Debido a que la ductilidad del muro en forma de "T" integral posee una ductilidad diferente al confinado, el FED varía para cada muro y por ende el coeficiente sísmico también.

Coeficiente sísmico para muro integral

Según la 9.4 del CSCR 2010, un muro en forma de "T" con el extremo no alado sin confinar se debe diseñar para una respuesta elástica. Esto quiere decir que se diseña para una ductilidad igual a 1. Por lo tanto, el factor espectral dinámico es 2,5.

$$C = \frac{0,36 \times 1 \times 2,5}{2} = 0,45$$

Coeficiente sísmico para muro confinado

Según la 9.4 del CSCR 2010, un muro en forma de "T" con el extremo no alado confinado por un elemento de concreto reforzado se debe diseñar para una ductilidad moderada. Para una ductilidad e irregularidad moderada, la ductilidad local asignada debe ser igual a 1,5. Por lo tanto, el factor espectral dinámico es 1,768.

$$C = \frac{0,36 \times 1 \times 1,768}{2} = 0,318$$

C.1.4 Cálculo de las fuerzas sísmicas

Fuerza sísmica horizontal (cortante en la base)

$V = W \times C$, según la ecuación [7-1] del CSCR 2010.

Para el cálculo del peso que va a soportar el muro, se estima que los muros van a resistir el 15% de la carga temporal en caso de sismo.

$$W = \sum_{i=1}^N W_i = 2755 \text{ kg} + 2160 \text{ kg} + 0,15 \times 2250 \text{ kg} + 2755 \text{ kg} + 2160 \text{ kg} + 0,15 \times 2250 \text{ kg} \\ + 1378 \text{ kg} + 360 \text{ kg} = 12243 \text{ kg}$$

Cortante en la base para el muro integral

$$V = 12243 \times 0,45 = 5509 \text{ kg}$$

Cortante en la base para el muro confinado

$$V = 12243 \times 0,32 = 3896 \text{ kg}$$

Distribución de las fuerzas sísmicas por nivel (muro integral)

$F_i = V \frac{W_i \times h_i}{\sum_{k=1}^N W_k \times h_k}$, según la ecuación [7-2] del CSCR 2010.

$$F_1 = 5509 \times \frac{(4915 + 0,15 \times 2250) \times 240}{(4915 + 0,15 \times 2250) \times 240 + (4915 + 0,15 \times 2250) \times 480 + (1738) \times 720} \\ = 1379,9 \text{ kg}$$

$$F_2 = 5509 \times \frac{(5365 + 0,15 \times 2250) \times 480}{(4915 + 0,15 \times 2250) \times 240 + (4915 + 0,15 \times 2250) \times 480 + (1738) \times 720} \\ = 2759,7 \text{ kg}$$

$$F_3 = 5509 \times \frac{(1738) \times 720}{(4915 + 0,15 \times 2250) \times 240 + (4915 + 0,15 \times 2250) \times 480 + (1738) \times 720} \\ = 1369,8 \text{ kg}$$

$$M = 1379,9 \text{ kg} \times 2,4 \text{ m} + 2759,7 \text{ kg} \times 4,8 \text{ m} + 1369,8 \text{ kg} \times 7,2 \text{ m} = 26421 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Distribución de las fuerzas sísmicas por nivel (muro confinado)

$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum_{k=1}^N W_k \times h_k}$, según la ecuación [7-2] del CSCR 2010.

$$F_1 = 3896 \times \frac{(4915 + 0,15 \times 2250) \times 240}{(4915 + 0,15 \times 2250) \times 240 + (4915 + 0,15 \times 2250) \times 480 + (1738) \times 720} = 975,8 \text{ kg}$$

$$F_2 = 3896 \times \frac{(4915 + 0,15 \times 2250) \times 480}{(4915 + 0,15 \times 2250) \times 240 + (4915 + 0,15 \times 2250) \times 480 + (1738) \times 720} = 1951,9 \text{ kg}$$

$$F_3 = 3896 \times \frac{(1738) \times 720}{(4915 + 0,15 \times 2250) \times 240 + (4915 + 0,15 \times 2250) \times 480 + (1738) \times 720} = 968,7 \text{ kg}$$

$$M = 975,8 \text{ kg} \times 2,4 \text{ m} + 1951,7 \text{ kg} \times 4,8 \text{ m} + 968,7 \text{ kg} \times 7,2 \text{ m} = 19857 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

C.2 Combinación de cargas

Según la sección 6.2 del CSCR 2010

C.2.1 Combinación de cargas para el muro integral

$$P_{\text{permanente}} = 2755 \text{ kg.}$$

$$M_{\text{sismo}} = 26421 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$

$$V_{\text{sismo}} = 5509 \text{ kg.}$$

Combinación 1 (1,4 CP):

- $P_u = 3857 \text{ kg}$

Combinación 2 (1,2C + 1,6f_RCT):

- $P_u = 3306 \text{ kg}$

Combinación 3 (1,05CP + f₁f_RCT ± CS):

- $P_u = 2893 \text{ kg}$

- $V_u = 5509 \text{ kg}$
- $M_u = 26421 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Combinación 4 ($0,95CP \pm CS$):

- $P_u = 2617 \text{ kg}$
- $V_u = 5509 \text{ kg}$
- $M_u = 26421 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Rige la combinación de carga 4, porque la carga axial tiende a contrarrestar los efectos de volcamiento que se producen debido al momento aplicado.

C.2.2 Combinación de cargas para el muro confinado

$P_{\text{permanente}} = 2755 \text{ kg}$.

$M_{\text{sismo}} = 18685 \text{ kg}\cdot\text{m}$.

$V_{\text{sismo}} = 3896 \text{ kg}$.

Combinación 1 ($1,4 CP$):

- $P_u = 3857 \text{ kg}$

Combinación 2 ($1,2C + 1,6f_R CT$):

- $P_u = 3306 \text{ kg}$

Combinación 3 ($1,05CP + f_1 f_R CT \pm CS$):

- $P_u = 2893 \text{ kg}$
- $V_u = 3896 \text{ kg}$
- $M_u = 18685 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Combinación 4 ($0,95CP \pm CS$):

- $P_u = 2617 \text{ kg}$
- $V_u = 3896 \text{ kg}$
- $M_u = 18685 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Rige la combinación de carga 4, porque la carga axial tiende a contrarrestar los efectos de volcamiento que se producen debido al momento aplicado. Según la sección 9.7.5 del CSCR 2010, "la fuerza cortante de diseño debe ser el valor que da el análisis multiplicado por la razón entre el FED correspondiente a la *ductilidad global* de 1 y el FED correspondiente a la *ductilidad global* utilizada en el análisis". Esto quiere decir que, para el muro confinado, el cortante de diseño sería:

- $Vu_{diseño} = 3896 \text{ kg} \times \frac{2,5}{1,768} = 5509 \text{ kg}$

El Cuadro 31 resume las cargas de diseño para ambos muros.

Cuadro 31. Cargas de diseño para los muros.

Carga última	Muro integral	Muro confinado
Pu	2617 kg	2617 kg
Vu	5509 kg	5509 kg
Mu	26421 kg*m	18685 kg*m

C.3 Diseño del elemento de borde para el muro confinado

Según la sección 9.9.3 del CSCR 2010, el espesor mínimo del elemento de borde es el ancho de la pared de mampostería y el ancho mínimo, para un edificio de más de dos pisos, debe ser de 40 cm. Deben utilizarse al menos 4 varillas #3 longitudinales.

Además, deben usarse aros #2 a cada 20 cm. Sin embargo, por las restricciones que existen con el tamaño de acero que se puede utilizar para modelar a escala reducida, se usarán aros #3 a cada 40 cm, que representan una cantidad similar de acero.

C.4 Diseño del paño de mampostería

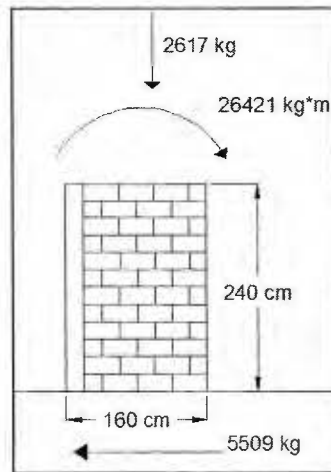


Figura 61. Fuerzas en el muro de mampostería integral.

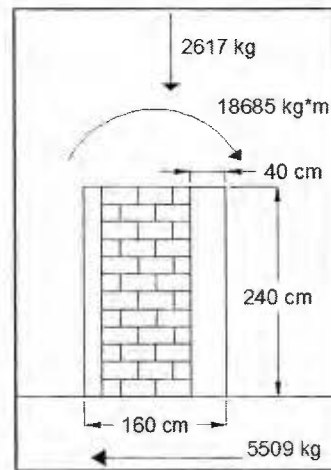


Figura 62. Fuerzas en el muro de mampostería confinada.

La propuesta que se tiene para el armado de los muros integrales es la que se muestra en la Figura 63. El refuerzo de acero vertical dentro el ala del muro son 7 varillas #5 a cada 20 cm, mientras que en el alma son 4 varillas #5 a cada 40 cm.

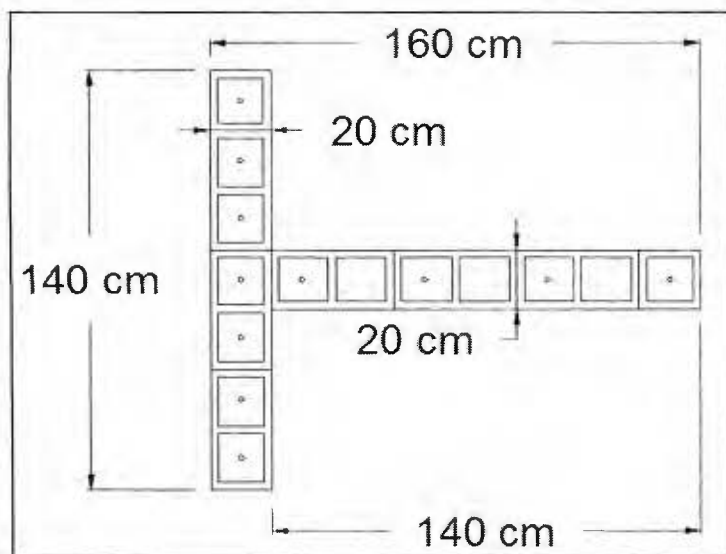


Figura 63. Propuesta de refuerzo para los muros integrales.

Para los muros confinados, la propuesta de armado es la que se muestra en la Figura 64. El elemento de borde es de 20 cm x 40 cm, con 4 varillas #3. El refuerzo vertical dentro del ala es de 7 varillas #5 a cada 20 cm y en el alma son 3 varillas #5 a cada 40 cm.

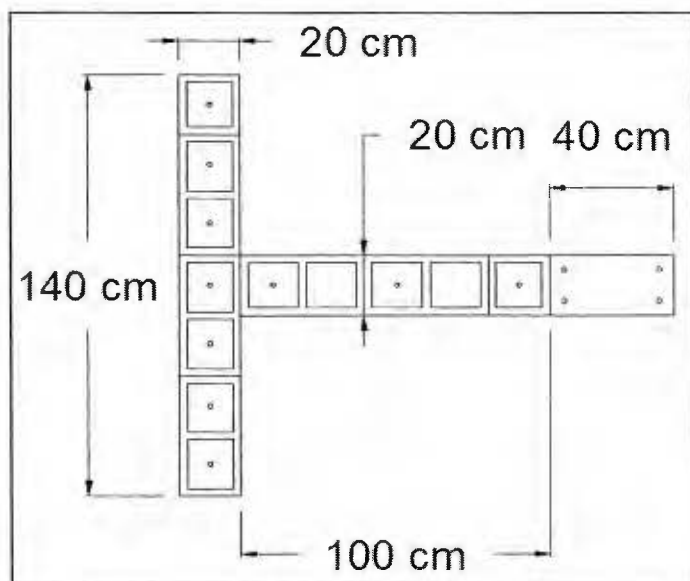


Figura 64. Propuesta de refuerzo para los muros confinados.

C.4.1 Diseño en flexocompresión

El procedimiento para el diseño en flexocompresión de los muros es el descrito por la sección 9.7.6 del CSCR 2010. Para esto se utilizan las ecuaciones de la [9-27] a la [9-33].

Muros integrales sometidos a compresión en el alma

En este caso, los muros integrales pueden analizarse como muros rectangulares. Esto se debe a que, la región en compresión se puede considerar constante, sin cambios de sección.

$$\sum A_s f_y = 11 \times 1.98 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 = 91476 \text{ kg}$$

$$P_n = 2617 \text{ kg}$$

$$f'_m = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 20 \text{ cm}$$

$$a = \frac{P_n + 0,5 \sum A_s f_y}{0,85 f'_m t} = \frac{2617 + 0,5 \times 91476}{0,85 \times 140 \times 20} = 20,3 \text{ cm (Ecuación [9-27] del CSCR 2010)}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = 23,9 \text{ cm (Ecuación [9-28] del CSCR 2010)}$$

Esto corresponde a un bloque de compresión de 23,9 cm. Con el eje neutro ubicado en esta posición, se tiene 1 varilla #5 en compresión y 10 varillas #5 en tensión.

$$C_m = 0,85 f'_m t a = 0,85 \times 140 \times 20 \times 20,3 = 40032 \text{ kg (Ecuación [9-29] del CSCR 2010)}$$

$$C_s = \sum_{i=1}^{i=j} A_{si} f_y = 8316 \text{ kg (Ecuación [9-30] del CSCR 2010)}$$

$$T = \sum_{j+1}^n A_{sj} f_y = 83160 \text{ kg (Ecuación [9-31] del CSCR 2010)}$$

$$C_m + C_s - T = P_n \text{ (Ecuación [9-32] del CSCR 2010)}$$

Se considera aceptable una diferencia de hasta el 10 %.

$$C_m + C_s - T = 4835 \text{ kg} + 8316 \text{ kg} - 83160 \text{ kg} = -26494 \text{ kg}$$

Se tiene una diferencia del 1112%, por lo que es necesario realizar un proceso iterativo.

Se supone un nuevo $a = 32,5 \text{ cm}$.

$$c = \frac{a}{0,85} = 38,29 \text{ cm}$$

Con este eje neutro, se tiene 1 varilla #5 en compresión y 10 varillas #5 en tensión.

$$C_m = 0,85f'_m t a = 77461 \text{ kg}$$

$$C_s = \sum_{i=1}^{i=j} A_{si} f_y = 8316 \text{ kg}$$

$$T = \sum_{j+1}^n A_{si} f_y = 83160 \text{ kg}$$

$$C_m + C_s - T = 77461 \text{ kg} + 8316 \text{ kg} - 83160 \text{ kg} = 2617 \text{ kg}$$

Se tiene una diferencia de 0,0%, por lo que sí cumple.

$$M_n = C_m \left(c - \frac{a}{2} \right) + \sum [A_s f_y \times (c - x)] + P_n \left(\frac{l_w}{2} - c \right) = 98428 \text{ kg} * m$$

$$\phi M_n = 0,80 M_n = 78742 \text{ kg} * m > M_u = 26421 \text{ kg} * m$$

Las dos últimas celdas en el extremo no alado deben ir rellenas para soportar el bloque de compresión.

Muros integrales sometidos a compresión en el ala

En este caso, los muros integrales pueden analizarse como muros rectangulares si la zona de compresión se mantiene dentro.

$$\sum A_s f_y = 11 \times 1,98 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 = 91476 \text{ kg}$$

$$P_n = 2617 \text{ kg}$$

$$f'_m = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 140 \text{ cm}$$

$$a = \frac{P_n + 0,5 \sum A_s f_y}{0,85 f'_m t} = \frac{2617 + 0,5 \times 91476}{0,85 \times 140 \times 140} = 2,90 \text{ cm (Ecuación [9-27] del CSCR 2010)}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = 3,4 \text{ cm (Ecuación [9-28] del CSCR 2010)}$$

Esto corresponde a un bloque de compresión de 3,4 cm. Con el eje neutro ubicado en esta posición, se tienen todas las 11 varillas #5 en tensión.

$$C_m = 0,85f'_m t a = 0,85 \times 140 \times 140 \times 2,9 = 48289 \text{ kg} \text{ (Ecuación [9-29] del CSCR 2010)}$$

$$C_s = \sum_{i=1}^{i=j} A_{si} f_y = 0 \text{ kg} \text{ (Ecuación [9-30] del CSCR 2010)}$$

$$T = \sum_{j+1}^n A_{si} f_y = 91476 \text{ kg} \text{ (Ecuación [9-31] del CSCR 2010)}$$

$$C_m + C_s - T = P_n \text{ (Ecuación [9-32] del CSCR 2010)}$$

Se considera aceptable una diferencia de hasta el 10 %.

$$C_m + C_s - T = 48289 \text{ kg} + 0 \text{ kg} - 91476 \text{ kg} = -43187 \text{ kg}$$

Se tiene una diferencia del 1750%, por lo que es necesario realizar un proceso iterativo.

Se supone un nuevo $a = 5,64$ cm.

$$c = \frac{a}{0,85} = 6,64 \text{ cm}$$

Con este eje neutro, se tienen todas las 11 varillas #5 en tensión.

$$C_m = 0,85f'_m t a = 94029 \text{ kg}$$

$$C_s = \sum_{i=1}^{i=j} A_{si} f_y = 0 \text{ kg}$$

$$T = \sum_{j+1}^n A_{si} f_y = 91476 \text{ kg}$$

$$C_m + C_s - T = 94029 \text{ kg} + 0 \text{ kg} - 91476 \text{ kg} = 2553 \text{ kg}$$

Se tiene una diferencia de 2,4%, por lo que sí cumple.

$$M_n = C_m \left(c - \frac{a}{2} \right) + \sum [A_s f_y \times (c - x)] + P_n \left(\frac{l_w}{2} - c \right) = 35195 \text{ kg} * m$$

$$\phi M_n = 0,80 M_n = 28156 \text{ kg} * m > M_u = 26421 \text{ kg} * m$$

Usar 7 varillas #5 a cada 20 cm en el ala, mientras que en el alma usar 4 varillas #5 a cada 40 cm.

Muros confinados sometidos a compresión en el alma

En este caso, los muros confinados se analizan como muros alados, donde el ala es la sección transformada del elemento confinante en el extremo no alado. Para este análisis, el ancho transformado del elemento de borde es:

$$m = \frac{E_c}{E_m} = \frac{15100\sqrt{f'_c}}{750f'_m} = \frac{15100\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}{750 \times 140 \text{ kg/cm}^2} = 2,08$$

$$b_{transformado} = 2,08 \times 20 = 41,6 \text{ cm}$$

Seguendo en procedimiento descrito por la sección 9.7.6 del CSCR 2010, se realiza el análisis.

$$\sum A_s f_y = 10 \times 1,98 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 + 4 \times 0,71 \text{ cm}^2 \times 2800 \text{ kg/cm}^2 = 91112 \text{ kg}$$

$$P_n = 2617 \text{ kg}$$

$$f'_m = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 41,6 \text{ cm}$$

$$a = \frac{P_n + 0,5 \sum A_s f_y}{0,85 f'_m t} = \frac{2617 + 0,5 \times 91112}{0,85 \times 140 \times 41,6} = 9,73 \text{ cm (Ecuación [9-27] del CSCR 2010)}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = 11,44 \text{ cm (Ecuación [9-28] del CSCR 2010)}$$

Esto corresponde a un bloque de compresión de 11,44 cm, por lo que se da un comportamiento de muro rectangular. Con el eje neutro ubicado en esta posición, se tienen 2 varillas #3 en compresión, 2 varillas #3 en tensión y 10 varillas #5 en tensión.

$$C_m = 0,85 f'_m t a = 0,85 \times 140 \times 58,4 \times 9,73 = 48138 \text{ kg (Ecuación [9-29] del CSCR 2010)}$$

$$C_s = \sum_{i=1}^{i=j} A_{si} f_y = 3976 \text{ kg (Ecuación [9-30] del CSCR 2010)}$$

$$T = \sum_{j+1}^n A_{si} f_y = 87136 \text{ kg (Ecuación [9-31] del CSCR 2010)}$$

$$C_m + C_s - T = P_n \text{ (Ecuación [9-32] del CSCR 2010)}$$

Se considera aceptable una diferencia de hasta el 10 %.

$$C_m + C_s - T = 48138 \text{ kg} + 3976 \text{ kg} - 87136 \text{ kg} = -35022 \text{ kg}$$

Se tiene una diferencia del 1438%, por lo que es necesario realizar un proceso iterativo.

Se supone un nuevo $a = 17,33$ cm.

$$c = \frac{a}{0,85} = 20,39 \text{ cm}$$

Con este eje neutro, se mantiene el comportamiento de muro rectangular y se tienen 2 varillas #3 en compresión, 2 varillas #3 en tensión y 10 varillas #5 en tensión.

$$C_m = 0,85f'_m t a = 85798 \text{ kg}$$

$$C_s = \sum_{i=1}^{i=j} A_{si} f_y = 3976 \text{ kg}$$

$$T = \sum_{j+1}^n A_{si} f_y = 87136 \text{ kg}$$

$$C_m + C_s - T = 85798 \text{ kg} + 3976 \text{ kg} - 87136 \text{ kg} = 2638 \text{ kg}$$

Se tiene una diferencia de 0,80%, por lo que sí cumple.

$$M_n = C_m \left(c - \frac{a}{2} \right) + \sum [A_s f_y \times (c - x)] + P_n \left(\frac{l_w}{2} - c \right) = 105706 \text{ kg} * m$$

$$\phi M_n = 0,80 M_n = 84565 \text{ kg} * m > M_u = 18685 \text{ kg} * m$$

Muros confinados sometidos a compresión en el ala

Los muros confinados se analizan como muros alados.

Siguiendo en procedimiento descrito por la sección 9.7.6 del CSCR 2010, se realiza el análisis.

$$\sum A_s f_y = 10 \times 1,98 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 + 4 \times 0,71 \text{ cm}^2 \times 2800 \text{ kg/cm}^2 = 91112 \text{ kg}$$

$$P_n = 2617 \text{ kg}$$

$$f'_m = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 140 \text{ cm}$$

$$a = \frac{P_n + 0,5 \sum A_s f_y}{0,85 f'_m t} = \frac{2617 + 0,5 \times 749112480}{0,85 \times 140 \times 140} = 2,89 \text{ cm (Ecuación [9-27] del CSCR 2010)}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = 3,4 \text{ cm (Ecuación [9-28] del CSCR 2010)}$$

Esto corresponde a un bloque de compresión de 3,4 cm, por lo que se da un comportamiento de muro rectangular. Con el eje neutro ubicado en esta posición, se tienen todas las 14 varillas en tensión.

$$C_m = 0,85 f'_m t a = 0,85 \times 140 \times 140 \times 2,89 = 48147 \text{ kg (Ecuación [9-29] del CSCR 2010)}$$

$$C_s = \sum_{i=1}^{i=j} A_{si} f_y = 0 \text{ kg (Ecuación [9-30] del CSCR 2010)}$$

$$T = \sum_{j+1}^n A_{si} f_y = 91112 \text{ kg (Ecuación [9-31] del CSCR 2010)}$$

$$C_m + C_s - T = P_n \text{ (Ecuación [9-32] del CSCR 2010)}$$

Se considera aceptable una diferencia de hasta el 10 %.

$$C_m + C_s - T = 48147 \text{ kg} + 0 \text{ kg} - 91112 \text{ kg} = -34663 \text{ kg}$$

Se tiene una diferencia del 1742%, por lo que es necesario realizar un proceso iterativo.

Se supone un nuevo $a = 5,63 \text{ cm}$.

$$c = \frac{a}{0,85} = 6,62 \text{ cm}$$

Con este eje neutro, se tienen todas las 14 varillas en tensión.

$$C_m = 0,85 f'_m t a = 93746 \text{ kg}$$

$$C_s = \sum_{i=1}^{i=j} A_{si} f_y = 0 \text{ kg}$$

$$T = \sum_{j+1}^n A_{si} f_y = 91112 \text{ kg}$$

$$C_m + C_s - T = 93746 \text{ kg} + 0 \text{ kg} - 91112 \text{ kg} = 2556 \text{ kg}$$

Se tiene una diferencia de 0,64%, por lo que sí cumple.

$$M_n = C_m \left(c - \frac{a}{2} \right) + \sum [A_s f_y \times (c - x)] + P_n \left(\frac{l_w}{2} - c \right) = 33875 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n = 0,80 M_n = 27100 \text{ kg} \cdot \text{m} > M_u = 18685 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Usar 4 varillas #3 en el elemento de borde. El refuerzo vertical dentro del ala es de 7 varillas #5 a cada 20 cm y en el alma son 3 varillas #5 a cada 40 cm.

C.4.2 Diseño en cortante

El diseño se realiza según lo establecido por la sección 9.7.5 del CSCR 2010. Además se utiliza un valor f'_m igual a 140 kg/cm^2 porque representa mejor la realidad de la resistencia de los materiales que se van a utilizar.

Para los muros integrales:

$$M_u = 26421 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$V_u = 5509 \text{ kg}$$

$$P_u = 2617 \text{ kg}$$

$$d = 0,8l_w = 0,8 \times 160 \text{ cm} = 128 \text{ cm}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = \frac{26421}{5509 \times 1.28} = 3,75 > 1$$

El valor de $\frac{M_u}{V_u d}$ no debe tomarse mayor a 1 y debe ser un valor positivo y adimensional, por lo que se utiliza 1.

Para los muros confinados:

$$M_u = 18685 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$V_u = 5509 \text{ kg}$$

$$P_u = 2617 \text{ kg}$$

$$d = 0,8l_w = 0,8 \times 160 \text{ cm} = 128 \text{ cm}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = \frac{18685}{5509 \times 1.28} = 2,1 > 1$$

El valor de $\frac{M_u}{V_u d}$ no debe tomarse mayor a 1 y debe ser un valor positivo y adimensional, por lo que se utiliza 1.

Como para ambos casos la relación $\frac{M_u}{V_u d}$, el cortante de diseño, el ancho b_w y el área gruesa son iguales, se puede realizar un mismo diseño para ambos tipos de pared.

Por ser mampostería parcialmente rellena el valor de b_w se obtiene de la siguiente manera.

$$b_w = t - b_i = 20 \text{ cm} - 15 \text{ cm} = 5 \text{ cm}$$

$$A_g = 160 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 3200 \text{ cm}^2$$

$$V_m = \left\{ \left[1 - 0,44 \left(\frac{M_u}{V_u d} \right) \right] \sqrt{f'_m} + 0,25 \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right\} db_w = \left\{ [1 - 0,44(1)] \sqrt{140} + 0,25 \left(\frac{2617}{3200} \right) \right\} 128 \times 5$$

$$V_m = 4372 \text{ kg}$$

$$V_u = \phi V_n = \phi (V_m + V_s)$$

Por lo tanto, la resistencia requerida del acero horizontal es:

$$V_s = \frac{5509 \text{ kg}}{0,6} - 4372 \text{ kg} = 4810 \text{ kg}$$

Como se utiliza viga-bloque, no debe reducirse la resistencia del acero en un 50%.

$$V_s = \frac{0,5 A_{sh} f_y d}{S_h}$$

Se prueba con una varilla #3 grado 40 con un área del 0,71 cm².

$$S_h = \frac{0,5 A_{sh} f_y d}{V_s} = \frac{0,5 \times 0,71 \times 2800 \times 128}{4810} = 26,5 \text{ cm}$$

Sería una varilla cada 20 cm (cada hilada), lo que requeriría mampostería totalmente rellena.

Se busca otra alternativa.

Se prueba con dos varillas #3 grado 40 con un área del 1,42 cm².

$$S_h = \frac{0,5 A_{sh} f_y d}{V_s} = \frac{0,5 \times 2 \times 0,71 \times 2800 \times 128}{4810} = 52,9 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se propone utilizar dos varillas #3 cada 40 cm.

C.4.3 Revisión de acero mínimo

La sección 9.3.3(c) del CSCR 2010 establece el área mínima total de acero que debe haber en el muro, así como en cualquiera de las dos direcciones. El análisis se realiza para una franja de un metro y se utiliza la mayor separación del acero, ya que es el caso más crítico.

$$A_s \text{ mínimo total} = 0,002bt = 0,002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mínimo en una dirección} = 0,0007bt = 0,0007 \times 100 \times 20 = 1,4 \text{ cm}^2$$

Muros integrales

- $A_s \text{ vertical} = 1 \text{ #5 cada } 40 \text{ cm} = 4,95 \text{ cm}^2 > 1,4 \text{ cm}^2$
- $A_s \text{ horizontal} = 2 \text{ #3 cada } 40 \text{ cm} = 3,53 \text{ cm}^2 > 1,4 \text{ cm}^2$
- $A_s \text{ total} = 4,95 + 3,53 = 8,48 \text{ cm}^2 > 4 \text{ cm}^2$

Muros confinados

- $A_s \text{ vertical} = 1 \text{ #5 cada } 40 \text{ cm} = 4,95 \text{ cm}^2 > 1,4 \text{ cm}^2$
- $A_s \text{ horizontal} = 2 \text{ #3 cada } 40 \text{ cm} = 3,53 \text{ cm}^2 > 1,4 \text{ cm}^2$
- $A_s \text{ total} = 4,95 + 3,53 = 8,48 \text{ cm}^2 > 4 \text{ cm}^2$

Sí se cumple con las disposiciones de acero mínimo.

ANEXO D. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS DE FALLA DE LOS MUROS A ESCALA REDUCIDA

A continuación se determinan las cargas máximas teóricas para la falla a flexión de los muros. Estas cargas se obtuvieron para el caso crítico, cuando la de compresión se da en el extremo no alado.

Muro integral

En el Anexo C se determinó que la capacidad máxima a flexión del muro integral cuando está sometido a compresión en el alma, a escala natural, es de 98428 kg*m. Para obtener la carga que genera este momento en el muro, se debe dividir el momento entre la distancia vertical de la base del muro hasta el punto de aplicación de la carga.

La placa se aplica a la altura de la losa, en su punto medio. Por lo tanto, la distancia vertical es de 2,10 m.

$$\frac{98428 \text{ kg} * \text{m}}{2,10 \text{ m}} = 46870 \text{ kg}$$

Como esta carga es a escala natural, se le debe aplicar el factor de escala al cuadrado para obtener la carga del muro a escala reducida.

$$46870 \times \left(\frac{1}{6}\right)^2 = 1302 \text{ kg}$$

Muro confinado

En el Anexo C se determinó que la capacidad máxima a flexión del muro confinado cuando está sometido a compresión en el alma, a escala natural, es de 105706 kg*m. Para obtener la carga que genera este momento en el muro, se debe dividir el momento entre la distancia vertical de la base del muro hasta el punto de aplicación de la carga.

La placa se aplica a la altura de la losa, en su punto medio. Por lo tanto, la distancia vertical es de 2,10 m.

$$\frac{105706 \text{ kg} * \text{ m}}{2,10 \text{ m}} = 50336 \text{ kg}$$

Como esta carga es a escala natural, se le debe aplicar el factor de escala al cuadrado para obtener la carga del muro a escala reducida.

$$50336 \times \left(\frac{1}{6}\right)^2 = 1398 \text{ kg}$$

ANEXO E. DATOS EXPERIMENTALES DE LA FALLA DE LOS MUROS

A continuación se presentan los datos experimentales obtenidos a partir de las pruebas realizadas a cada uno de los muros. El proceso por el cual se fallaron los muros se describe en el Capítulo 3. En las siguientes figuras se ilustra el procedimiento de carga realizado.

A partir de las curvas obtenidas, se trazó una curva envolvente. Esta es la que se utilizó para analizar el comportamiento del muro durante la falla. Cabe destacar que, aunque no se muestren en las figuras, a todos los muros se les realizó una precarga del 10% de la carga esperada de falla.

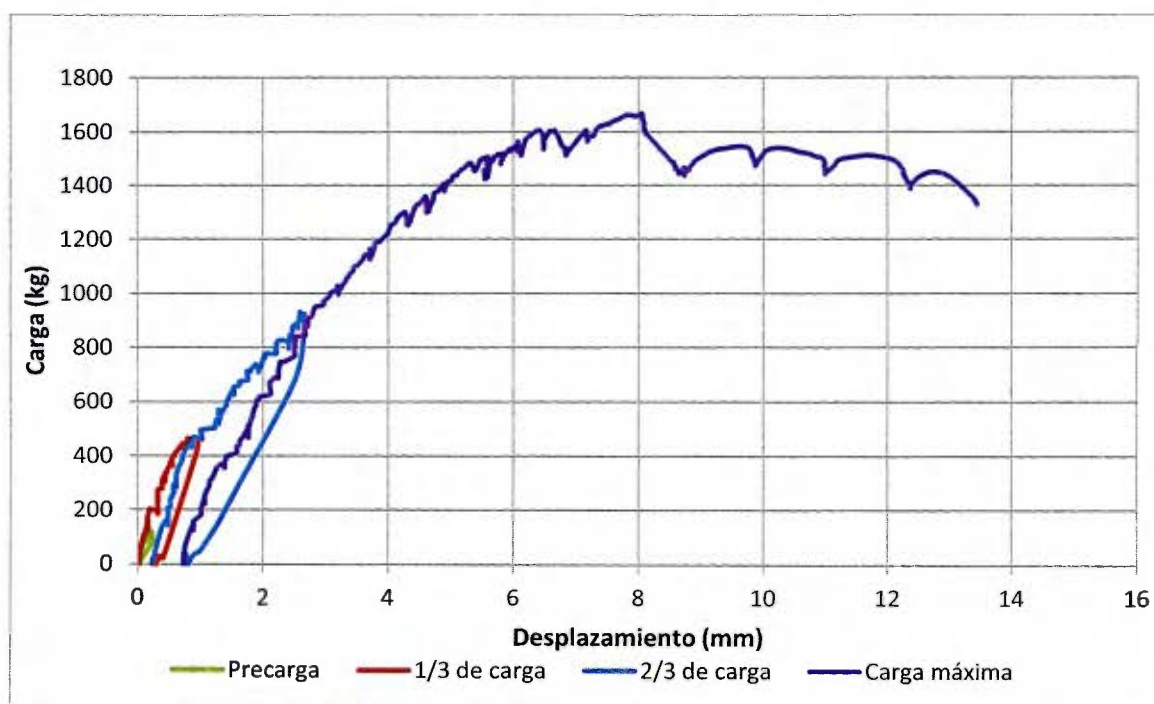


Figura 65. Datos de carga y desplazamiento de la falla del Muro 1 (confinado).

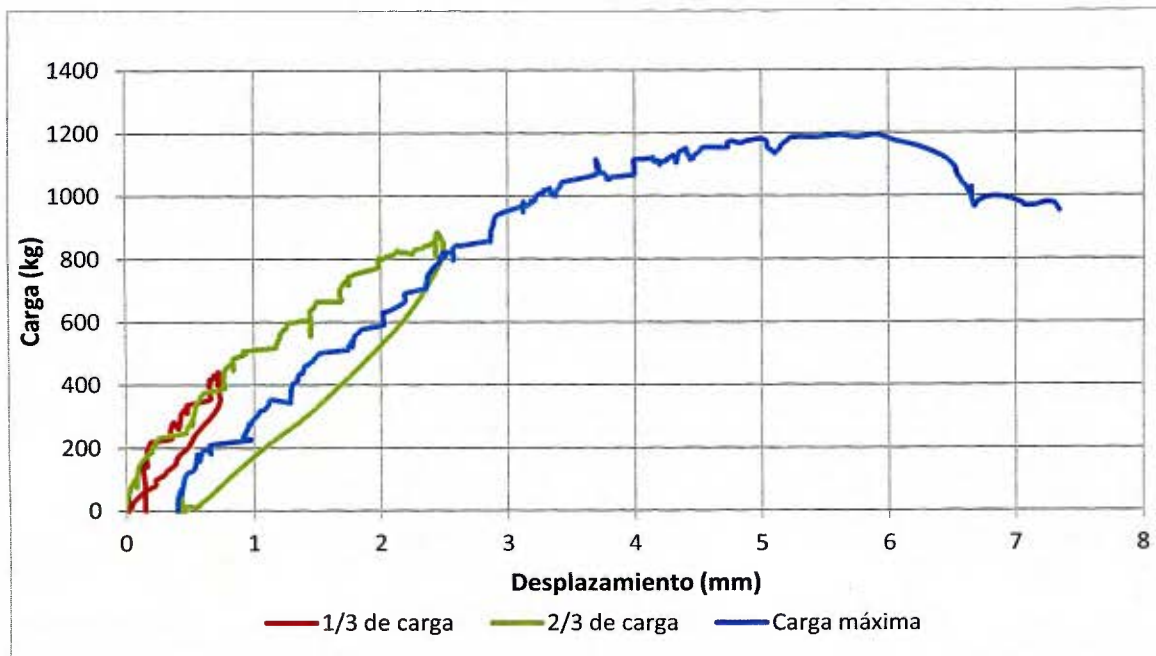


Figura 66. Datos de carga y desplazamiento de la falla del Muro 2 (integral).

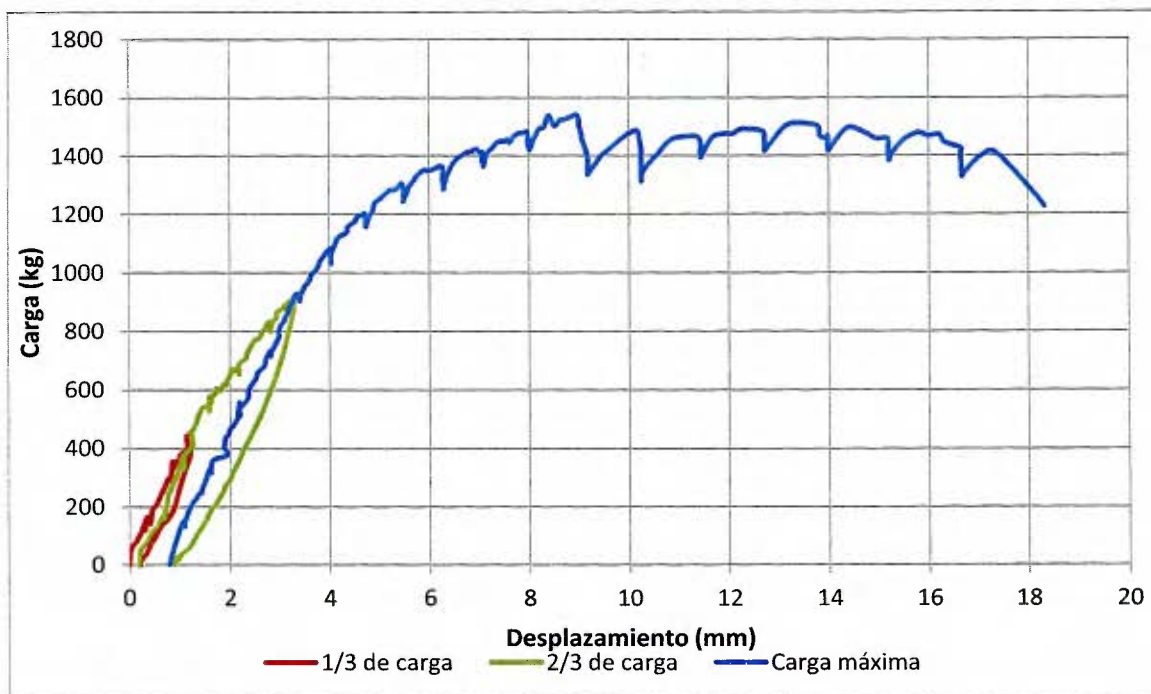


Figura 67. Datos de carga y desplazamiento de la falla del Muro 3 (confinado).

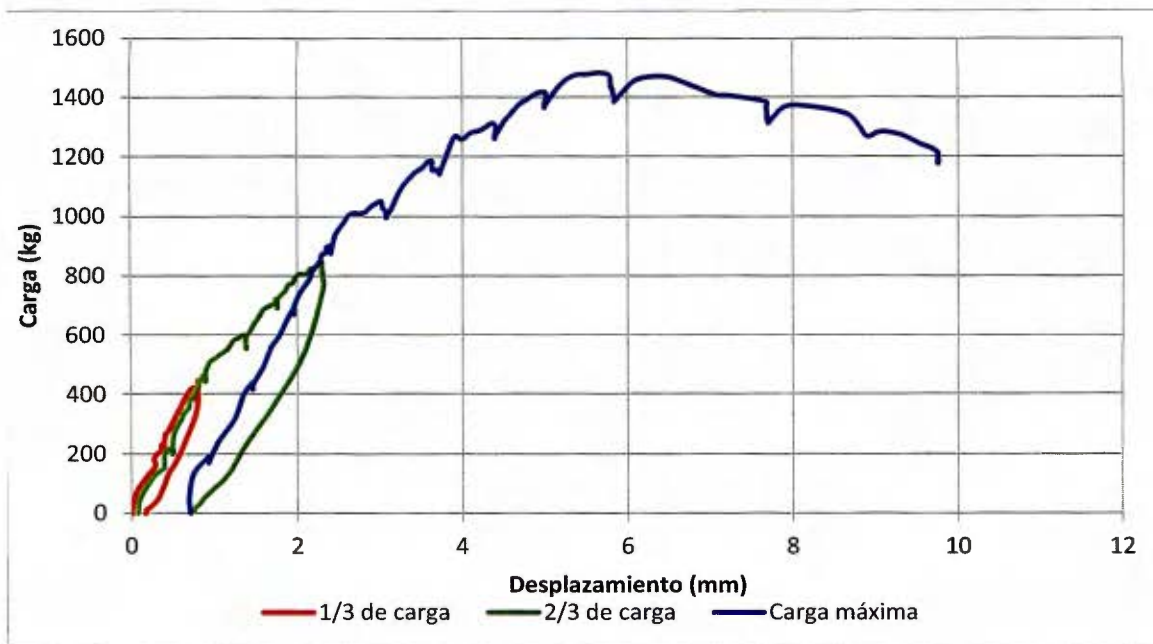


Figura 68. Datos de carga y desplazamiento de la falla del Muro 4 (integral).

ANEXO F. DETERMINACIÓN DE LA DUCTILIDAD DE LOS MUROS

Para calcular la ductilidad del muro se utilizó el procedimiento descrito en la norma ASTM E2126. Este procedimiento se utiliza cuando el gráfico de carga-deformación obtenido de un ensayo no presenta claramente el punto de cedencia. Para poder obtener la ductilidad de los muros, es indispensable obtener este punto.

El método se basa en obtener la curva elasto-plástica de energía equivalente a la curva de carga-deformación obtenida. En esta nueva curva se puede apreciar claramente el punto de cedencia.

El procedimiento para poder determinar la ductilidad del muro es el siguiente:

1. Obtener la carga última que experimento el muro $P_{m\acute{a}x}$ y el desplazamiento último Δ_u correspondiente a $0,8P_{m\acute{a}x}$ después de superar la carga máxima.
2. Determinar el desplazamiento Δ_E para una carga de $0,4P_{m\acute{a}x}$.
3. Calcular la pendiente elástica de la curva $K_E = 0,4P_{m\acute{a}x}/\Delta_E$
4. Obtener el área A bajo la curva de carga-deformación hasta el desplazamiento último.
5. Calcular la carga de cedencia según la ecuación 9.3 de la norma ASTM E 2126,

$$P_{ced} = \left(\Delta_u - \sqrt{\Delta_u^2 - \frac{2A}{K_E}} \right) \times K_E$$

6. Si $\Delta_u^2 < \frac{2A}{K_E}$, es permitido asumir que $P_{ced} = 0,85P_{m\acute{a}x}$.
7. Calcular el desplazamiento de cedencia Δ_{ced} como: $\Delta_{ced} = P_{ced}/K_E$
8. Obtener la ductilidad $D = \frac{\Delta_u}{\Delta_{ced}}$

A continuación se muestra el procedimiento realizado para obtener la ductilidad de cada uno de los muros ensayados.

F.1 Muro 1: muro confinado

En la Figura 69 se observa la curva de Carga-Desplazamiento que presentó el Muro 1 durante la prueba realizada.

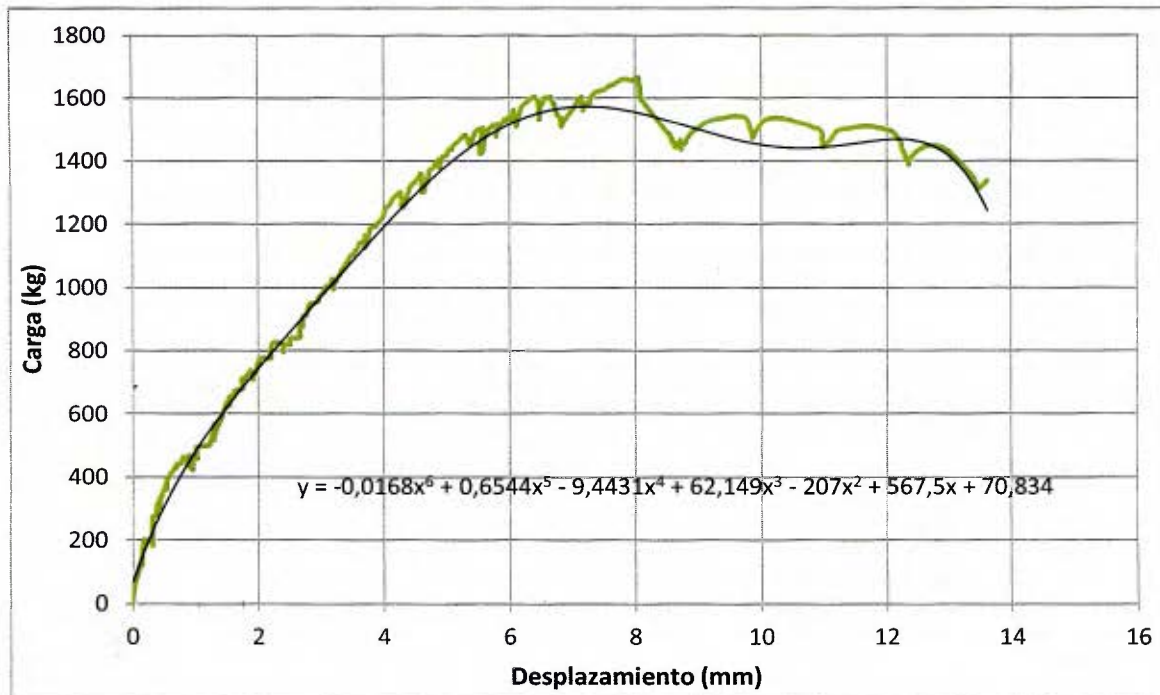


Figura 69. Gráfico de Carga-Desplazamiento del Muro 1.

De la figura anterior se obtienen los siguientes valores:

$$P_{\text{máx}} = 1667 \text{ kg}$$

$$\Delta_u = 13,62 \text{ mm}$$

$$0,4 P_{\text{máx}} = 667 \text{ kg}$$

$$\Delta_E = 1,68 \text{ mm}$$

$$K_E = 397,96$$

$A = 16320$, obtenido de la integración de la ecuación que describe la curva.

Por lo tanto, con estos datos se puede obtener la P_{cedencia} .

$$P_{ced} = \left(13,62 - \sqrt{(13,62)^2 - \frac{2 \times 16320}{397,96}} \right) \times 397,96 = 1372 \text{ kg}$$

$$\Delta_{ced} = 3,45 \text{ mm}$$

En la Figura 70 se presenta la curva Carga-Desplazamiento que presentó el Muro 1 junto con la curva elasto-plástica de energía equivalente obtenida.

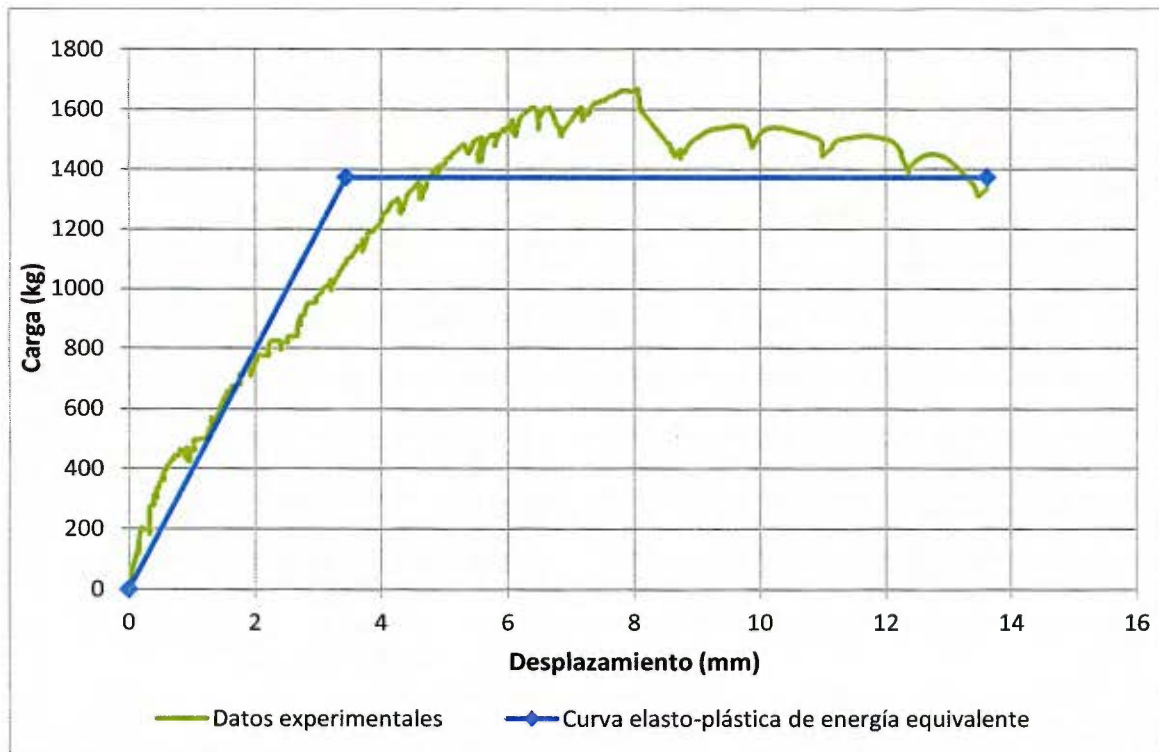


Figura 70. Curva elasto-plástica de energía equivalente del Muro 1.

La ductilidad D se obtiene de la razón entre el desplazamiento último y el desplazamiento de cedencia.

$$D = \frac{\Delta_u}{\Delta_{ced}} = \frac{13,62}{3,45} = 3,95$$

F.2 Muro 2: muro integral

En la Figura 71 se observa la curva de Carga-Desplazamiento que presentó el Muro 2 durante la prueba realizada.

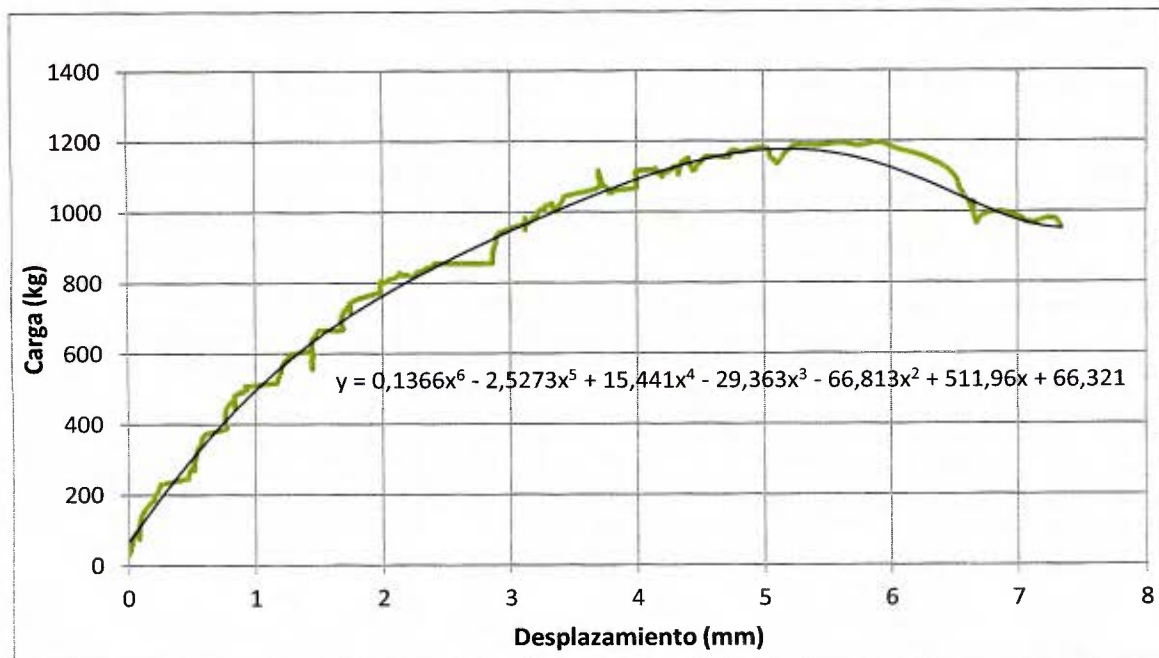


Figura 71. Gráfico de Carga-Desplazamiento del Muro 2.

De la figura anterior se obtienen los siguientes valores:

$$P_{\text{máx}} = 1192 \text{ kg}$$

$$\Delta_u = 7,34 \text{ mm}$$

$$0,4 P_{\text{máx}} = 477 \text{ kg}$$

$$\Delta_E = 0,947 \text{ mm}$$

$$K_E = 503,7$$

$A = 6487$, obtenido de la integración de la ecuación que describe la curva.

Por lo tanto, con estos datos se puede obtener la P_{cedencia} .

$$P_{ced} = \left(7,34 - \sqrt{(7,34)^2 - \frac{2 \times 6487}{503,7}} \right) \times 503,7 = 1026 \text{ kg}$$

$$\Delta_{ced} = 2,04 \text{ mm}$$

En la Figura 72 se presenta la curva Carga-Desplazamiento que presentó el Muro 2 junto con la curva elasto-plástica de energía equivalente obtenida.

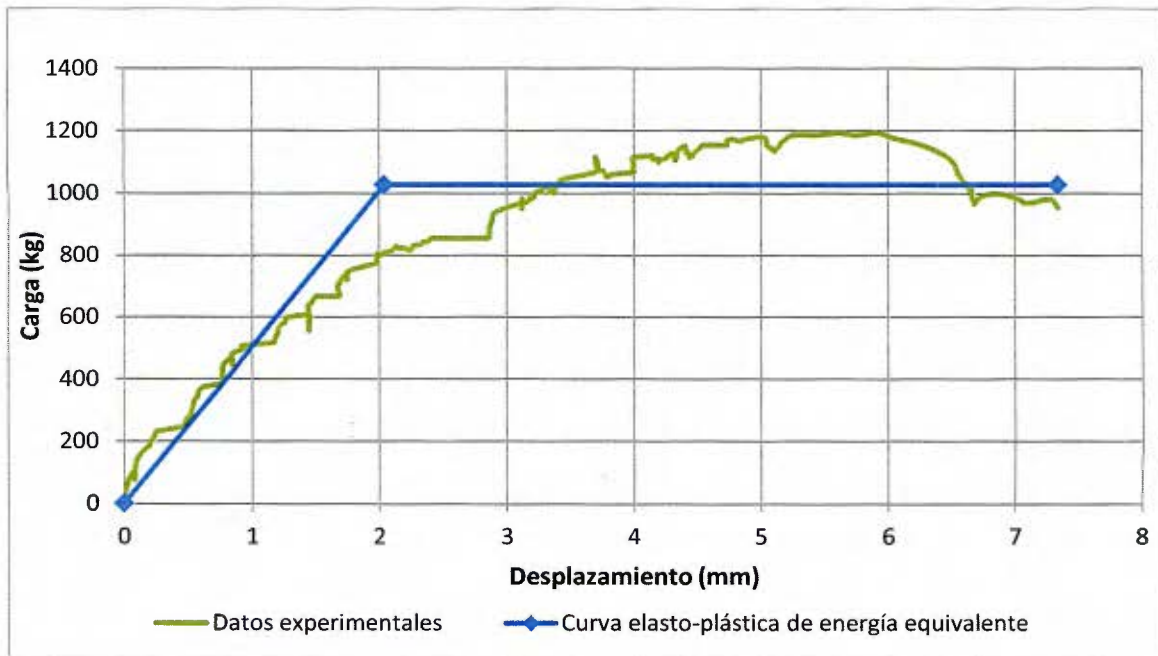


Figura 72. Curva elasto-plástica de energía equivalente del Muro 2.

La ductilidad D se obtiene de la razón entre el desplazamiento último y el desplazamiento de cedencia.

$$D = \frac{\Delta_u}{\Delta_{ced}} = \frac{7,34}{2,04} = 3,60$$

F.3 Muro 3: muro confinado

En la Figura 73 se observa la curva de Carga-Desplazamiento que presentó el Muro 3 durante la prueba realizada.

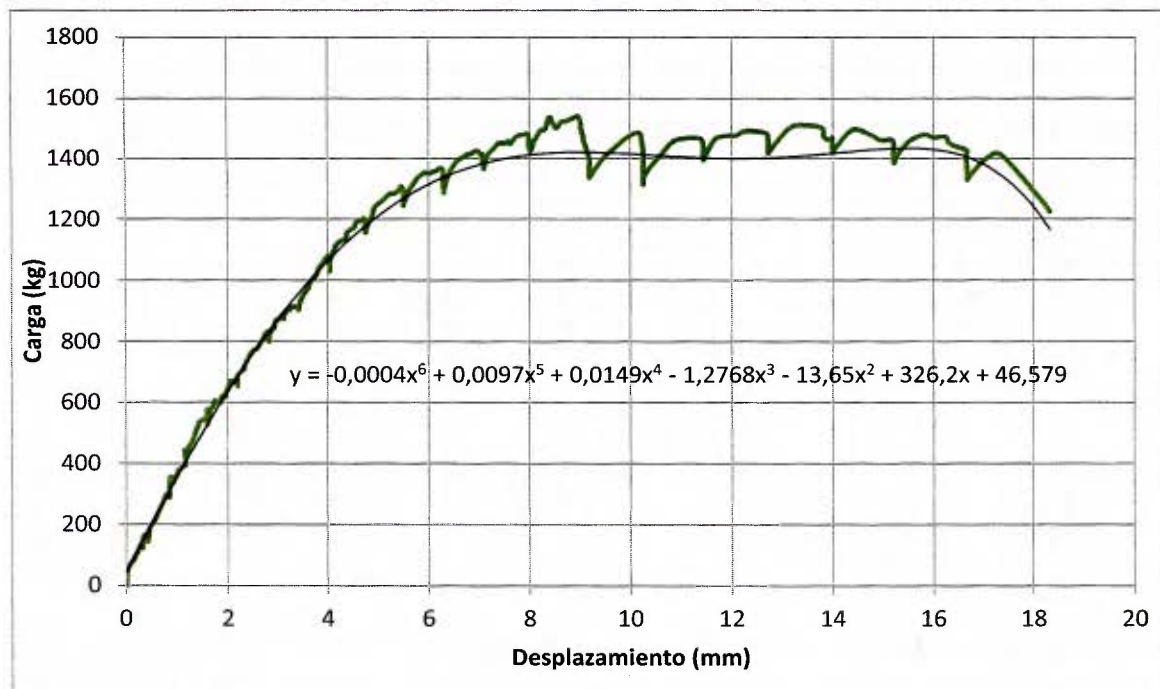


Figura 73. Gráfico de Carga-Desplazamiento del Muro 3.

De la figura anterior se obtienen los siguientes valores:

$$P_{\text{máx}} = 1540 \text{ kg}$$

$$\Delta_U = 18,33 \text{ mm}$$

$$0,4 P_{\text{máx}} = 616 \text{ kg}$$

$$\Delta_E = 1,90 \text{ mm}$$

$$K_E = 324,21$$

$A = 19355$, obtenido de la integración de la ecuación que describe la curva.

Por lo tanto, con estos datos se puede obtener la P_{cedencia} .

$$P_{ced} = \left(18,33 - \sqrt{(18,33)^2 - \frac{2 \times 19355}{324,21}} \right) \times 324,21 = 1171 \text{ kg}$$

$$\Delta_{ced} = 3,61 \text{ mm}$$

En la Figura 74 se presenta la curva Carga-Desplazamiento que presentó el Muro 3 junto con la curva elasto-plástica de energía equivalente obtenida.

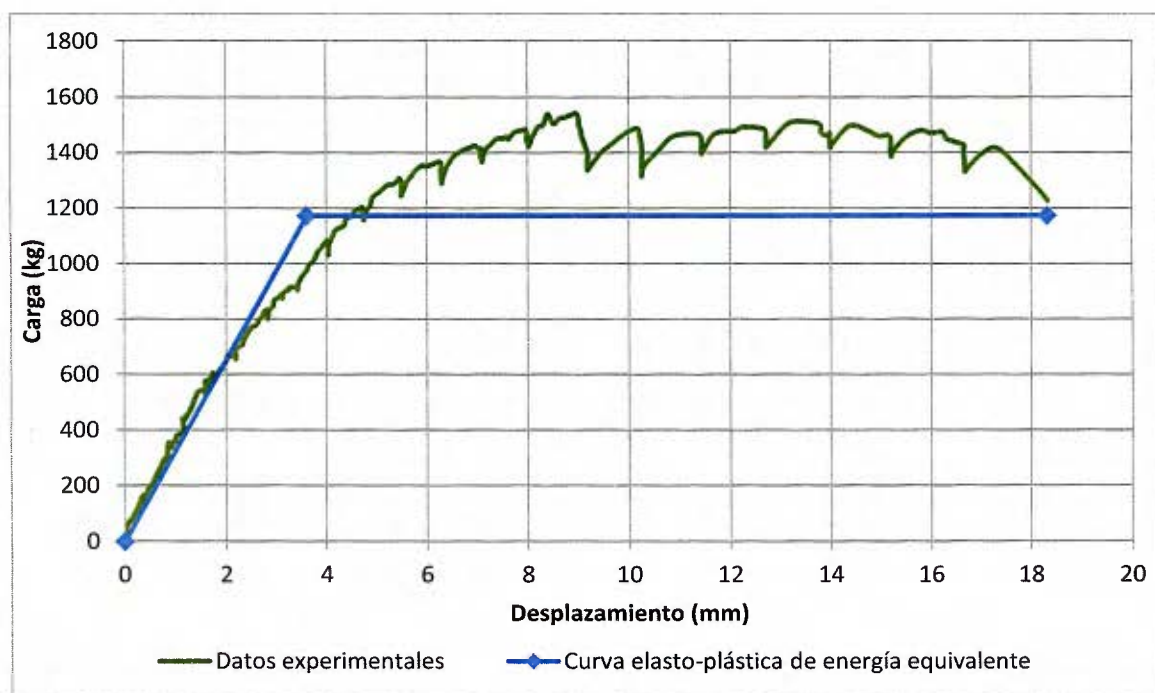


Figura 74. Curva elasto-plástica de energía equivalente del Muro 3.

La ductilidad D se obtiene de la razón entre el desplazamiento último y el desplazamiento de cedencia.

$$D = \frac{\Delta_u}{\Delta_{ced}} = \frac{18,33}{3,61} = 5,08$$

F.4 Muro 4: muro integral

En la Figura 75 se observa la curva de Carga-Desplazamiento que presentó el Muro 4 durante la prueba realizada.

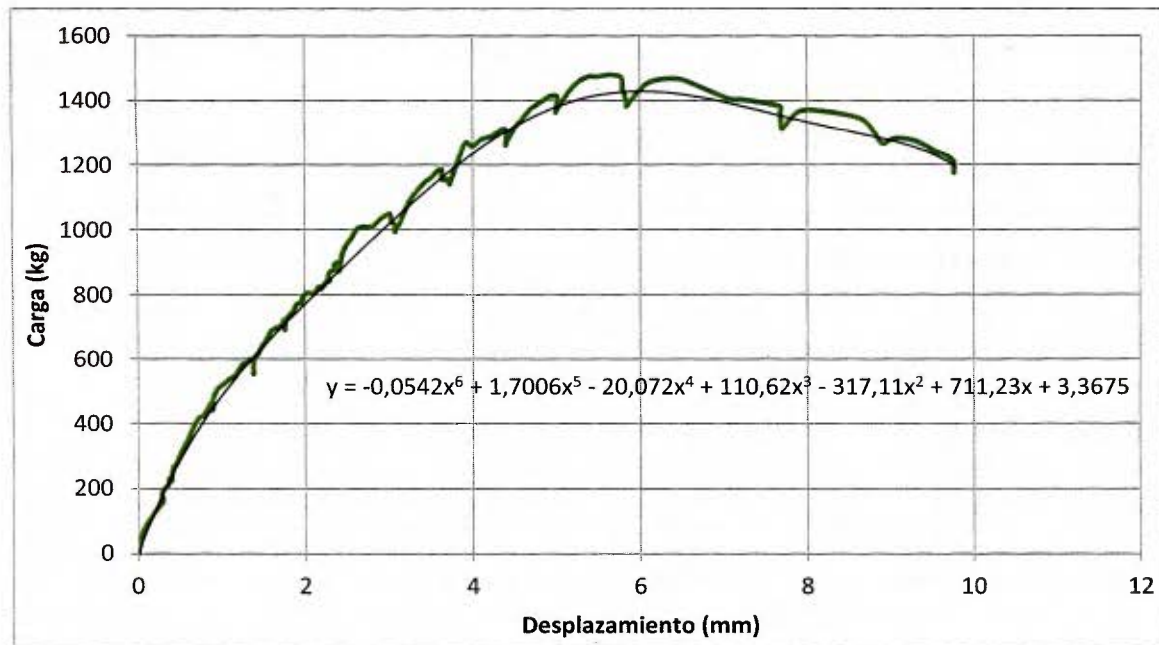


Figura 75. Gráfico de Carga-Desplazamiento del Muro 4.

De la figura anterior se obtienen los siguientes valores:

$$P_{\text{máx}} = 1481 \text{ kg}$$

$$\Delta_u = 9,76 \text{ mm}$$

$$0,4 P_{\text{máx}} = 592 \text{ kg}$$

$$\Delta_E = 1,33 \text{ mm}$$

$$K_E = 445,11$$

$A = 10721$, obtenido de la integración de la ecuación que describe la curva.

Por lo tanto, con estos datos se puede obtener la P_{cedencia} .

$$P_{ced} = \left(9,76 - \sqrt{(9,76)^2 - \frac{2 \times 10721}{445,11}} \right) \times 445,11 = 1290 \text{ kg}$$

$$\Delta_{ced} = 2,90 \text{ mm}$$

En la Figura 76 se presenta la curva Carga-Desplazamiento que presentó el Muro 3 junto con la curva elasto-plástica de energía equivalente obtenida.

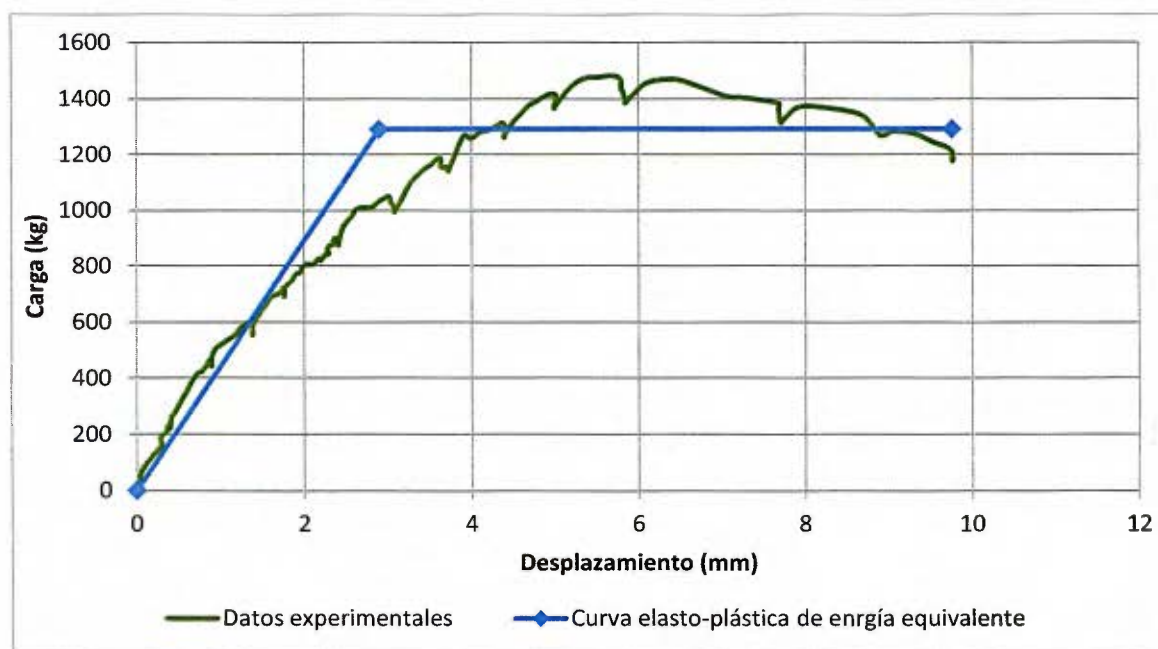


Figura 76. Curva elasto-plástica de energía equivalente del Muro 4.

La ductilidad D se obtiene de la razón entre el desplazamiento último y el desplazamiento de cedencia.

$$D = \frac{\Delta_u}{\Delta_{ced}} = \frac{9,76}{2,90} = 3,37$$