

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSGRADO

INFLUENCIA DE LA RELACIÓN DE ASPECTO EN EL COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS
LATERALES DE MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA CONFINADA

Tesis sometida a la consideración de la Comisión del Programa de Estudios de
Posgrado en Ingeniería Civil para optar al grado de Maestría Académica en Ingeniería
Civil

PRISCILA SALAS FERNÁNDEZ

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, Costa Rica

2022

Dedicatoria

A mi madre,
feroz guerrera, pilar de vida.
Por su apoyo incondicional,
imprescindible,
inigualable.

Agradecimientos

A mi madre, por su apoyo incomparable a lo largo de mis años académicos, siempre en pro de alcanzar mis sueños y metas. Sin su amor, inteligencia, fuerza y guía llegar hasta aquí habría sido imposible.

A Daniel, por estar a mi lado en los momentos más difíciles, por apoyarme y ayudarme durante todo el camino. Gracias infinitas.

A mi director de tesis, Diego Hidalgo. Le agradezco muchísimo la oportunidad, su guía y su paciencia durante todo el proyecto. A mis asesores, don Alejandro Navas y don Guillermo González, por su imprescindible y valiosa colaboración.

Al CONICIT, por el financiamiento que hizo posible el desarrollo de este importante proyecto.

Al Lanamme, personal de laboratorio y todas las personas que de una u otra forma colaboraron en este proyecto desde su concepción hasta el día de hoy y lo hicieron posible.

Esta tesis fue aceptada por la comisión del Programa de Estudios de Posgrado en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, como requisito parcial para optar por el grado de Maestría Académica en Ingeniería Civil.

Dr. Víctor Schmidt Díaz
**Representante de la Decana
Sistema de Estudios de Posgrado**

PhD. Diego Hidalgo Leiva
Director de tesis

M.Sc. Alejandro Navas Carro
Asesor de tesis

PhD. Guillermo González Beltrán
Asesor de tesis

PhD. María José Rodríguez Roblero
Representante del Director del Programa de Posgrado en Ingeniería Civil

Priscila Salas Fernández
Candidata

TABLA DE CONTENIDOS

Portada	i
Dedicatoria	ii
Agradecimientos	iii
Hoja de aprobación	iv
Tabla de contenidos	v
Resumen	ix
Lista de cuadros	x
Lista de figuras	xi
Lista de abreviaturas	xvi
1 INTRODUCCIÓN Y GENERALIDADES	1
1.1 Introducción	1
1.2 Marco de la investigación	1
1.3 Objetivo General	2
1.4 Objetivos Específicos.....	2
1.5 Alcance y limitaciones	2
1.5.1 Alcance del proyecto.....	2
1.5.2 Carga axial	4
1.5.3 Detallado y construcción de los muros de mampostería.....	4
1.5.4 Control de propiedades mecánicas de los materiales	5
1.5.5 Afectaciones externas a la Investigación	5
1.5.6 Limitaciones	6
1.6 Hipótesis.....	6
1.7 Justificación e importancia.....	6
1.8 Estado del Arte	7
1.8.1 Cálculo de la rigidez agrietada en muros de mampostería en códigos de diseño	7

1.8.2	Cálculo de la rigidez agrietada para elementos de concreto reforzado en códigos de diseño ¹⁰	
1.8.3	Respuesta deficiente de sistemas sismorresistentes a base de muros de mampostería y estudios experimentales chilenos.....	12
1.8.4	Comportamiento de muros de corte de mampostería totalmente rellena fallando a flexión: Resultados experimentales (Shedid et al., 2008)	18
1.8.5	Análisis del comportamiento ante carga cíclica de muros de mampostería confinada reforzada con diferentes relaciones de aspecto, Picado (2019).....	18
1.8.6	Otras investigaciones locales	19
1.8.7	Cálculo de la rigidez agrietada: enfoque de Shing et al. (1990) y Priestley y Hart (1989)	21
1.9	Marco Teórico	24
1.9.1	Sistema de mampostería reforzada confinada	24
1.9.2	Relación de aspecto y comportamiento correspondiente en muros de mampostería	24
1.9.3	Parámetros de estudio	30
1.10	Antecedentes experimentales	40
1.10.1	Etapas previas a construcción de muros.....	41
1.10.2	Construcción de los muros.....	42
1.10.3	Programa experimental	49
1.11	Metodología.....	54
1.11.1	Fase teórica inicial.....	54
1.11.2	Fase experimental.....	54
1.11.3	Fase de análisis.....	55
2	RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	65
2.1	Curvas de histéresis.....	65
2.2	Diagramas bilineales	67
2.2.1	Relación de aspecto $hl = 0.5$	71
2.2.2	Relación de aspecto $hl=0.75$	74

2.2.3	Relación de aspecto $hl=1$	77
2.2.4	Relación de aspecto $hl=1.5$	80
2.2.5	Relación de aspecto $hl=2$	83
2.2.6	Comparación por grupos.....	85
2.3	Rigidez experimental.....	90
2.4	Ductilidad	94
2.5	Carga lateral experimental.....	97
2.6	Degradación de la rigidez.....	102
2.6.1	Parámetros de degradación de rigidez	105
2.7	Disipación de energía	106
2.8	Amortiguamiento viscoso equivalente	114
3	ANÁLISIS DE RESULTADOS	117
3.1	Curvas de fuerza desplazamiento y diagramas bilineales.....	117
3.2	Comparación de rigidez experimental versus teórica.....	124
3.3	Degradación de la rigidez.....	126
3.4	Ductilidad	128
3.5	Resistencia de cortante.....	130
3.6	Disipación de energía	131
3.7	Amortiguamiento viscoso equivalente	132
4	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	133
5	REFERENCIAS	136
5.1	NORMAS CONSULTADAS.....	140
6	ANEXOS	143
6.1	ANEXO A: Terminología ASTM E2126	143
6.2	ANEXO B: Curvas histeréticas y envolventes de muros	145
6.3	ANEXO C: Diagramas bilineales no utilizados en el análisis	156

6.4	ANEXO D: Degradación de la rigidez, energía disipada y amortiguamiento histerético	164
6.5	ANEXO E: Resultados de ensayos de materiales.....	190
6.5.1	Cemento.....	190
6.5.2	Agregados.....	190
6.5.3	Acero de refuerzo.....	193
6.5.4	Bloques de mampostería	194
6.5.5	Concreto.....	195
6.5.6	Mortero de pega	196
6.5.7	Resistencia de la mampostería	197
6.6	ANEXO F: Fotografías de muros ensayados	198

Salas Fernández Priscila

Influencia de la relación de aspecto en el comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería reforzada confinada

Proyecto de graduación de Posgrado para optar al grado y título de Maestría Académica en Ingeniería Civil con énfasis en estructuras.

P. Salas F., 2022

RESUMEN

El presente trabajo estudia la influencia de la relación de aspecto en el comportamiento de muros de mampostería reforzada confinada al ser sometidos a cargas laterales cíclicas. Asimismo, se analizan otros parámetros estructurales, como la resistencia lateral, ductilidad, energía disipada y amortiguamiento histerético.

En el marco de esta investigación se construyeron 14 paredes en escala natural, de las cuales, 8 fueron sometidas a una “precarga”, es decir, su falla se detuvo a un nivel de daño determinado para luego ser reparadas y falladas nuevamente, esta vez hasta el desplazamiento último. Para este trabajo se utilizaron los datos de fallas de todos los muros, por lo que se analizaron un total de 22 muros. Las relaciones de aspecto estudiadas fueron 0.5, 0.75, 1, 1.5 y 2. A partir de los datos de falla de estos muros se obtuvieron diagramas de histéresis y diagramas bilineales idealizados.

Los resultados mostraron que el método para el cálculo de la rigidez teórica calculada a partir de la inercia y área efectivas utilizadas actualmente en el CSCR-2010/14 (CFIA, 2016) es poco conservador para el cálculo de la rigidez real.

De acuerdo con los datos experimentales de este estudio y el análisis realizado no hay una relación o patrón en función de la relación de aspecto para la rigidez o para la degradación de la rigidez al aumentar los ciclos de carga. Asimismo, los resultados relacionados con resistencia lateral, ductilidad, disipación de energía y amortiguamiento fueron similares a las de investigaciones relacionadas y dentro de valores que pueden considerarse típicos. P.S.F.

RELACIÓN DE ASPECTO, MURO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA REFORZADA, RIGIDEZ ELÁSTICA, ESCALA NATURAL

Dr.-Ing. Diego Hidalgo Leiva

Posgrado en Ingeniería Civil

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1-1. Distribución de muros en los distintos grupos y sus relaciones de aspecto.....	3
Cuadro 1-2. Dimensiones de los muros para cada relación de aspecto.....	4
Cuadro 1-3. Tabla de rigideces asumidas para el modelado de estructuras de concreto en diferentes códigos de diseño.....	11
Cuadro 1-4. Resumen de las expresiones para el cálculo teórico de la resistencia de cortante utilizadas por Ramírez et al. (2016) para cada referencia.....	14
Cuadro 1-5. Resumen de resultados obtenidos por Ramírez et al. (2016).....	16
Cuadro 1-6. Normativas ASTM utilizadas para el proceso experimental. Tomado de Picado (2019).....	41
Cuadro 1-7. Requerimientos mecánicos de los componentes de mampostería Clase A de acuerdo con el Código Sísmico de Costa Rica 2010/14.....	43
Cuadro 1-8. Métodos de reparación de los muros de los grupos 2 y 3.....	53
Cuadro 2-1. Asignación de nomenclatura a los muros del estudio.....	65
Cuadro 2-2. Resumen de los esquemas de carga y métodos de idealización bilineal utilizados para los diferentes muros de esta investigación.....	69
Cuadro 2-3. Resumen de resultados de rigideces elásticas experimentales (KE) y fuerzas de fluencia (V_y) para muros del método I (Grupo 1, 4 y 5).....	90
Cuadro 2-4. Resumen de resultados de rigideces elásticas experimentales (KE), fuerzas de fluencia y VE para muros del método II (Grupos 2 y 3).....	90
Cuadro 2-5. Resumen de rigideces teóricas y promedio de rigideces experimentales.....	91
Cuadro 2-6. Comparación de rigideces en muros originales (Grupo 2 y 3) vs reparados (Grupo 4 y 5).....	92
Cuadro 2-7. Resumen de los desplazamientos de fluencia (Δy) y último Δu para los muros del método I.....	94
Cuadro 2-8. Resumen de los desplazamientos elásticos idealizados (ΔE) y en el estado límite de resistencia máxima (Δmax) para los muros del método II.....	94
Cuadro 2-9. Ductilidades (μ) asociadas a los muros del método I.....	95
Cuadro 2-10. Ductilidades (μMR) asociadas a los muros del método II.....	95
Cuadro 2-11. Resultados experimentales de resistencia máxima absoluta ($Vmax$) y resistencia por unidad de longitud resistida por los muros ($vmax$) de los grupos 2 y 3 con respecto al grupo 1.....	97
Cuadro 2-12. Resistencia máxima lateral de muros reparados en relación con su precarga.....	99

Cuadro 2-13. Comparación de la capacidad nominal de cortante con la resistencia experimental alcanzada.....	100
Cuadro 2-14. Parámetros de degradación de rigidez de Tomazevic (1999).	105

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1. Comparación de resultados analíticos y experimentales de la resistencia de cortante de muros de mampostería.....	15
Figura 1-2. Comparación de valores de rigidez obtenidos utilizando las ecuaciones de Shing et al. (1990) y Priestley y Hart (1989)	23
Figura 1-3. Montaje experimental para investigación realizada por Ramírez et al.	25
Figura 1-4. Montaje experimental para esta investigación	26
Figura 1-5. Mecanismos de falla en flexión a) Falla dúctil por flexión b) Por adherencia y c) Inestabilidad fuera del plano	26
Figura 1-6. Mecanismos de falla por cortante a) Tensión diagonal y b) Deslizamiento horizontal (en la base).....	27
Figura 1-7. Ilustración conceptual de la influencia de la relación de aspecto en el comportamiento inelástico de los muros	27
Figura 1-8. Efecto de la relación de aspecto y carga axial en el comportamiento esperado de muros de corte de mampostería.	28
Figura 1-9. (a) Comparación de comportamiento de muro en voladizo como viga (b) Diagramas de cortante y momento para carga aplicada en el extremo.....	29
Figura 1-10. Modelos de rigidez para muros a) en voladizo b) empotrado - libre traslación y rotación restringida.....	31
Figura 1-11. Patrón de agrietamiento y curvas de fuerza-deformación para muros de mampostería dominados por cortante.....	33
Figura 1-12. Patrón de agrietamiento y curvas de fuerza-deformación para muros de mampostería dominados por flexión.....	34
Figura 1-13. Diagrama de fuerza-desplazamiento para a) Respuesta elástica; b) Respuesta inelástica c) Regla de desplazamientos equivalentes	36
Figura 1-14. Diagrama bilineal idealizado con comportamiento elastoplástico perfecto	36
Figura 1-15. Diagrama bilineal idealizado para definiciones alternativas de ductilidad	37
Figura 1-16. Representación de la energía disipada y la energía suministrada en un ciclo de carga.	39

Figura 1-17. Dimensiones del muro de mampostería de relación de aspecto $hl= 0.5$. Cotas en cm.....	43
Figura 1-18. Dimensiones del muro de mampostería de relación de aspecto $hl= 0.75$. Cotas en cm.....	44
Figura 1-19. Dimensiones del muro de mampostería de relación de aspecto $hl= 1$. Cotas en cm.	44
Figura 1-20. Dimensiones del muro de mampostería de relación de aspecto $hl= 1.5$. Cotas en cm.....	45
Figura 1-21. Dimensiones del muro de mampostería de relación de aspecto $hl = 2$	45
Figura 1-22. (a) Armadura de cimentación (b) Ductos para pernos de anclaje (c) Ajustes en piso fuerte.....	46
Figura 1-23. (a) Armadura encofrada (b) Galgas extensométricas con protección	47
Figura 1-24. (a) Paño de mampostería terminado (b) Ventanas de inspección en hilada inferior	48
Figura 1-25. (a) Encofrado de elementos de borde (b) Ajuste de pernos en viga corona	48
Figura 1-26. Muros finalizados y en proceso de curado	49
Figura 1-27. Esquema de instrumentación de los muros	50
Figura 1-28. Esquema de montaje experimental del espécimen de muro de corte.....	51
Figura 1-29. Especimen montado en piso fuerte del laboratorio	52
Figura 1-30. Programa de desplazamientos cíclicos del método B.....	53
Figura 1-31. Ejemplo de una curva de histéresis con su respectiva envolvente	56
Figura 1-32. Ejemplo de la curva envolvente promedio.	56
Figura 1-33. Representación de energía disipada por el muro (a) y método de aproximación bilineal EEEP (b).....	57
Figura 1-34. Ejemplo de curva de Energía Elasto-Plástica Equivalente y curva envolvente: a) Caso $V_u = 0.8 V_{max}$ b) Caso $V_u \geq 0.8 V_{max}$	59
Figura 1-35. Diagrama de Idealización bilineal de curva $F-\Delta$	61
Figura 1-36. Degradación de la rigidez de los muros ensayados por Ramírez et al., 2016.	62
Figura 2-1. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $hl=1.5$ del Grupo 1	66
Figura 2-2. Diagrama bilineal y curva envolvente para el muro H ($hl=1$ del Grupo 2), dirección negativa, utilizando el método I.	68
Figura 2-3. Diagrama bilineal y curva envolvente para el muro A ($hl=0.5$ del Grupo 1), dirección negativa, utilizando el método II.	69
Figura 2-4. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro A – método I	71
Figura 2-5. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro F – método II.....	71

Figura 2-6. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro K – método II	72
Figura 2-7. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro F' – método I.....	72
Figura 2-8. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro K' – método I.....	73
Figura 2-9. Comparación de diagramas bilineales de $hl = 0.5$	73
Figura 2-10. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro B – método I	74
Figura 2-11. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro G – método II	74
Figura 2-12. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro L – método II.....	75
Figura 2-13. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro F' – método I.....	75
Figura 2-14. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro L' – método I.....	76
Figura 2-15. Comparación de diagramas bilineales de $hl = 0.75$	76
Figura 2-16. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro C – método I	77
Figura 2-17. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro H – método II	77
Figura 2-18. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro M – método II	78
Figura 2-19. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro H' – método I	78
Figura 2-20. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro M' – método I	79
Figura 2-21. Comparación de diagramas bilineales de $hl = 1$	79
Figura 2-22. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro M – método I	80
Figura 2-23. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro I – método II.....	80
Figura 2-24. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro N – método II	81
Figura 2-25. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro I' – método I.....	81
Figura 2-26. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro N' – método I	82
Figura 2-27. Comparación de diagramas bilineales de $hl = 1.5$	82
Figura 2-28. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro E – método II.....	83
Figura 2-29. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro J – método II	83
Figura 2-30. Comparación de diagramas bilineales de $hl = 2$	84
Figura 2-31. Comparación de envolventes del grupo 1	85
Figura 2-32. Comparación de diagramas bilineales del grupo 1.....	85
Figura 2-33. Comparación de envolventes del grupo 2	86
Figura 2-34. Comparación de diagramas bilineales del grupo 2.....	86
Figura 2-35. Comparación de envolventes del grupo 3	87
Figura 2-36. Comparación de diagramas bilineales del grupo 3.....	87
Figura 2-37. Comparación de envolventes del grupo 4	88
Figura 2-38. Comparación de diagramas bilineales del grupo 4.....	88
Figura 2-39. Comparación de envolventes del grupo 5	89
Figura 2-40. Comparación de diagramas bilineales del grupo 5.....	89

Figura 2-41. Variación de la rigidez en función de la relación de aspecto y comparación con datos teóricos.	92
Figura 2-42. Recuperación de la rigidez de los muros reparados con respecto a los muros originales.	93
Figura 2-43. Variación de la ductilidad (promedio, μ) en función de la relación de aspecto para los muros del método I.	96
Figura 2-44. Variación de la ductilidad (promedio, μ_{MR}) en función de la relación de aspecto para los muros del método II.	96
Figura 2-45. Variación de la resistencia máxima absoluta con la relación de aspecto.	98
Figura 2-46. Variación de la resistencia máxima por unidad de longitud con la relación de aspecto.	98
Figura 2-47. Comparación de las resistencias laterales máximas obtenidas en los muros reparados con respecto a sus precargas.	99
Figura 2-48. Comparación de los valores experimentales de resistencia de cortante con los valores teóricos del CSCR 2010/14 y el Borrador del nuevo CSCR.	101
Figura 2-49. Diferencia entre valores teóricos y experimentales en función de la relación de aspecto.	101
Figura 2-50. Degradación de la rigidez en función de la deriva para los muros del grupo 1....	102
Figura 2-51. Degradación de la rigidez en función de la deriva para los muros del grupo 2....	103
Figura 2-52. Degradación de la rigidez en función de la deriva para los muros del grupo 3....	103
Figura 2-53. Degradación de la rigidez en función de la deriva para los muros del grupo 4....	104
Figura 2-54. Degradación de la rigidez en función de la deriva para los muros del grupo 5....	104
Figura 2-55. Valores de α y β en función de la relación de aspecto.	106
Figura 2-56. Energía disipada acumulada en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 1.	107
Figura 2-57. Energía disipada acumulada en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 2.	107
Figura 2-58. Energía disipada acumulada en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 3.	108
Figura 2-59. Energía disipada acumulada en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 4.	108
Figura 2-60. Energía disipada acumulada en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 4.	109
Figura 2-61. Energía disipada por serie en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 1.	109

Figura 2-62. Energía disipada por serie en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 2.....	110
Figura 2-63. Energía disipada por serie en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 3.....	110
Figura 2-64. Energía disipada por serie en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 4.....	111
Figura 2-65. Energía disipada por serie en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 5.....	111
Figura 2-66. Energía disipada por serie en función del nivel de desplazamiento para los muros originales.....	112
Figura 2-67. Energía disipada por serie en función del nivel de desplazamiento para los muros reparados.....	113
Figura 2-68. Amortiguamiento viscoso equivalente en función del nivel de desplazamiento para los muros del grupo 1.....	114
Figura 2-69. Amortiguamiento viscoso equivalente en función del nivel de desplazamiento para los muros del grupo 2.....	114
Figura 2-70. Amortiguamiento viscoso equivalente en función del nivel de desplazamiento para los muros del grupo 3.....	115
Figura 2-71. Amortiguamiento viscoso equivalente en función del nivel de desplazamiento para los muros del grupo 4.....	115
Figura 2-72. Amortiguamiento viscoso equivalente en función del nivel de desplazamiento para los muros del grupo 4.....	116
Figura 3-1. Comparación de envolventes de relación $h/l=0.5$	119
Figura 3-2. Comparación de envolventes de relación $hl=0.75$	120
Figura 3-3. Comparación de envolventes de relación $hl=1$	121
Figura 3-4. Comparación de envolventes de relación $hl=1.5$	122
Figura 3-5. Comparación de envolventes de relación $hl=2$	123

LISTA DE ABREVIATURAS

A = área bajo la curva envolvente desde el origen hasta el desplazamiento último resistido por el espécimen

A_c = área de sección transversal de columna, cm^2 .

A_e = área efectiva de la sección transversal, cm^2 .

A_{eq} = área equivalente de la sección transversal, cm^2 .

A_g = área gruesa de la sección transversal, cm^2 .

A_{sh} = área de la barra de refuerzo transversal, cm^2 .

b_w = espesor efectivo del muro, cm .

d = distancia desde la fibra extrema en compresión a la capa de acero más alejada, cm .

d_m = distancia desde la fibra extrema en compresión de la mampostería a la capa de acero más alejada, cm .

E_c = módulo de elasticidad del concreto, kg/cm^2 .

E_m = módulo de elasticidad de la mampostería, kg/cm^2 .

E_{dis} = energía disipada por el muro, $\text{t}\cdot\text{mm}$.

E_{sum} = energía suministrada al muro, $\text{t}\cdot\text{mm}$.

$E_{dis,i}$ = energía disipada en cada ciclo de carga, $\text{kg}\cdot\text{cm}$

f_c = esfuerzo axial a compresión del muro, kg/cm^2 .

f'_c = resistencia a compresión del concreto, kg/cm^2 .

f'_m = resistencia a compresión de la mampostería, kg/cm^2 .

f_y = esfuerzo de fluencia del acero, kg/cm^2 .

G = módulo de elasticidad de cortante del material, kg/cm^2 .

G' = módulo de cortante secante en desplazamientos específicos multiplicado por la relación de aspecto, t/mm .

h = altura geométrica del muro, medida desde la parte superior de la cimentación, hasta la parte superior de la viga corona, cm .

h_{ef} = altura donde el diagrama de momentos del muro es cero, cm.

I_e = inercia efectiva de una sección, cm⁴.

I_{eq} = inercia equivalente de una sección, cm⁴.

I_g = inercia gruesa de la sección, cm⁴.

$I_{e,PH}$ = módulo de inercia efectivo de un muro propuesto por Priestley y Hart (1989), cm⁴.

k_b = rigidez a flexión del elemento, t/mm.

k_v = rigidez cortante del elemento, t/mm.

K_e = rigidez cortante elástica de la idealización bilineal, t/mm.

K_0 = rigidez secante inicial, en el primer lazo de histéresis, mm.

$K_{ce,PH}$ = rigidez propuesta por Priestley y Hart (1989) para un muro sin agrietar, considera componentes de flexión y cortante, para muros en voladizo.

$K_{fe,PH}$ = rigidez propuesta por Priestley y Hart (1989) para un muro sin agrietar, considera componentes de flexión y cortante, para muros doblemente empotrados.

$K_{e,Shing}$ = rigidez empírica determinada por Shing et al. (1990), t/mm.

$K_{cortante,Shing}$ = rigidez cortante determinada por Shing et al. (1990), t/mm.

K_{el} = rigidez elástica, t/mm.

$K_{s,i}$ = rigidez secante de cada ciclo de carga, t/mm.

k_{total} = suma de rigidez cortante y a flexión del elemento, rigidez teórica t/mm

l = longitud geométrica del muro, incluyendo el paño de mampostería y los elementos de borde, cm.

M_u = momento último en la sección, kg·cm.

P_f = carga axial mayorada, kg.

S_h = separación del refuerzo horizontal, cm.

V_E = fuerza lateral en el límite elástico idealizado, t.

V_{exp} = valor experimental de resistencia de cortante, kg.

V_{LE} = resistencia correspondiente al punto del límite elástico, mm.

V_n = capacidad nominal o teórica de resistencia de cortante, kg.

V_m = aporte a capacidad cortante de la mampostería, kg.

V_{max} = carga máxima absoluta resistida por el espécimen, t.

$V_{max,i}$ = fuerza lateral máxima en un ciclo de carga, t.

V_{MR} = fuerza lateral en el estado límite de máxima resistencia, t.

V_s = aporte a capacidad cortante del refuerzo de la mampostería, kg.

V_n = cortante nominal en la sección, kg.

V_u = cortante último en la sección, kg.

V_y = resistencia de fluencia en la sección, kg.

α, β = parámetros de degradación de la rigidez

Δ_E = desplazamiento elástico idealizado (método II), mm.

Δ_{LE} = desplazamiento correspondiente al punto del límite elástico, mm.

Δ_{MR} = desplazamiento en el estado límite de máxima resistencia (método II), mm.

Δ_u = desplazamiento último, cm.

Δ_y = desplazamiento de fluencia, cm.

Δ_{ye} = desplazamiento de fluencia efectivo, cm.

$\Delta \%, \delta$ = nivel de desplazamiento o deriva, cm.

Δ_e = desplazamiento en la parte superior del espécimen en $0.4 V_{max}$, en la curva envolvente, cm.

ΔV_{max} = diferencia entre las fuerzas máximas en un ciclo histerético, kg.

$\Delta \theta_{max}$ = es la diferencia entre las deformaciones asociadas con las fuerzas máximas anteriores, cm.

μ = ductilidad del muro, asociada al desplazamiento de fluencia Δ_y y el desplazamiento último Δ_u

μ_{MR} = ductilidad del muro, asociada al desplazamiento elástico idealizado y el desplazamiento en el estado límite de máxima resistencia Δ_{MR}

v_{max} = máxima carga de cortante por unidad de longitud resistida por el espécimen.

$\xi_{eq,i}$ = amortiguamiento viscoso equivalente.



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA

SEP Sistema de
Estudios de Posgrado

Autorización para digitalización y comunicación pública de Trabajos Finales de Graduación del Sistema de Estudios de Posgrado en el Repositorio Institucional de la Universidad de Costa Rica.

Yo, _____, con cédula de identidad _____, en mi condición de autor del TFG titulado _____

Autorizo a la Universidad de Costa Rica para digitalizar y hacer divulgación pública de forma gratuita de dicho TFG a través del Repositorio Institucional u otro medio electrónico, para ser puesto a disposición del público según lo que establezca el Sistema de Estudios de Posgrado. **SI** **NO** *

*En caso de la negativa favor indicar el tiempo de restricción: _____ año (s).

Este Trabajo Final de Graduación será publicado en formato PDF, o en el formato que en el momento se establezca, de tal forma que el acceso al mismo sea libre, con el fin de permitir la consulta e impresión, pero no su modificación.

Manifiesto que mi Trabajo Final de Graduación fue debidamente subido al sistema digital Kerwá y su contenido corresponde al documento original que sirvió para la obtención de mi título, y que su información no infringe ni violenta ningún derecho a terceros. El TFG además cuenta con el visto bueno de mi Director (a) de Tesis o Tutor (a) y cumplió con lo establecido en la revisión del Formato por parte del Sistema de Estudios de Posgrado.

FIRMA ESTUDIANTE

Nota: El presente documento constituye una declaración jurada, cuyos alcances aseguran a la Universidad, que su contenido sea tomado como cierto. Su importancia radica en que permite abreviar procedimientos administrativos, y al mismo tiempo genera una responsabilidad legal para que quien declare contrario a la verdad de lo que manifiesta, puede como consecuencia, enfrentar un proceso penal por delito de perjurio, tipificado en el artículo 318 de nuestro Código Penal. Lo anterior implica que el estudiante se vea forzado a realizar su mayor esfuerzo para que no sólo incluya información veraz en la Licencia de Publicación, sino que también realice diligentemente la gestión de subir el documento correcto en la plataforma digital Kerwá.

1 INTRODUCCIÓN Y GENERALIDADES

1.1 Introducción

Esta tesis se enmarca en una línea de investigación experimental financiada principalmente mediante un fondo restringido manejado por el INII (Instituto de Investigaciones en Ingeniería) de la Universidad de Costa Rica, con apoyo del LanammeUCR. Los recursos del fondo restringido fueron otorgados por el CONICIT. Dentro de esta línea figuran varios proyectos de investigación a nivel de Licenciatura y Maestría.

Este proyecto surge de las observaciones y recomendaciones realizadas por otros investigadores, que apuntan a que algunas características de los muros de mampostería no se estén representando adecuadamente. Los resultados de esta investigación buscan una mejor representación de la realidad física existente en muros de viviendas de este material.

1.2 Marco de la investigación

Este trabajo se enmarca en el Proyecto de Investigación B8503, inscrito ante la Vicerrectoría de Investigación de la Universidad de Costa Rica. Dentro de esta investigación, figuran los trabajos finales de graduación de los estudiantes de grado Andrés Picado (2019) y Natalia Sánchez (2019):

- **Andrés Picado:** *Análisis del comportamiento ante carga cíclica de muros de mampostería confinada reforzada con diferentes relaciones de aspecto.*
- **Natalia Sánchez:** *Verificación de la capacidad de muros de mampostería confinada reforzada al variar la relación de aspecto.*

Además de los proyectos de tesis de maestría de la Ing. Maciel Irías (2021), Ing. Esteban González (2021) y el Ing. Luis Gerardo Campos, este último se encuentra actualmente bajo desarrollo.

- **Ing. Maciel Irías:** *Estudio experimental del reforzamiento de paredes de mampostería confinada reforzadas con malla electrosoldada después de ser sometidas a precarga.*
- **Ing. Luis Campos:** *Verificación del aporte a la capacidad de muros de mampostería mediante la implementación de un refuerzo compuesto con fibras de carbono y una matriz cementicia no epóxica, del tipo FRCM. (Sin publicar).*
- **Ing. Esteban González:** *Correlación digital de imágenes (DIC) aplicada al estudio de muros de mampostería reforzada confinada.*

Para el proyecto de Investigación B8503 se construyeron y fallaron un total de 14 muros de mampostería confinada reforzada, construidos y fallados en tres grupos. Cada grupo tiene

muros con distintas relaciones de aspecto altura/longitud (relación de aspecto, o relación h/l). Los resultados de todos los muros del primer grupo de muros fueron utilizados por Picado (2019) y Sánchez (2019).

El Ing. Esteban González (2021) utilizó uno de los muros del segundo grupo ($h/l=2$), mientras que los ingenieros Luis Campos (relaciones $h/l =0.75$ y 1.5) y Maciel Irías (relaciones $h/l =0.5$ y 1) trabajaron con los muros de los tres grupos de muros.

Al momento de la aprobación del examen de candidatura, el trabajo experimental, es decir, la construcción y falla de estos muros, ya había finalizado. Sin embargo, cabe mencionar que la iniciativa para estudiar la influencia de la relación de aspecto en la rigidez existió desde la concepción del proyecto y se brindó apoyo en las tareas prácticas a lo largo de la fase experimental del segundo y tercer grupo de muros.

Adicionalmente, los muros del segundo y tercer grupo fueron reparados después de una precarga, a lo cual se le denominó cuarto y quinto grupo.

Este proyecto utiliza los datos experimentales de los cinco grupos de muros construidos, por lo que se obtuvo 22 curvas de histéresis. La distribución de los muros en grupos se describe en el cuadro 1-1.

1.3 Objetivo General

Determinar la influencia de la relación de aspecto en el comportamiento de la rigidez en muros de mampostería confinada reforzada.

1.4 Objetivos Específicos

1. Construir diagramas bilineales idealizados de Fuerza-Desplazamiento lateral a partir de las curvas histeréticas de cada uno de los muros fallados en el marco de la investigación.
2. Realizar un análisis comparativo de la degradación de la rigidez en función de la relación de aspecto utilizando los diagramas de histéresis.
3. Comparar la rigidez agrietada teórica del Código Sísmico de Costa Rica 2010/14 (CSCR 2010/14, 2016) y la rigidez agrietada experimental obtenida para las distintas relaciones de aspecto en los muros.

1.5 Alcance y limitaciones

1.5.1 Alcance del proyecto

Las rigideces agrietadas que se compararán en esta investigación son rigideces elásticas.

El proyecto consistió en utilizar los datos de falla de los 14 muros de mampostería confinada construidos y fallados en el marco de la investigación, para analizar la influencia de la relación de aspecto en la rigidez. Los muros de la investigación tienen 5 relaciones h/l y fueron sometidos a ciclos progresivos de carga y descarga lateral.

Estos muros se construyeron y fallaron en grupos, el primero de estos grupos y el muro de $h/l=2$ del grupo 2, se cargaron hasta su falla completa. Los dos grupos subsiguientes (2 y 3), se llevaron hasta un nivel de daño y se detuvo su carga, esto por motivos relacionados con el alcance de las demás investigaciones dentro de las cuales se enmarca este proyecto. Sobre esto se discutirá más adelante.

Posteriormente, estos mismos muros (grupos 2 y 3) fueron reparados y ensayados hasta su falla. A estos muros reparados se les denomina, en este proyecto, grupos 4 y 5, sin embargo, se hace énfasis a que físicamente son los mismos muros de los grupos 2 y 3, reparados y ensayados nuevamente.

Las relaciones de aspecto nominales de los muros y su distribución se muestran en el siguiente cuadro.

Cuadro 1-1. Distribución de muros en los distintos grupos y sus relaciones de aspecto.

Grupo	Relaciones h/l	Descripción
1	0.5, 0.75, 1.0, 1.5 y 2.0	Muros "patrón", carga completa hasta la falla
2	0.5, 0.75, 1.0, 1.5 y 2.0	Falla incompleta, hasta cierto nivel de daño
3	0.5, 0.75, 1.0 y 1.5	Falla incompleta, hasta cierto nivel de daño
4	0.5, 0.75, 1.0 y 1.5	Muros del grupo 2, reparados
5	0.5, 0.75, 1.0 y 1.5	Muros del grupo 3, reparados

Para la reparación de los muros de relación de aspecto de 0.5 y 1.0 se reforzó una de las caras del paño con malla electrosoldada y mortero de alta resistencia (Irías, 2021). Los muros de relación de aspecto de 0.75 y 1.5 fueron reparados mediante el uso de refuerzo compuesto con fibras de carbono y una matriz cementicia no epóxica¹.

Para la construcción de los muros se utilizó bloques de concreto clase A de 15 cm de espesor. Las dimensiones de los muros se muestran en el siguiente cuadro.

¹ Tesis de maestría del Ing. Luis Campos, en proceso de elaboración al momento de publicación de esta investigación.

Cuadro 1-2. Dimensiones de los muros para cada relación de aspecto.

Relación h/l	Ancho (cm)	Alto (cm)
0.5	560	284.5
0.75	380	284.5
1.0	280	284.5
1.5	180	284.5
2	140	284.5

Las relaciones de aspecto se eligieron de modo que se lograra obtener un “abanico” de relaciones de aspecto, que fuera desde las relaciones más esbeltas ($h/l=2$) y bajara de manera gradual hasta una relación de $h/l=0.5$. El laboratorio no cuenta con el equipo y aditamentos para ensayar muros cuyas relaciones de aspecto sean menores que este valor.

El análisis de resultados del presente documento no contempla la descripción y análisis de los modos de falla, debido a que estos han sido abarcados en los trabajos de Picado (2019), Irías (2021) y Campos (por publicarse).

Asimismo, no se realiza la descripción de los métodos de reparación utilizados, estos se pueden encontrar en los trabajos mencionados.

1.5.2 Carga axial

Los muros estudiados en este proyecto no fueron sometidos a precargas axiales, esto debido a que los recursos económicos disponibles no permitieron el análisis de más variables más allá de la relación de aspecto. Sin embargo, la ausencia de precarga axial durante la prueba modela mejor el comportamiento de muros de viviendas de uno o dos niveles.

Al no tener carga axial más allá de su peso propio, se clasifican como *elementos en flexión* y no como *elementos en flexocompresión*. Lo anterior, de acuerdo con la definición de la sección 9.3.4.e del CSCR-2010/14: “se considera elemento en flexocompresión cuando está sujeto a cargas axiales mayores que $0.1f'_m A_e$ ” (CSCR 2010/14, 2016).

1.5.3 Detallado y construcción de los muros de mampostería

Los aspectos por evaluar en la presente investigación requerían fallas de cortante en el paño de mampostería. Durante el proceso de carga del primer grupo de muros, realizado en el 2019, el daño inició en los nudos y se acumuló en este. Las grietas luego se extendieron a los paños de mampostería.

Se determinó (Picado, 2019) que esta problemática fue causada por un inadecuado detallado de los elementos de borde, así como un peralte insuficiente para el desarrollo del refuerzo de los elementos de borde. Por lo tanto, para los grupos subsecuentes se tomaron las precauciones necesarias para que no se repitiera el mismo problema, entre ellas:

- Se aseguró que el refuerzo horizontal se ancle en los extremos con un gancho estándar de 90°, de modo que quede embebido en la columna.
- Para el diseño de las fundaciones se toma en cuenta la configuración del piso fuerte en donde se instalan los muros para su falla, así como los pernos de anclaje.
- La prueba se hace mediante la aplicación de un proceso cíclico de carga y descarga, controlada por desplazamientos hasta alcanzar la falla.

A nivel de refuerzo, todos los muros se construyeron con una varilla #3 a cada 60 cm tanto vertical como horizontalmente.

1.5.4 Control de propiedades mecánicas de los materiales

Las propiedades de los materiales a utilizar se comprobaron a través de pruebas de laboratorio de ensayos ASTM (*American Society for Testing and Materials*):

- Bloques: se ensayaron bloques de concreto de 15 cm de espesor, clase A según el CSCR 2010 /14 (CFIA, 2016), de acuerdo con la norma ASTM C 140 (2017). Del ensayo se obtiene la resistencia a la compresión, densidad, absorción y área neta. Asimismo, se realizaron prismas compuestos por dos bloques rellenos y sin rellenar.
- Mortero: se moldearon cubos de mortero de pega *Pegablock* tipo S de la empresa INTACO, para fallarlos a los 3, 7 y 14 días (3 por cada día de falla), de acuerdo con la norma de ensayo corresponde a la ASTM C 109 (2016).
- Prismas de concreto de relleno: se fabricaron prismas de concreto de relleno y se fallan a los 14 días de acuerdo con la norma ASTM C 1019 (2018).

Los resultados de las pruebas de materiales se muestran en el Anexo E.

1.5.5 Afectaciones externas a la Investigación

El objetivo original para esta investigación consistía en construir y someter a la falla un total de 25 muros divididos en 5 grupos, variando no solo su relación de aspecto sino también su relación de refuerzo horizontal/vertical.

Sin embargo, una serie de factores externos afectaron el desarrollo pleno de la investigación lo que obligó a reducir los alcances originalmente planteados. El primero de ellos fue la huelga de educadores del 2018, el segundo fue la pandemia por COVID-19 que afectó al país a partir de marzo de 2020.

1.5.6 Limitaciones

Las restricciones en los alcances de este proyecto hacen que los resultados de esta investigación sean solo representativos de cierto tipo de estructuras de mampostería: muros de viviendas con carga axial baja.

1.6 Hipótesis

El factor de reducción a la inercia efectiva que el CSCR-2010/14 (CFIA, 2016) asigna a los muros de mampostería en flexión es poco conservador para aquellos con relaciones de aspecto h/l bajas. De ser así, se estarían subestimando los cortantes sísmicos de los muros de corte con relaciones de aspecto h/l altas e intermedias.

1.7 Justificación e importancia

La mampostería reforzada es uno de los sistemas estructurales más utilizados a nivel mundial para la construcción de edificios bajos y de mediana altura, en sitios de moderada y alta actividad sísmica (Ramírez et al., 2016). Este sistema está compuesto principalmente por muros de corte colocados en los dos ejes ortogonales principales del edificio.

En Costa Rica, la mampostería de concreto es el material más utilizado para la construcción de viviendas de uno y dos niveles; por ejemplo, tan solo en el cantón de San José el 50 % de las edificaciones se construyen con mampostería de bloques huecos de concreto, confinada y reforzada, de 1 a 2 pisos con diafragma rígido; y el otro 40 % posee las mismas características, pero con diafragma flexible. Además, el sistema más utilizado para resistir cargas laterales es el tipo muro (Esquivel, 2020).

Su uso extensivo crea la necesidad de plantear investigaciones para determinar y analizar su comportamiento. En Costa Rica el sistema de mampostería que se utiliza predominantemente es el de muros de mampostería parcialmente rellena confinada reforzada (MCR-PR) (Poveda, 2019), que consiste en un híbrido entre las tipologías de mampostería confinada e integral, de las cuales se amplía más adelante.

Estudios relativamente recientes realizados en la Universidad Católica de Chile (Ramírez et al., 2016 y Sandoval et al., 2018) han encontrado diferencias importantes entre la rigidez agrietada

elástica y la rigidez agrietada experimental en muros de mampostería de concreto. Se ha encontrado que la ecuación para encontrar la rigidez elástica (teórica) sobreestima este valor, principalmente en muros chatos.

De acuerdo con esta hipótesis, en una estructura a base de muros de mampostería conectados por un diafragma rígido, los muros más largos toman menos carga, distribuyendo el excedente sobre los muros más esbeltos. De modo que es posible que al aplicar la misma reducción en la rigidez (independientemente de la relación de aspecto), el diseño resultante proporcione niveles de vulnerabilidad no uniformes en los elementos pues algunos tendrán un diseño más conservador que otros.

Esta investigación pretende comprobar esta hipótesis y plantear recomendaciones para modificar el cálculo de la rigidez teórica en muros de mampostería de concreto.

1.8 Estado del Arte

1.8.1 Cálculo de la rigidez agrietada en muros de mampostería en códigos de diseño

Los efectos del agrietamiento son comúnmente abordados utilizando el momento de inercia efectivo, en lugar del momento de inercia bruto. La TMS 402/602-16 (TMS, 2016) no proporciona orientación en este sentido, sin embargo, el ACI 318-19 (ACI, 2019) recomienda que el momento de inercia efectivo se tome como el 50 % del momento de inercia en general, lo cual ha sido asumido también en la práctica para muros de mampostería, o 70 % del momento bruto de inercia bruto para muros sin agrietar y 35 % para muros agrietados (NIST, 2014).

A continuación, se resumen las indicaciones de distintos códigos de diseño para el cómputo de la inercia agrietada.

1.8.1.1 Código Sísmico de Costa Rica

Para considerar los efectos de agrietamiento, el CSCR-2010/14 (CFIA, 2016) multiplica la inercia de una sección por un factor de 0.5 (sección 9.3.4.e) para elementos que se consideren sometidos a flexión², mas no aquellos elementos que se consideren en flexocompresión.

Sin embargo, el nuevo Código Sísmico de Costa Rica (aún no publicado) eliminará la distinción entre elementos en flexión y flexocompresión y aplicará un factor de reducción de 0.5 tanto al área efectiva como al momento de inercia efectivo, de la siguiente forma:

² Se considera un elemento en flexión cuando está sujeto a cargas axiales menores que $0.1 f'_m A_e$, cuando la carga axial supera este valor se considera como un elemento en flexocompresión.

$$I_{eq} = 0.5 I_e \quad \text{[Ecuación 1-1]}$$

$$A_{eq} = 0.5 A_e \quad \text{[Ecuación 1-2]}$$

De acuerdo con lo indicado en los Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2010, los valores propuestos para los momentos de inercia y área efectiva se basan en el trabajo de investigación “Aplicación de la teoría de viga al análisis del comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral” (Montes de Oca, 1999), y en los valores propuestos por el Eurocódigo 8 “*Design of Structures for Earthquake Resistance*” (NEN-EN 1998-1).

El documento de Montes de Oca (1999), es un trabajo analítico realizado a partir de investigaciones experimentales, en éste se aplica la teoría de viga para analizar muros ensayados de otras investigaciones, de acuerdo con el autor, la teoría de viga se puede usar adecuadamente para la obtención de los desplazamientos máximos permisibles por el código sísmico³ si se aplica un factor de reducción a la inercia bruta cuyo valor está entre 0.1 y 0.2 para muros con y sin carga axial. Asimismo, la sección que toma esfuerzos de cortante tiene un aporte muy reducido a la rigidez. El área bruta se puede emplear en el cálculo de los desplazamientos por cortante siempre que se le aplique un factor de reducción de 0.01 para muros sin carga axial y de 0.05 para muros con carga axial.

1.8.1.2 TMS 402-11

La TMS 402/602 (2011), indica lo siguiente en su sección 1.9.2, en relación con la rigidez: “Se permite el cálculo de la rigidez basado en la sección sin agrietar. El uso del área neta promedio de la sección transversal del elemento está permitido para el cálculo de la rigidez”.

En el comentario de la sección 1.9.2 se indica que “la rigidez es función del nivel de agrietamiento, sin embargo, las ecuaciones para diseño de este código se basan en el momento de inercia de la sección sin agrietar. Además, como el nivel de agrietamiento en tensión en muros de mampostería no se conoce de antemano, este código permite el cálculo de la rigidez con las secciones sin agrietar. Para mampostería reforzada, se pueden obtener estimaciones más precisas si se realizan aproximaciones basadas en la sección agrietada.”

“Las propiedades de las secciones de elementos de mampostería pueden variar de punto en punto. Por ejemplo, para una pared de mampostería construida con secciones de mampostería hueca y sin relleno, el área de la sección transversal varía a lo largo de la altura del muro. Para el cálculo de la rigidez, un valor promedio de la propiedad de sección apropiada (área de la

³ En este contexto, se trata del Código Sísmico de Costa Rica de 1977.

sección transversal o momento de inercia) se considera adecuada para el diseño. El valor promedio del área neta de la sección transversal, a su vez, se basaría en los valores promedio del área de la sección transversal neta de las unidades de mampostería y las juntas de mortero que componen el miembro.” (TMS, 2011)

En la sección C.1.18.4.3.2.4, en relación con la rigidez lateral, se indica “con base en supuestos de diseño típicos, la rigidez lateral de los elementos estructurales debe basarse en las propiedades de la sección agrietada para mampostería reforzada y propiedades de la sección no agrietada para mampostería no reforzada.” (TMS, 2011)

En la versión del 2016, en la sección 9.1.5.2 se indica que para el cálculo de las deflexiones se debe aplicar un factor de 0.5 a la inercia y áreas bruta. Asimismo, se indica que es común que se utilice la mitad de estos valores.

1.8.1.3 CSA S304.1-14

De acuerdo con Anderson, D. y Brzev, S. (2009), existe evidencia experimental limitada que se enfoque en cuantificar los cambios en la rigidez en el plano ante cargas laterales incrementales, de modo que el CSA S304.1 (código de diseño de mampostería canadiense) no ofrece mayor guía en relación con este problema.

En el Código de Diseño de Mampostería de Canadá (CSA S304.1), el factor φ_{er} para la reducción de la rigidez efectiva de muros de mampostería bajo análisis con cargas mayoradas, se incrementó de 0.65 a 0.75 en su versión CSA S304.1-04.

1.8.1.4 NZS 4230:2004

En relación con la rigidez, en la sección 3.5.2.2 se indica que “la estructura y sus componentes deben diseñarse para alcanzar una rigidez adecuada y limitar deflexiones u otras deformaciones que puedan afectar el desempeño en servicio de la estructura”. Asimismo, en C.3.5.2.2 se indica “para guía en relación con las propiedades de sección que se deben utilizar en el análisis sísmico referirse al código NZS 3101” (NZS, 2004). El código al que remite este comentario es el de diseño de estructuras de concreto, cuyas indicaciones para el efecto del agrietamiento en la inercia se resumen en el Cuadro 1-3.

Para el cálculo del momento de inercia en muros en forma de L o T, se indica que “el ancho efectivo de las alas que sobresalgan del muro debe tomarse como la mitad de lo indicado en 3.6.1.7” (NZS, 2004). En la sección 3.6.1.7 se indican los lineamientos para el ancho efectivo de alas de muros y vigas.

La inercia efectiva para el modelado de estructuras de concreto ha sido mucho más estudiada y normalizada a nivel mundial, como se amplía en la siguiente sección.

1.8.2 Cálculo de la rigidez agrietada para elementos de concreto reforzado en códigos de diseño

El diseño sísmico de edificios se ha basado en resultados de estudios convencionales con técnicas de análisis lineal. Este tipo de análisis es un desafío para el diseño de concreto reforzado porque este es un material compuesto, su comportamiento es no lineal y está dictado por la compleja interacción entre sus componentes. Simplificar el comportamiento de los elementos de concreto reforzado para poder realizar un análisis elástico es vital para diseñar estructuras de concreto de manera eficiente (Wong et al., 2016).

Para lograr una respuesta razonable de una estructura utilizando análisis lineal, normalmente se requiere modificar la rigidez de los elementos de concreto; sin embargo, este método involucra algunas dificultades:

- La rigidez efectiva es una función de la carga aplicada y detallado del componente. Los componentes de concreto se comportan diferente ante distintas condiciones y velocidades de carga.
- La aplicación de modificadores de rigidez puede ser un proceso iterativo debido a que la rigidez supuesta para los elementos en el modelo influye en la respuesta dinámica de la estructura, y esta a su vez modifica los resultados del análisis y la rigidez efectiva.
- Las fechas de entrega presionan a los ingenieros a simplificar el proceso de diseño, lo que conlleva a aplicar un solo modificador de rigidez para muchos elementos. Lo cual puede ser significativamente impreciso por muchas razones (Wong et al., 2016).

A continuación, se muestra un cuadro resumen realizado por Wong et al. (2016), sobre los modificadores de rigidez recomendados por varios códigos de diseño y artículos a nivel internacional.

Cuadro 1-3. Tabla de rigideces asumidas para el modelado de estructuras de concreto en diferentes códigos de diseño.

	Elementos	ACI 318-11 10.10.4.1 ACI 318-14	ASCE 41-13 Tabla 10-5	PEER TBI Lineamientos para servicio	LATBSDC Nivel MCE Modelos no lineales (2014)	LATBSDC Serviceability y Wind (2014)	FEMA 356 Table 6-5	NZS 3101: Part 2:2006 Ultimate Limit State	NZS 3101: Parte :2006 Estado límite de servicio $\mu=3$	CSA A23.3-14	EuroCódigo	TS 500-2000	Paulay y Priestley (1992)	Priestley, Calvi y Kowalsky (2007)			
VIGAS	Vigas convencionales ($L/H^4 > 4$)	$0.35I_g$	$0.30I_g$	$0.50I_g$	$0.35I_g$	$0.70I_g$	$0.50I_g$	$0.40I_g$ (rectangulares) $0.35I_g$ (T y L)	$0.70I_g$ (rectangulares) $0.60I_g$ (T y L)	$0.35I_g$	$0.50I_g$	$0.40I_g$	$0.40I_g$	$0.17I_g$ - $0.44I_g$			
	Vigas pretensadas ($L/H > 4$)	$\frac{N}{A}$	$1.0I_g$	$1.0I_g$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$1.0I_g$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$				$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$
	Vigas de acople ($L/H \leq 4$)	$0.70I_g$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$0.20I_g$	$0.30I_g$	$\frac{N}{A}$	$0.60I_g$ (reforzadas en diagonal)	$0.75I_g$				$0.70I_g$	$0.50I_g$	$0.80I_g$	(8)	$\frac{N}{A}$
Columnas – $P_u \geq 0.5Agf'c$	$0.70I_g$		$0.70I_g$	$0.50I_g$	$0.70I_g$	$0.90I_g$	$0.70I_g$	$0.80I_g$	$1.0I_g$	$0.70I_g$	$0.50I_g$	$0.80I_g$	$0.80I_g$	$0.12I_g$ - $0.86I_g$			
Columnas – $P_u \leq 0.3Agf'c$							$0.55I_g$	$0.80I_g$	$0.60I_g$								
Columnas – $P_u \leq 0.3Agf'c$	$0.30I_g$		$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$0.50I_g$	$0.40I_g$	$0.70I_g$	$0.40I_g$	$\frac{N}{A}$	(8)					
Columnas – A tensión		$\frac{N}{A}$						$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$						
MUROS (4)	Muros – sin agrietar	$0.70I_g$	$\frac{N}{A}$	$0.75I_g$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$0.80I_g$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$0.70I_g$	$0.50I_g$	$\frac{N}{A}$	(8)	$\frac{N}{A}$			
	Muros - agrietados	$0.35I_g$	$0.50I_g$		$1.0 E_c (1)$	$0.75I_g$	$0.50I_g$	$0.32I_g - 0.48I_g$	$0.50I_g - 0.70I_g$	$0.35I_g$	$0.50I_g$	$0.40I_g$ - $0.80I_g$		$0.20I_g$ - $0.30I_g$			
	Muros – de cortante	$\frac{N}{A}$	$0.40E_c A_w$ (9)	$\frac{N}{A}$	$0.50A_g$	$1.0A_g$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	(8)	$\frac{N}{A}$			
LOSAS	Losas planas convencionales	$0.25I_g$	Ver 10.4.4.2	$0.50I_g$	$0.25I_g$	$0.50I_g$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$0.25I_g$	$0.50I_g$	$\frac{N}{A}$	(8)	$\frac{N}{A}$			
	Losas planas postensadas	$\frac{N}{A}$										$\frac{N}{A}$			$\frac{N}{A}$		
	De cortante en su plano	$\frac{N}{A}$	Ver 10.4.4.2	$\frac{N}{A}$	$0.25A_g$	$0.80A_g$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$			
Notas	(5)	(2)	(2)	(2)					(3)			(6)	(7)				

Fuente: Wong et al. (2016)

⁴ Únicamente para efectos de este cuadro L se refiere al claro de la viga y H a su peralte, lo anterior para conservar la nomenclatura utilizada por el autor

Notas del cuadro 1-3:

- (1) Los elementos de fibra no lineales cuentan automáticamente como agrietamiento del concreto porque las fibras de concreto tienen una rigidez a tensión de cero.
- (2) El módulo de elasticidad puede ser modelado utilizando la resistencia esperada del material
- (3) μ es la ductilidad
- (4) La rigidez de los muros es con la intención de utilizarse para comportamiento en el plano
- (5) El ACI 318-11, Sección 8.8 (ACI 318-14, Sección 6.6) permite asumir $0.50I_g$ para todos los elementos bajo análisis con cargas mayoradas
- (6) El TS 500-200 especifica el uso de $0.40I_g$ para $\frac{P_u}{A_c f'_c} < 0.1$ y $0.80I_g$ para $\frac{P_u}{A_c f'_c} > 0.40$, e interpolación para todos los valores intermedios
- (7) Para vigas en T y L se debería utilizar los valores recomendados de $0.75I_g$. Las categorías para columnas se dividen en $P = 0.2f'_c A_g$ y $P = -0.05f'_c A_g$
- (8) Rigidez efectiva por ecuación, ver referencia para mayor información
- (9) Notar que $G = 0.4 E_c$, por lo tanto, el ASCE recomienda un modificador de 1.0 para la rigidez de cortante de muros de corte, es decir, la recomendación es no reducir la rigidez cortante.

Como se muestra en el cuadro 1-3, diferentes estándares y códigos proporcionan diferentes pautas para modificar la rigidez de los elementos de concreto reforzado. Al realizar un análisis estructural, es útil revisar múltiples códigos y estándares para determinar las rigideces efectivas de los elementos. Las rigideces efectivas de los elementos de concreto reforzado pueden tener efectos significativos en los resultados del análisis estructural, por lo tanto, es prudente que el diseñador comprenda cuales factores de modificación son más apropiados, y en algunos casos, ejecutar múltiples análisis utilizando los valores de los límites superiores e inferiores de los factores de modificación (Wong et al., 2006).

1.8.3 Respuesta deficiente de sistemas sismorresistentes a base de muros de mampostería y estudios experimentales chilenos

Como se habló anteriormente, para construcciones de pequeña y mediana altura, los sistemas sismorresistentes a base de muros de mampostería son ampliamente utilizados tanto a nivel latinoamericano como a nivel mundial, allí radica su importancia.

En Chile, por ejemplo, la mampostería ha sido utilizada desde los años setenta para construir edificios de hasta cuatro niveles, sin embargo, observaciones realizadas después de terremotos han mostrado que este tipo de construcciones aún son deficientes (Ramírez et al., 2016).

El mecanismo de falla observado en la mayor parte de los edificios afectados por estos eventos sísmicos fue por falla de cortante con formación de grietas diagonales. Como bien se sabe, las fallas de cortante en un muro son un mecanismo de falla frágil que se caracteriza por tener una baja capacidad de disipación de energía y rápida degradación de la rigidez y resistencia una vez que se alcanza un punto de capacidad máxima (Ramírez et al., 2016).

1.8.3.1 Estudio experimental de la respuesta ante carga cíclica en el plano de muros de corte de mampostería parcialmente rellena; Ramírez et al., 2016.

En este estudio se construyó y analizó 10 muros de corte construidos en mampostería parcialmente rellena que fueron sometidos a ciclos de carga lateral en su plano. Las variables analizadas en este estudio fueron: razón de aspecto, razón de refuerzo de cortante y nivel de precompresión axial. Se evaluó la influencia de cada una de esas variables en diferentes parámetros estructurales como: degradación de la rigidez, resistencia de cortante, ductilidad, disipación de energía, amortiguamiento histerético y nivel de desplazamiento. Todos los muros se diseñaron y construyeron de acuerdo con la norma chilena de construcción con mampostería NCh1928Of.93 (INN, 1993).

Los resultados mostraron que el daño se propagó de manera similar para todos los muros hasta un valor de resistencia máxima, a partir de este punto, la evolución y extensión del daño dependía de las características propias de cada espécimen. Además, se identificó una fuerte interdependencia entre estas variables.

En cuanto a las curvas histeréticas generadas, estas iniciaron como círculos angostos, con la continua imposición de desplazamientos, el área de los círculos empezó a aumentar significativamente, lo cual llevó a mayores niveles de disipación de energía, deformación inelástica y aumento del daño.

Como era de esperarse, todos los muros fallaron por cortante. El comportamiento y posterior falla de los muros durante el ensayo estuvo controlado por la aparición de grietas diagonales en ambas direcciones, que se propagaron a través de los bloques (de manera inclinada) y siguiendo las sisas (de manera escalonada).

Comparación de resultados analíticos con experimentales

Las expresiones teóricas seleccionadas por Ramírez et al. (2016) para predecir la resistencia de cortante, propuestas en la literatura se resume en el siguiente cuadro.

Cuadro 1-4. Resumen de las expresiones para el cálculo teórico de la resistencia de cortante utilizadas por Ramírez et al. (2016) para cada referencia.

Referencia	Expresión para cortante
Matsumura	$V_{n1} = \left[k_p k_p \left(\frac{0.76}{(h_{ef}/d^*) + 0.7} + 0.012 \right) \sqrt{f'_m} + 0.2\sigma_o + 0.18\gamma\delta\sqrt{\rho_h f_{yh} f'_m} \right] \times (0.875td^*)$ $k_p = 1.16\rho_{ve}^{0.3}; \quad \rho_{ve} = \alpha_t/t.d^*$
Tomazevic	$V_{n2} = A_w \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{a}{f_t} + 1} + C_{rh} (0.90d^* \frac{A_n}{s} f_{yh}) + 0.806n d_{rv}^2 \sqrt{f'_{cr} f_{yv}}$ $V_{n3} = V_m + V_s$
NTCM	$V_m = F_R (0.5v_m^* A_{wh} + 0.3P) \leq 1.5F_R v_m^* A_{wh}; \quad V_s = F_R \eta \frac{A_n}{st} f_{yh} A_{wh}$ $V_{n4} = \gamma_g (V_m + V_s)$
MSJC	$V_m = 0.083 \left[4.0 - 1.75 \left(\frac{M}{Vd^*} \right) \right] A_{nv} \sqrt{f'_m} + 0.25P; \quad V_s = 0.5 \left(\frac{A_n}{s} \right) f_{yh} d^*$ $\text{where } M/Vd^* \leq 0.25 \quad V_n \leq \gamma_g \left(0.498A_{nv} \sqrt{f'_m} \right); \text{ where } M/Vd^* \geq 1.00 \quad V_n \leq \gamma_g \left(0.332A_{nv} \sqrt{f'_m} \right)$

Fuente: Ramírez et al. (2016)

En la investigación de Ramírez et al. (2016) se comparan los valores teóricos de cortante contra los experimentales denotando como V_{exp}/V_n en función de las relaciones de aspecto. En la figura 1-1 se muestran los resultados obtenidos.

Como se puede observar, las expresiones teóricas recomendadas por los códigos para el cálculo de la resistencia de cortante son conservadoras, y se observa una mayor dispersión en los valores estimados por el Comité Conjunto de Normas de Mampostería (MSJC, 2013) que las calculadas por el Código Mexicano (NTCM, 2004). De igual forma, se puede decir que la expresión del MSJC (2013) es altamente conservadora para estimar la resistencia de cortante de muros esbeltos (M8, M9 y M10).

Por otro lado, es evidente que las expresiones de cortante máximo recomendadas por Matsumura (1988) y Tomazevic (1999), son, en general, poco conservadoras. Con la fórmula de Tomazevic (1999), los valores fueron apenas aceptables para los muros chatos y ordinarios, mientras que sobreestimaron el valor de la resistencia para los muros esbeltos, con la fórmula de Matsumura (1988), se sobreestimaron los valores de resistencia para todos los casos. Estos hallazgos coinciden con los encontrados por la investigación de Aguilar et al. (2016).

La influencia de las variables de estudio sobre los parámetros estructurales encontrados por los autores se resume en el cuadro 1-5.

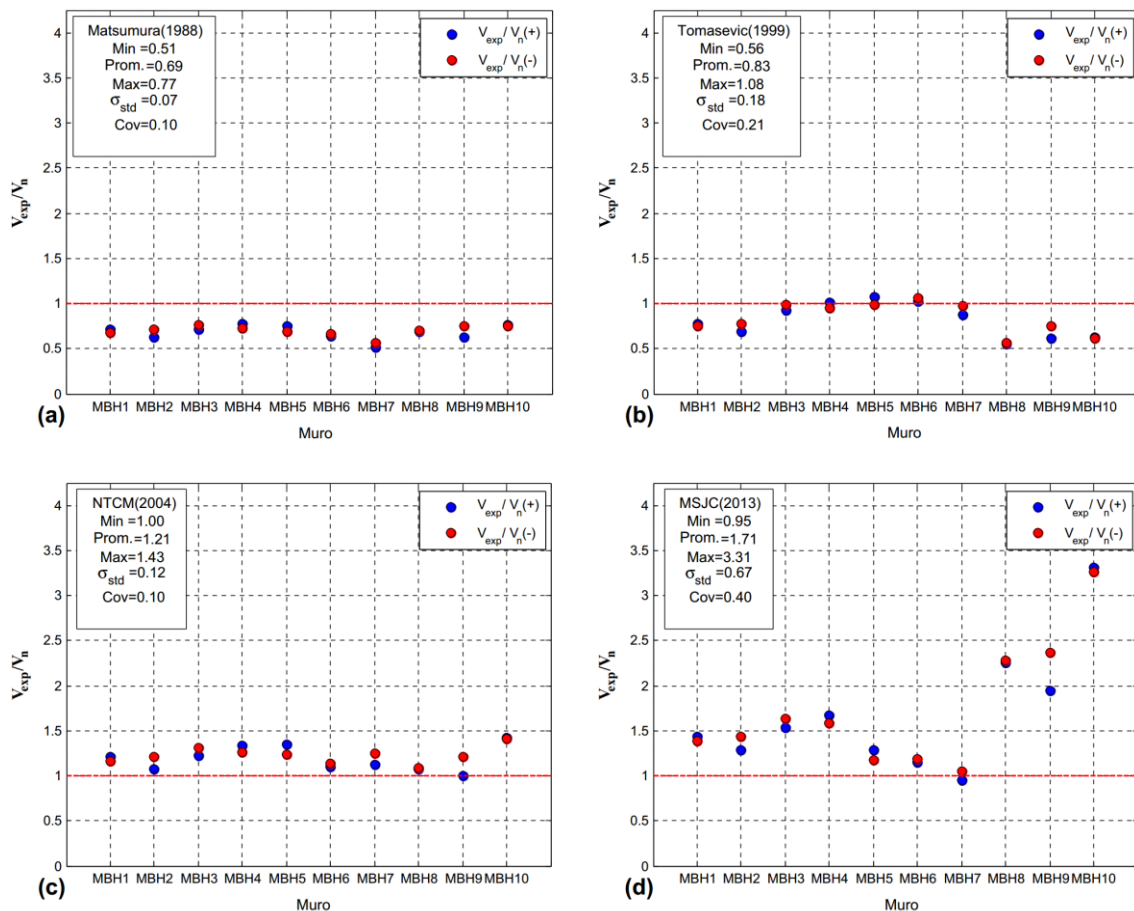


Figura 1-1. Comparación de resultados analíticos y experimentales de la resistencia de cortante de muros de mampostería.

Fuente: Ramírez et al. (2016)

Cuadro 1-5. Resumen de resultados obtenidos por Ramírez et al. (2016)

Variables Parámetros	Razón de aspecto	Razón de refuerzo de cortante	Nivel de precompresión axial
Degradación de la rigidez	Esta fue la variable predominante en la influencia de la degradación de la rigidez. Los muros ordinarios y chatos experimentaron una mayor disminución en la rigidez que los muros esbeltos.	Los resultados reflejaron que la razón de refuerzo de cortante no aparenta influir en la degradación de la rigidez.	Los resultados reflejaron que el nivel de precompresión axial no aparenta influir en la degradación de la rigidez.
Resistencia de cortante (expresado como $\frac{v_n}{\sqrt{f'_m}}$)	Los resultados indicaron que la relación de aspecto es inversamente proporcional a la resistencia de cortante. Sin embargo, se encontró dos casos atípicos, en los que muros chatos fueron menos resistentes que un muro ordinario y uno esbelto.	El incremento en el refuerzo horizontal llevó a un aumento en la resistencia de cortante.	De manera similar, el aumento de la precarga a compresión incrementó la resistencia de cortante de los muros.
Ductilidad	No hubo un efecto claro de la influencia de las tres variables sobre la ductilidad; de hecho, se observó un comportamiento asimétrico en ambas direcciones. Además, la ductilidad fluctuó sobre un amplio rango de valores (desde 2.85 a 7.94), para los muros estudiados.		
Disipación de energía	La razón de aspecto es la variable que más influye en la disipación de energía. Los muros chatos y ordinarios disipan una mayor cantidad de energía que los muros esbeltos.	El incremento en la cantidad de refuerzo horizontal aumentó la capacidad de disipación de energía de los muros esbeltos y ordinarios, pero en el caso de los muros chatos no hubo un efecto significativo.	La carga axial incrementa la capacidad de disipación de energía de los muros.
Amortiguamiento histerético	Este parámetro depende de la relación de aspecto, pues los muros esbeltos desarrollaron mayores niveles de amortiguamiento que los muros chatos y los ordinarios.	El aumento en el refuerzo horizontal tendió a aumentar el nivel de amortiguamiento.	La aplicación de una precarga axial produjo un incremento en el nivel de amortiguamiento, este efecto fue mayor en los muros esbeltos que en los chatos.
Nivel de desplazamiento	Este parámetro aumenta cuando la relación de aspecto aumenta.	Este parámetro aumenta cuando esta variable aumenta.	En general, el nivel de desplazamiento disminuyó al aumentar la carga axial.

Fuente: Ramírez et al. (2016).

1.8.3.2 Evaluación experimental de la respuesta cíclica de paredes de mampostería de arcilla reforzada parcialmente rellena, Sandoval et al. (2017)

Esta investigación consistió en someter 8 muros de mampostería de arcilla a escala natural a carga cíclica hasta la falla. Todos los muros fueron construidos con ladrillos de arcilla perforados y reforzados horizontalmente con refuerzo tipo escalerilla. Se investigó los efectos de parámetros de diseño claves, incluyendo la relación de aspecto, la cantidad de refuerzo horizontal y el nivel de pre-compresión axial. Entre lo más relevante se puede mencionar:

- El modo de falla fue por falla de cortante, caracterizado por el desarrollo de grietas diagonales. Sin embargo, hubo una mayor distribución de las grietas conforme se aumentó el refuerzo horizontal. Los resultados mostraron una súbita y rápida degradación de la resistencia una vez que se alcanzaba la resistencia máxima.
- En cuanto a la capacidad en cortante, se demostró claramente como aumenta la resistencia al disminuir la relación de aspecto, independientemente de los otros parámetros. Sin embargo, al disminuir la relación de aspecto, la pre-compresión axial mostró una mayor influencia en la resistencia lateral. Además, se observó que un aumento en el refuerzo lateral aumentaba también la resistencia de cortante, pero este efecto era más notorio en los muros esbeltos que en los chatos.
- Este estudio confirmó que la relación de aspecto tiene un efecto positivo en las derivas laterales, mientras que el aumento en el refuerzo horizontal solamente representaba una pequeña mejoría. La pre-compresión axial tiende a disminuir las derivas laterales.
- Se confirmó que el parámetro más influyente en la degradación de la rigidez es la relación de aspecto de los muros, esta influencia era mucho más notable en los muros chatos en comparación con los esbeltos.
- Los autores encontraron que los muros chatos disipaban más energía que los muros cuadrados o esbeltos.
- Mediante idealización bilineal, se determinó que las ductilidades variaban entre 2.5 a 5.5. Con esto se dedujo que la relación de aspecto no influye de manera determinante en la ductilidad.
- Se determinó que las expresiones del MSJC (2013) subestima los valores de resistencia de cortante, de manera similar a lo que encontró Ramírez et al. (2016).

1.8.4 Comportamiento de muros de corte de mampostería totalmente rellena fallando a flexión: Resultados experimentales (Shedid et al., 2008)

En este artículo se evalúa la posibilidad de alcanzar altos valores de ductilidad mediante flexión en el plano de muros de mampostería rellena. Se fallaron seis muros a escala natural bajo ensayos de carga cíclica lateral para investigar los efectos de la cantidad y distribución del refuerzo vertical y el nivel de compresión axial en el comportamiento inelástico y la ductilidad.

Los resultados mostraron que la fluencia de las barras más externas se extendió hasta una altura equivalente a la mitad del ancho del muro. Además, el desplazamiento en la parte superior de la columna dependía fuertemente de la cantidad de refuerzo, por otro lado, el efecto de la compresión axial sobre este desplazamiento fue mínimo. Sin embargo, cuando se alcanzaban las cargas máximas, los desplazamientos se veían menos afectados por la cantidad de refuerzo vertical y la compresión axial.

Asimismo, se encontró que la ductilidad era muy sensible a la cantidad de refuerzo vertical, pero no dependía del nivel de compresión axial.

En general, se observó que altos niveles de ductilidad y disipación de energía van de la mano con degradaciones de rigidez relativamente pequeñas.

1.8.5 Análisis del comportamiento ante carga cíclica de muros de mampostería confinada reforzada con diferentes relaciones de aspecto, Picado (2019)

Picado realiza su investigación a partir de los resultados obtenidos de la falla del primer grupo de muros de esta investigación. Entre las conclusiones de Picado más relevantes para este trabajo se puede citar:

- La resistencia de los muros ante carga lateral disminuye al aumentar la relación de aspecto, mientras que el desplazamiento lateral aumenta.
- La rigidez lateral de los muros se reduce al incrementar la relación de aspecto, así como su velocidad de degradación, ya que la pendiente de la curva de rigidez relativa contra deriva lateral fue cada vez menos pronunciada.
- Los muros exhiben mayor capacidad de deformación que los muros de las investigaciones chilenas llevadas a cabo por Ramírez et al. (2016) y Sandoval et al. (2018)
- La relación de aspecto no tiene un efecto notable en la ductilidad.

- La capacidad de disipar energía es mayor en muros con relaciones de aspecto lejanas a 1 (es decir, la cantidad de energía disipada fue mayor para las relaciones de aspecto más altas y más bajas, y menor en la relación de $h/l = 1$), esto debido a sus mecanismos de deformación o resistencia de cortante dominante respectivamente.
- Las ecuaciones teóricas de la rigidez no brindan una buena aproximación de los datos experimentales obtenidos, incluso considerándose el agrietamiento de la sección.
- Se comprueba que, al aumentar la relación de aspecto, el modo de falla tiende a ser dominada por flexión y el comportamiento es más dúctil.
- Todos los muros de la investigación de Picado, (que corresponden al primer set de muros de esta investigación) presentaron dentro de su modo de falla, agrietamiento diagonal, se observaron grietas a 45° tanto en el paño como en los elementos de confinamiento. No obstante, los muros con relación de aspecto de 0.5, 0.75 y 1.0, presentaron fallas por deslizamiento en las juntas horizontales, mientras que en los muros restantes ($h/l=1.5$ y 2.0), la falla se dio por aplastamiento en la base de las columnas.
- Picado recomienda realizar más investigación sobre las ecuaciones de cálculo de las rigideces, debido a la gran diferencia encontrada entre datos teóricos y experimentales.
- El autor encuentra que los factores de modificación a las propiedades de sección que mejor se ajustan a los resultados experimentales son **0.046** para la inercia efectiva y **0.122** para el área efectiva de cortante.

1.8.6 Otras investigaciones locales

Además de la ya mencionada, en la Universidad de Costa Rica se han realizado numerosas investigaciones experimentales con mampostería a escala natural para estudiar su comportamiento. Estos trabajos son útiles como marco de referencia para esta investigación, se puede mencionar brevemente:

- Venegas (1997): se falló muros de MCR con relaciones de aspecto de aproximadamente 1 en los cuales se formaron principalmente grietas diagonales en el paño de mampostería, mientras que en las columnas se formaron grietas horizontales y sus varillas apenas lograron llegar a la fluencia.
- Hernández (1998): se analizó la falla de muros de mampostería con relación de aspecto aproximadamente igual que 1, aparecen grietas diagonales en el paño y grietas diagonales en la unión viga-columna.

- Acón (1999): se construyen y fallan muros con una relación de aspecto aproximadamente igual que 1, de las cuales dos tenían buque de puerta y dos carecían de aberturas. El autor concluyó que los muros de MCR no se comportan como cuerpo rígido ya que sus componentes trabajan de formas distintas, predominaron las grietas por cortante.
- Cordero (2012): se construyeron 4 muros de mampostería integral con una relación de aspecto de 0.75, durante su falla predominaron fallas en diagonal, así como aplastamiento en la base.
- Salazar (2013): se falló muros sometidos a carga cíclica y otros bajo carga monotónica. En ambos casos los resultados obtenidos fueron similares, es decir, predominó el modo de falla bajo tensión diagonal.
- Acuña (2014): se fallan muros de mampostería integral con una relación de aspecto de 0.87. Las fallas que se dan son principalmente por tensión diagonal y aplastamiento cerca de la base. Acuña obtuvo las rigideces y ductilidades para ambas direcciones.
- Ruiz (2016): el objetivo de este proyecto consistió en analizar el comportamiento de muros de mampostería de 12 cm de espesor con empalmes de acero vertical en la base del muro. Para esto se construyeron 6 muros (cuya relación $\frac{h}{l}$ era de 2 aproximadamente). La investigación encuentra que la ecuación del CSCR (2010) es satisfactoria para muros con las características como los que se usaron en el estudio (acero grado 40 o 60, refuerzo vertical No. 3 y No. 4 y bloques de 12 cm de espesor o más). Las fallas obtenidas fueron dominadas por flexión, como es de esperarse para una relación de aspecto alta. Se concluye que el uso de empalmes de acero vertical como los descritos es satisfactorio, debido a que las resistencias en flexión obtenidas en los muros con empalmes y muros sin empalmes (muros de control) fueron iguales y no se encontró evidencia de desprendimiento⁵ de empalmes; sin embargo, los muros con empalmes tienen menor capacidad de rotación y deformación inelástica que los muros sin empalmes. No obstante, Ruiz recomienda incluir en el Código Sísmico de Costa Rica, que, en muros con características similares, los empalmes puedan realizarse en un 100 % a lo largo del muro en una misma altura.

⁵ Así indicado por la autora, hace referencia a que los empalmes se mantuvieron dentro de las fundaciones durante las pruebas.

1.8.7 Cálculo de la rigidez agrietada: enfoque de Shing et al. (1990) y Priestley y Hart (1989)

De acuerdo con Anderson, D. y Brzev, S. (2009), los estudios que se enfocan en cuantificar los cambios en la rigidez en el plano bajo el aumento de carga lateral son limitados, de modo que el CSA S304.1-04 (Código de Diseño Canadiense para Estructuras de Mampostería), así como otros códigos, no ofrecen guía en este aspecto.

En los anexos del documento mencionado (Anderson, D. y Brzev, S., 2009), se incluye una comparación entre el cálculo de la rigidez agrietada experimental para muros de mampostería, con las ecuaciones propuestas por Shing et al. (1990) y Priestley y Hart (1989).

En el estudio de Shing et al. (1990) se sometieron 22 muros de mampostería en voladizo (cargados en su parte superior) y con una relación de aspecto h/l igual que 1. Basados en los resultados experimentales, recomiendan la siguiente ecuación empírica para la rigidez lateral de un muro dominado por cortante:

$$K_{e,Shing}^6 = (0.2 + 0.1073 f_c) K_{cortante,Shing} \quad \text{[Ecuación 1-3]}$$

$$K_{cortante,Shing} = \frac{E_m b_w}{3 \frac{h}{l}} \quad \text{[Ecuación 1-4]}$$

donde:

h = altura del muro.

l = longitud del muro.

b_w = espesor efectivo del muro.

f_c = esfuerzo axial de compresión (MPa)⁷.

La ecuación 1-3 se basa en los resultados del diagrama fuerza-desplazamiento justo después de que se desarrolla la primera grieta diagonal en muros con una relación de aspecto de 1.

En aplicaciones sísmicas, donde se utiliza la rigidez lateral para estimar el periodo fundamental de la estructura, y, por consiguiente, la demanda sísmica, es más apropiado determinar la rigidez efectiva de una sección agrietada al ocurrir la primera fluencia del refuerzo en tensión.

El estudio realizado por Priestley y Hart (1989), recomienda que el momento de inercia efectivo de un muro se aproxime a través de la siguiente ecuación:

⁶ Nótese que la fórmula desarrollada es empírica y multiplica a $K_{cortante,Shing}$ por el factor dado por $(0.2 + 0.1073 f_c)$, del cual resulta un número adimensional, pero debe utilizarse el término del esfuerzo axial en MPa. Por lo tanto, las unidades de $K_{e,Shing}$ son las mismas que las de $K_{cortante,Shing}$.

⁷ Esta es la forma que utilizan los autores para presentar su fórmula.

$$I_{e,PH} = \left(\frac{100}{f_y} + \frac{P_f}{f'_m A_e} \right) I_g \quad [\text{Ecuación 1-5}]$$

donde

f_y = esfuerzo de fluencia del acero (MPa)

P_f = carga axial mayorada

A_e = área efectiva de la sección transversal

f'_m = resistencia a compresión de la mampostería

I_g = inercia bruta de la sección, dada por

$$I_g = \frac{b_w l^3}{12} \quad [\text{Ecuación 1-6}]$$

La expresión anterior considera solamente la rigidez por flexión y resulta una buena aproximación para diferentes valores de relación $\frac{h}{l}$, esfuerzo de fluencia del refuerzo, razón de reforzamiento y carga axial. Otras consideraciones no contempladas es la distribución del refuerzo vertical (si está distribuido uniformemente o si está concentrado en los extremos). Como el refuerzo vertical no está contemplado, la rigidez está sobre estimada para muros con refuerzo mínimo y subestimada para muros altamente reforzados.

Si se asume que el agrietamiento en un muro produce el mismo decrecimiento proporcional en el área efectiva de cortante que en el momento de inercia, entonces las rigideces se pueden combinar, de la siguiente manera para un muro en voladizo:

$$K_{ce,PH} = \left(\frac{100}{f_y} + \frac{P_f}{f'_m A_e} \right) K_{c,PH} \quad [\text{Ecuación 1-7}]$$

Donde el término $K_{c,PH}$ está dado por:

$$K_{c,PH} = \frac{E_m b_w}{\left(\frac{h}{l}\right) \left[4 \left(\frac{h}{l}\right)^2 + 3 \right]} \quad [\text{Ecuación 1-8}]$$

La ecuación 1-8 representa la rigidez combinada de un muro sin agrietar, considerando tanto el componente de flexión como el de cortante.

La ecuación de Priestley y Hart (1989) se obtuvo a partir de resultados experimentales para muros en voladizo, aunque puede utilizarse también para muros en condición empotrada-empotrada, para ellos se utiliza la misma expresión:

$$K_{fe,PH} = \left(\frac{100}{f_y} + \frac{P_f}{f'_m A_e} \right) K_{f,PH} \quad [\text{Ecuación 1-9}]$$

Sin embargo, el término $K_{f,PH}$ está dado por:

$$K_{f,PH} = \frac{E_m t_e}{\left(\frac{h}{l}\right) \left[\left(\frac{h}{l}\right)^2 + 3\right]} \quad [\text{Ecuación 1-10}]$$

Una comparación de las ecuaciones anteriores para muros de mampostería bajo carga axial se presenta en la figura 1-2. Para este cálculo, el autor utilizó $f_y = 400 \text{ MPa}$, $\frac{P_f}{A_e} = 1 \text{ MPa}$ y $f'_m = 10 \text{ MPa}$.

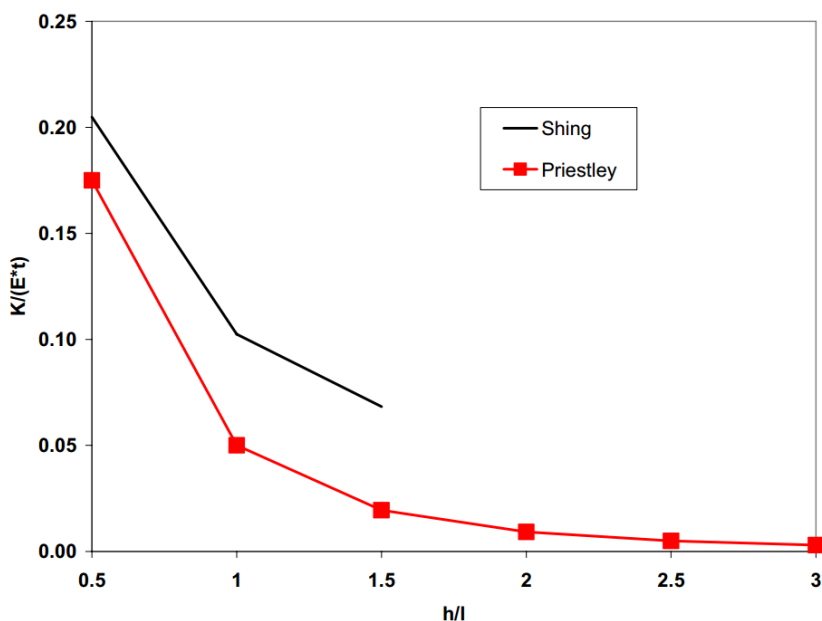


Figura 1-2. Comparación de valores de rigidez obtenidos utilizando las ecuaciones de Shing et al. (1990) y Priestley y Hart (1989)

Fuente: Anderson, D. y Brzev, S. (2009).

Nótese que en la ecuación de Shing et al. se muestra hasta $\frac{h}{l} = 1.5$ únicamente, ya que está basada enteramente en deformación por cortante. Al representar la rigidez en la aparición de la primera grieta diagonal, se espera que la ecuación de Shing et al. (1990) proporcione valores más altos que los de la ecuación de Priestley-Hart. Se recomienda el uso de la última pues puede ser utilizada para cualquier relación de aspecto.

De acuerdo con Anderson, D. y Brzev, S. (2009), la rigidez elástica puede utilizarse para la distribución de fuerzas laterales en muros y columnas, pero la rigidez agrietada debe utilizarse para la estimación del periodo y cálculo de deflexiones. En Costa Rica, no se regula esta distinción, y se modela con la rigidez agrietada para ambos casos.

1.9 Marco Teórico

1.9.1 Sistema de mampostería reforzada confinada

La mampostería se define como la construcción de elementos estructurales y no estructurales utilizando como elementos principales pequeñas unidades prefabricadas, generalmente llamadas bloques o ladrillos (Poveda, 2019).

En la mampostería **integral**, tanto el refuerzo horizontal como el vertical quedan embebidos en los bloques. El refuerzo horizontal puede quedar embebido en sisas o en viga bloques (elementos prefabricados especiales para poder formar una viga con ellos), y en este caso, el acero horizontal queda totalmente embebido en concreto (Poveda, 2019).

En la mampostería **confinada**, los bloques son confinados perimetralmente por elementos de concreto reforzado, acero estructural o madera. En muchas partes del mundo, el paño de mampostería no se refuerza; sin embargo, el CSCR-2010/14 (CFIA, 2016) sí exige que posea tanto acero vertical como horizontal (Poveda, 2019).

La manera en que se construye en Costa Rica es una combinación de estos dos sistemas. Generalmente, los paños son reforzados integralmente, pero quedan confinados por placas de fundación, vigas corona o de entrepiso y columnas o mochetas de concreto reforzado. En este proyecto se les denomina muros MCR, es decir, Mampostería Confinada Reforzada.

El uso estructural más común de muros de mampostería es en edificios de baja y mediana altura, en el cual se disponen muros de corte en ambas direcciones ortogonales del edificio para soportar las cargas gravitacionales y laterales a las que se pueda ver sometida la estructura. Por razones arquitectónicas, en los edificios comunes tienden a haber muros con relaciones de aspecto variadas, característica que influye directamente en su diseño y comportamiento. En la siguiente sección se describe con más detalle esta particularidad de los muros de mampostería.

1.9.2 Relación de aspecto y comportamiento correspondiente en muros de mampostería

La relación de aspecto se define como la proporción que existe entre dos dimensiones de un elemento, en el caso de muros de mampostería se refiere al cociente de la altura h entre la longitud l del elemento.

En otras investigaciones y literatura, se pueden encontrar expresiones equivalentes, como h_m (de muro), h_w (del inglés, *wall*), para referirse a la altura y l_m , l_w o d , para referirse a la longitud

del muro. En la investigación de Ramírez et al. (2016), se utiliza para los cálculos, la expresión h_{ef} (altura efectiva), que se refiere a la altura en donde actúa el pistón y donde el diagrama de momentos es cero, como se ilustra en la figura 1-3.

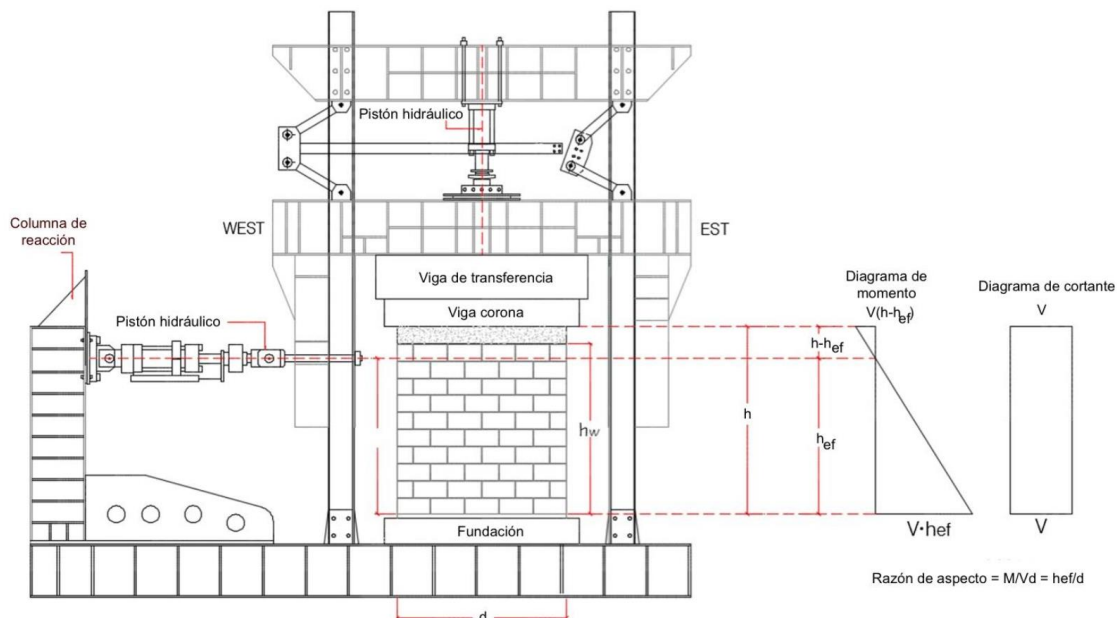


Figura 1-3. Montaje experimental para investigación realizada por Ramírez et al.

Fuente: Ramírez et al. (2016).

En el caso de esta investigación, el montaje es distinto al mostrado en la figura anterior y debido a la configuración, h_{ef} coincide con la altura geométrica del muro, como se ilustra en la figura 1-4.

Por lo tanto, en esta investigación, el término h se refiere a la altura geométrica del muro, como se muestra en la Figura 1-4.

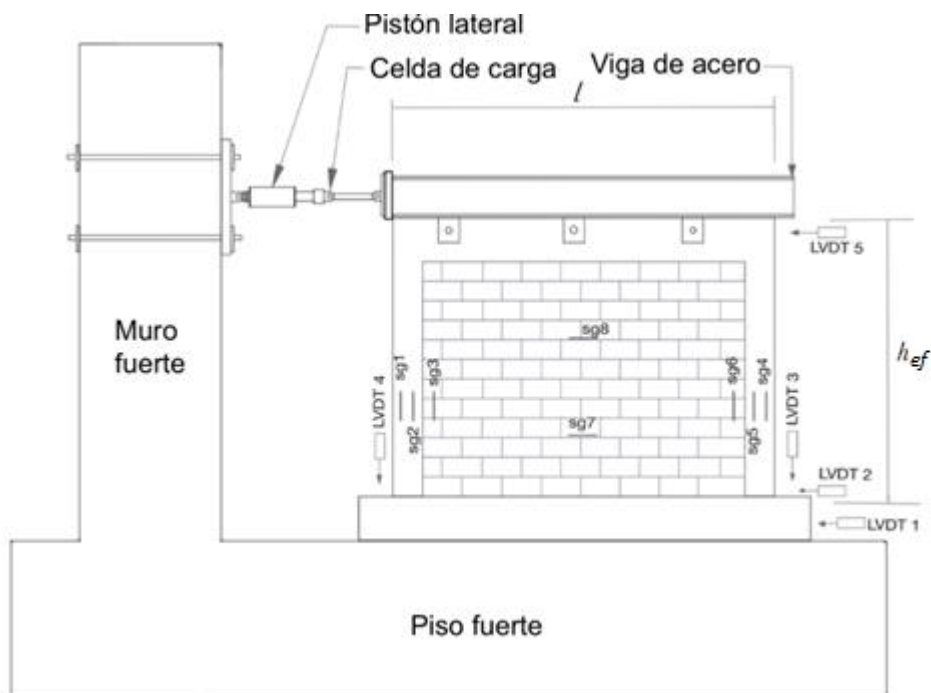


Figura 1-4. Montaje experimental para esta investigación

Fuente: Hidalgo (2020).

Anderson y Brzev (2009) hacen una clara distinción en los tipos de muros en función de su relación de aspecto, muros de corte a flexión (para aquellos con h/l mayor o igual que 1) y muros de corte chatos (para relaciones menores de 1). Ambas clasificaciones tienen su respectivo mecanismo de falla identificado, asociado a flexión y cortante respectivamente.

- **Modos de falla por flexión:** incluye falla dúctil por flexión, por adherencia e inestabilidad fuera del plano, como se muestra en la figura 1-5.

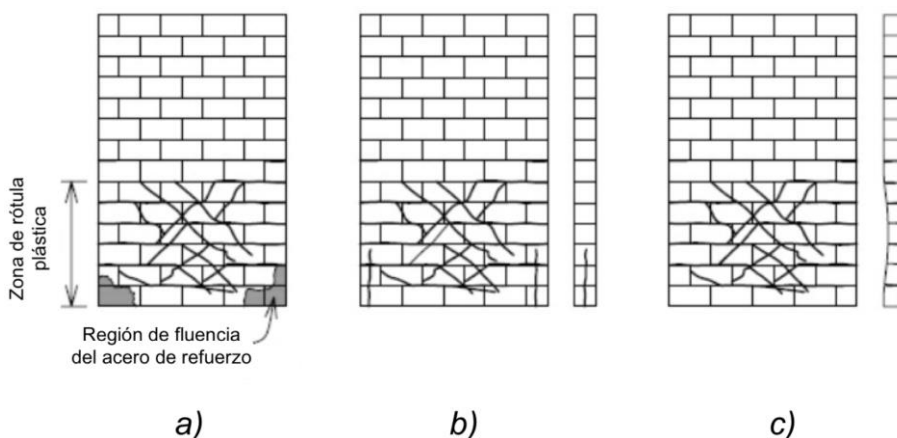


Figura 1-5. Mecanismos de falla en flexión a) Falla dúctil por flexión b) Por adherencia y c) Inestabilidad fuera del plano

Fuente: FEMA 306 (1999).

- **Modos de falla por cortante:** tensión diagonal y deslizamiento horizontal, como se muestra en la figura 1-6.

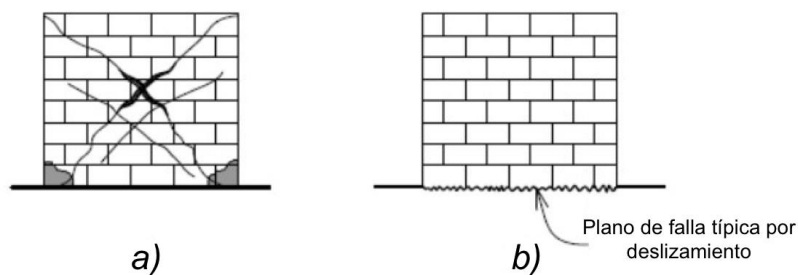


Figura 1-6. Mecanismos de falla por cortante a) Tensión diagonal y b) Deslizamiento horizontal (en la base)

Fuente: FEMA 306 (1999).

De manera similar, el NIST (*National Institute of Standards and Technology*) y la TMS (*The Masonry Society*) 402/602 (2016) proponen que, si la relación de aspecto de muros de mampostería es superior a 1 y se tiene una zona de rótula plástica bien diseñada, el modo de falla suele regirse por la flexión, mientras que aquellos muros con relaciones de aspectos bajas tienden a regirse por esfuerzos de cortante. Los valores intermedios presentan comportamientos híbridos.

Lo anterior se ilustra en la siguiente figura de manera esquemática.

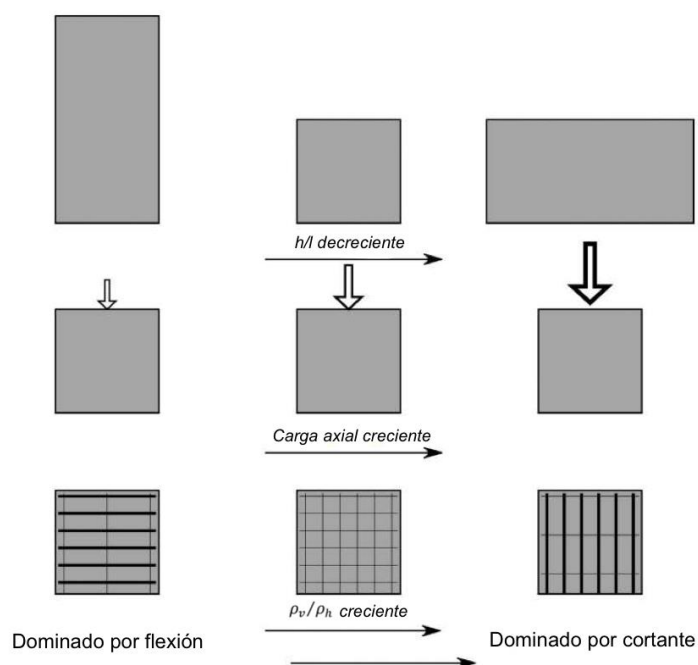


Figura 1-7. Ilustración conceptual de la influencia de la relación de aspecto en el comportamiento inelástico de los muros

Fuente: NIST (2014)

Generalmente, los muros controlados por fuerzas cortantes tienden a presentar fallas frágiles caracterizadas por grietas diagonales, mientras que los muros controlados por flexión presentan fallas más dúctiles (NIST, 2014).

Uno de los objetivos implícitos en los códigos de diseño como el TMS 402 (2016) y el CSCR-2010/14 (CFIA, 2016), es que sus muros de corte sean dominados por la flexión y sean dúctiles. Los códigos, de manera indirecta incitan a que este objetivo sea alcanzado a través de requerimientos en la distribución del refuerzo, limitaciones en el tamaño máximo y en la cantidad de refuerzo, entre otros. Sin embargo, puede que estas previsiones no sean suficientes para que se alcance un comportamiento dúctil.

Cuando un muro de corte tiene una relación de aspecto superior a 1 y tiene una zona de rótula plástica bien diseñada, resulta generalmente en una sección dominada por la flexión, con comportamiento dúctil (Paulay y Priestley, 1992); sin embargo, cuando un muro de corte tiene una relación h/l menor que uno o una carga axial alta, estos requerimientos pueden resultar en un muro con comportamiento frágil (NIST, 2014).

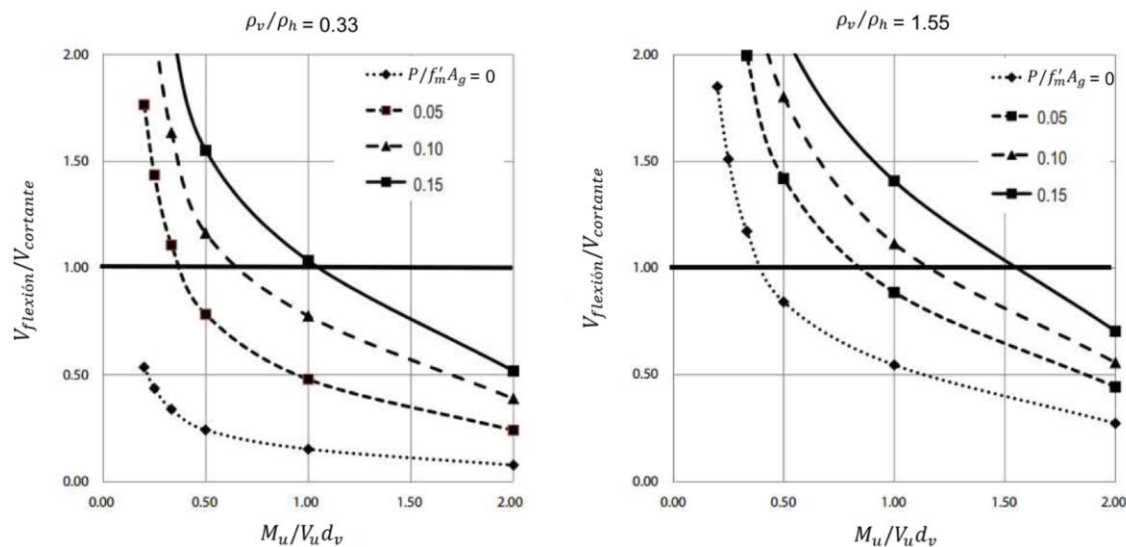


Figura 1-8. Efecto de la relación de aspecto y carga axial en el comportamiento esperado de muros de corte de mampostería.

Fuente: NIST (2014).

En la figura 1-8 se ilustra cómo el comportamiento de muros en voladizo se ve influenciado por la relación de aspecto, carga axial y la razón de reforzamiento vertical/horizontal. En esta figura, $V_{flexión}$ es la resistencia de cortante asociada con la falla en flexión, mientras que $V_{cortante}$ es la resistencia nominal de cortante calculada de acuerdo con el TMS 402 (2016). Las curvas de la figura 1-8 no son guías de diseño, sino que pretenden mostrar la influencia relativa que los parámetros de diseño tienen en el comportamiento inelástico. Los puntos que se ubican sobre

la línea $\frac{V_{flexión}}{V_{cortante}} = 1$, representan los muros que están típicamente dominados por grietas diagonales. El comportamiento de muros chatos es particularmente sensible a cambios en la carga axial (NIST, 2014).

Ahora bien, la relación h/l está estrechamente relacionada con la expresión $\frac{M_u}{V_u d}$ (como se demostrará en breve), la cual se utiliza en las expresiones para el diseño de muros de mampostería e incluso las modifica en función de dicha razón. Por ejemplo, con el fin de evitar fallas súbitas en muros, el CSCR-2010/14 (CFIA, 2016) limita el valor máximo de resistencia de cortante nominal V_n , a los siguientes valores (ecuación 9-22 del CSCR-2010/14):

$$\text{Cuando } \frac{M_u}{V_u d} \leq 0.25 \rightarrow V_n \leq (1.6 \sqrt{f'_m}) db_w \quad [\text{Ecuación 1-11}]$$

$$\text{Cuando } \frac{M_u}{V_u d} \geq 1 \rightarrow V_n \leq (1.06 \sqrt{f'_m}) db_w \quad [\text{Ecuación 1-12}]$$

Donde M_u (momento requerido) es el momento último experimentado por la sección transversal, V_u (cortante requerido) es el cortante último en la sección transversal y d es la distancia de la fibra extrema en compresión de la mampostería a la capa más alejada del acero. Para simplificar el análisis, un muro confinado como cualquiera de los utilizados en esta investigación (empotrado en la base y libre en la parte superior) puede simplificarse como una viga de gran peralte, como se representa en la siguiente figura.

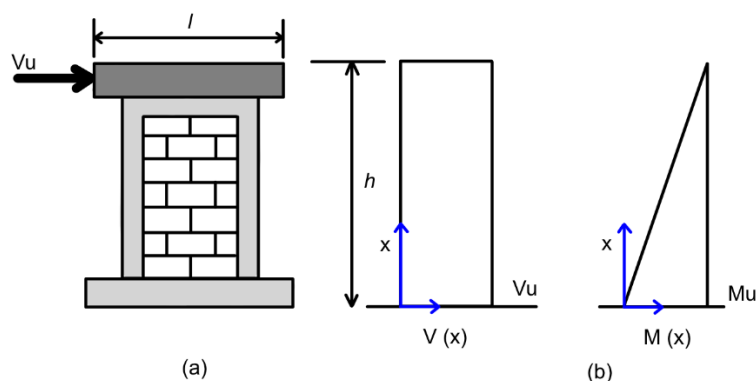


Figura 1-9. (a) Comparación de comportamiento de muro en voladizo como viga (b) Diagramas de cortante y momento para carga aplicada en el extremo.

En la figura 1-9 se ilustra cómo el momento flector que experimenta el muro en la base se genera al aplicársele una fuerza sísmica (V_u) y con la altura (h) como brazo de palanca, entonces:

$$M_u = V_u * h$$

De las dos ecuaciones anteriores se tiene:

$$\frac{M_u}{V_u * d} = \frac{V_u * h}{V_u * d} = \frac{h}{d} \approx \frac{h}{l}$$

Se puede aproximar $d_m \approx l$, al ser d_m la distancia de la fibra extrema en compresión de la mampostería a la capa de acero más lejana.

Además, en investigaciones similares a la presente, se ha encontrado que el uso de la teoría de vigas para el análisis y predicción de la resistencia arroja resultados dentro de un nivel de exactitud aceptable para muros que se encuentren sujetos a esfuerzos de compresión axial bajos (Shedid et al., 2008).

1.9.3 Parámetros de estudio

1.9.3.1 Rigidez y degradación de la rigidez

La rigidez de un elemento se define como la resistencia que opone al someterse a deformaciones. La rigidez depende principalmente de las relaciones y dimensiones geométricas, tipo de apoyo (conexiones), así como del material constitutivo. Más específicamente, la rigidez se define como la fuerza lateral requerida para producir un desplazamiento unitario, pero está determinada por el inverso de las deflexiones por flexión y por cortante producidas por una fuerza unitaria (Popov, 2000).

La rigidez elástica de cortante de un muro sin agrietar puede calcularse a partir del módulo de elasticidad de la mampostería y el área efectiva de cortante de la sección transversal, utilizando los principios de mecánica de sólidos. Sin embargo, la rigidez real de un segmento de muro es frecuentemente mucho menor que el valor teórico debido a las grietas por flexión y cortante que ocasionan cargas laterales moderadas (NIST, 2014).

Datos experimentales (Shing et al., 1989), muestran que la rigidez secante de cortante de un muro de mampostería en voladizo, con una relación de aspecto de 1 y cargada hasta un punto donde desarrolla grietas diagonales importantes, puede ser tan bajo como 20 % del valor teórico; y que un muro cargado hasta el 50 % de su capacidad de cortante puede tener una rigidez real del 50 % del valor teórico.

El tipo de apoyo se define con las condiciones de soporte en los extremos del muro, y determina si un muro está empotrado-empotrado o en voladizo, como se muestra en la figura 1-10. En el modelo en voladizo, el muro es libre de rotar y moverse en su extremo superior, este modelo es apropiado para muros de edificios de mampostería de un solo nivel (Anderson y Brzev, 2009). Nótese que los desplazamientos por flexión serán dominantes en muros con relaciones de aspecto iguales o mayores que dos (Anderson y Brzev, 2009).

Por ejemplo, la contribución de la deformación por cortante para un muro con una relación de aspecto h/l de 2.0 es de 16 % para el modelo en voladizo y 43 % para el modelo empotrado - libre traslación y rotación restringida

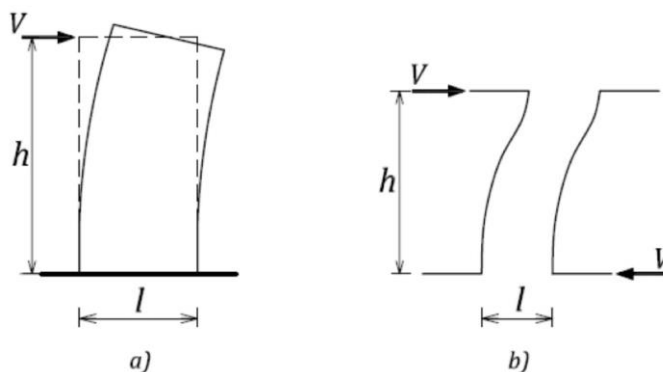


Figura 1-10. Modelos de rigidez para muros a) en voladizo b) empotrado - libre traslación y rotación restringida

Fuente: Anderson y Brzev (2009).

Para muros como los de esta investigación (voladizo), la rigidez se obtiene a partir del módulo de elasticidad de la mampostería y los principios de mecánica del sólido (Popov, 2000). La rigidez está compuesta por la rigidez de cortante (k_v) y la rigidez en flexión (k_b) y se puede expresar de la siguiente forma:

$$k_{total} = \frac{1}{1/k_b + 1/k_v} \quad [\text{Ecuación 1-13}]$$

$$k_b = \frac{3EI}{h^3} = \frac{Eb}{4 * \left(\frac{h}{l}\right)^3} \quad [\text{Ecuación 1-14}]$$

$$k_v = \frac{GA_{va}}{h} = \frac{Gb_w}{h/l} \quad [\text{Ecuación 1-15}]$$

donde:

A_{va} = área efectiva en cortante de la sección transversal h = altura del muro

b = ancho de la sección transversal I = inercia de la sección transversal

b_w = ancho efectivo en cortante de la sección transversal k_b = rigidez en flexión

E = módulo de elasticidad k_v = rigidez de cortante

G = módulo de cortante k_t = rigidez total

l = largo del muro

De acuerdo con el CSCR-10/14 (CFIA, 2016), para el análisis de estructuras de mampostería, el momento de inercia y el área equivalentes deben ser considerados como:

$$I_{eq} = I_e \text{ y } A_{eq} = A_e, \text{ para elementos en flexocompresión}$$

$$I_{eq} = 0.5 I_e \text{ y } A_{eq} = A_e, \text{ para elementos en flexión}$$

donde:

I_{eq} = momento de inercia equivalente de la sección transversal de la mampostería

A_{eq} = área equivalente de la sección transversal de mampostería

I_e = momento de inercia efectivo de la sección transversal de la mampostería. Corresponde a la sección bruta menos la sección de las celdas vacías de la mampostería.

A_e = área efectiva de la sección transversal de la mampostería. Corresponde a la sección bruta menos la sección de las celdas vacías de la mampostería.

Como se mencionó anteriormente, los muros de esta investigación se clasifican como *elementos en flexión*. El cálculo de I_e correspondiente a la inercia efectiva, así como de A_e , correspondiente al área efectiva, debe hacerse reduciendo de las secciones brutas las secciones correspondientes a las celdas vacías. Se consideran elementos en flexocompresión aquellos con una carga axial última superior a $0.1f'_m A_e$ (Poveda, 2019).

No obstante, en el borrador del nuevo CSCR (aún sin publicar), desaparece la distinción entre *elementos en flexión* y *elementos en flexocompresión*, y se unifica su análisis de la siguiente manera:

$$I_{eq} = 0.5 I_e \text{ y } A_{eq} = 0.5 A_e$$

Es decir, además de unificar los elementos sin importar su nivel de carga axial, se está reduciendo a la mitad el área equivalente.

La razón para disminuir la rigidez a la mitad para estos elementos es tomar en cuenta el agrietamiento que experimenta el miembro debido a la flexión y que tiene como consecuencia una *degradación de la rigidez*.

Un muro experimenta este fenómeno cuando es sometido a cargas cíclicas en su plano, el nivel de degradación depende del daño que experimenta durante la respuesta cíclica (Ramírez et al., 2016).

Mediante las curvas de histéresis se puede observar la degradación de la rigidez que experimenta un muro conforme avanzan los ciclos de carga, así como la disminución de la resistencia ante aumentos en el desplazamiento debido al agrietamiento del material. Generalmente, la degradación de la rigidez ocurre en el ciclo de descarga (Haach et al., 2010).

Las curvas de histéresis de materiales frágiles y semi-dúctiles (como los que fallan por cortante), presentan por lo general el estrangulamiento de los lazos entre cada fase de carga y descarga. Acuña (2014), menciona que esto se debe a un proceso del material en el que antes de recobrar la rigidez se debe dar un desplazamiento inverso significativo, en el cual la ganancia de resistencia no posee la misma pendiente que la observada durante la fase elástica. En las figuras

1-11 y 1-12, se muestran los diagramas histeréticos típicos de muros dominados por cortante y flexión respectivamente.

En el caso de modos de falla dominados por cortante, la respuesta es inicialmente elástica, hasta que ocurre el agrietamiento, en este punto ocurre una caída sustancial en la rigidez (ver figura 1-11). Una vez que se generan las fallas diagonales, este comportamiento es particularmente notorio. Después de que se generan algunas grietas importantes, la resistencia del muro integral es reemplazada por un mecanismo de puntal tensor. No obstante, la rigidez sufre una caída significativa poco después de la formación del puntal tensor y para fines prácticos se considera como cero (Anderson y Brzev, 2009).

Se espera que un incremento en la cantidad de refuerzo vertical y horizontal y/o un incremento en la carga axial, reduzca el tamaño de las grietas e incremente la rigidez cortante (Anderson, y Brzev, 2009).

Para muros con mecanismos de falla dominados por flexión, una caída en la rigidez inmediatamente después de la aparición de la primera grieta no es relevante. Como puede observarse en la figura 1-12, la rigidez cae después de que fluye el refuerzo vertical, y continua degradándose mientras se incrementan las deformaciones inelásticas (que dependen de la ductilidad de el muro bajo consideración). El espécimen cuyos resultados son mostrados en la figura 1-12 presentó fluencia en el acero de refuerzo y aplastamiento en la base (Shing et al., 1989).

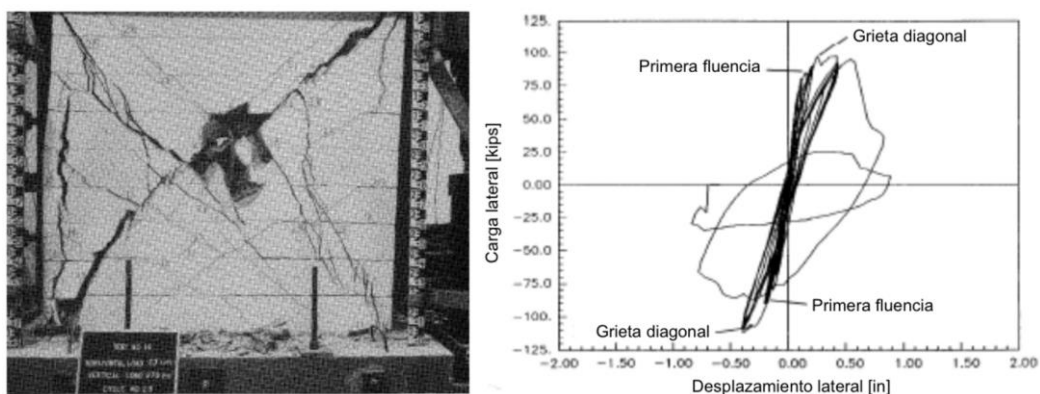


Figura 1-11. Patrón de agrietamiento y curvas de fuerza-deformación para muros de mampostería dominados por cortante

Fuente: Shing et al. (1990), FEMA 307 (1999).

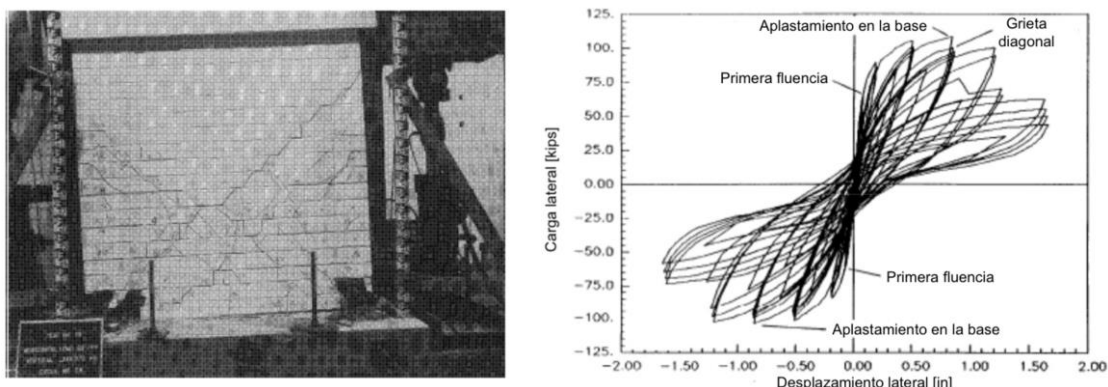


Figura 1-12. Patrón de agrietamiento y curvas de fuerza-deformación para muros de mampostería dominados por flexión

Fuente: Shing et al. (1990), FEMA 307 (1999).

1.9.3.2 Resistencia de cortante

En el caso de muros, la resistencia de cortante se define como la capacidad de soportar fuerzas paralelas a su plano (flexión en el plano). Dentro de un sistema sismorresistente dual o a base de muros, estos elementos, llamados bajo este contexto, muros de corte, se encargan de tomar la totalidad o una alta proporción de las cargas laterales a las que se ve sometida la estructura.

La resistencia de cortante según el CSCR-2010/14 (CFIA, 2016), se rige bajo la siguiente expresión:

$$V_n = V_m + V_s \quad \text{[Ecuación 1-16]}$$

Donde V_s es el aporte del refuerzo y está dado por la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{0.5 A_{sh} f_y d}{S_h} \quad \text{[Ecuación 1-17]}$$

Donde, A_{sh} es el área de la barra de refuerzo transversal, f_y es el esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal, d es la distancia desde la fibra extrema en compresión a la última varilla vertical y S_h es la separación del refuerzo horizontal. La ecuación 1-17 es válida cuando el refuerzo está embebido en concreto en toda su longitud. En caso contrario, se debe utilizar la mitad del valor obtenido con esa ecuación.

V_m es el aporte de la mampostería, y se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$V_m = \left\{ \left[1 - 0.44 \left(\frac{M_u}{V_u d} \right) \right] \sqrt{f'_m} + 0.25 \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right\} db_w \quad \text{[Ecuación 1-18]}$$

En la ecuación 1-18, el valor $\frac{M_u}{V_u d}$ nunca debe tomarse mayor que 1.0 y debe considerarse como un número positivo y adimensional. El valor de V_n obtenido a partir de la suma de estos dos componentes no debe exceder los valores mencionados en las ecuaciones 1-11 y 1-12.

Estimar adecuadamente la resistencia de cortante de muros de mampostería parcialmente rellena ha sido un tema de suma importancia en las últimas tres décadas. Por consiguiente, es común encontrar expresiones variadas en la literatura.

Algunas de estas expresiones para el cálculo de la resistencia de cortante se mostraron anteriormente (sección 1.8.2, cuadro 1-4). Estas expresiones fueron originalmente derivadas a partir de muros de mampostería completamente rellena (Sandoval et al., 2018).

1.9.3.3 Ductilidad

Para minimizar daños importantes y asegurar la supervivencia de las estructuras con resistencia moderada a fuerzas laterales, estas deben ser capaces de mantener un porcentaje alto de su resistencia inicial cuando un sismo le impone grandes deformaciones. Estas deformaciones pueden ir mucho más allá del límite elástico. Esta habilidad de las estructuras, sus componentes y materiales, de ofrecer resistencia en el dominio inelástico es lo que se describe, de manera general, con el término *ductilidad* (Paulay y Priestley, 1992).

La ductilidad en elementos estructurales solamente se puede desarrollar si los materiales constituyentes son dúctiles per se. Por lo tanto, en el caso de la mampostería, es relativamente sencillo alcanzar la ductilidad deseada si la resistencia a la tensión es proveída por el acero (Paulay y Priestley, 1992).

La ductilidad y la capacidad para disipar energía son consideraciones importantes en el diseño sismorresistente. De acuerdo con los códigos de construcción, la resistencia requerida de la estructura puede ser sustancialmente reducida si la misma es capaz de proveer una adecuada capacidad de deformación más allá del límite elástico. Es más, la disipación de energía a través del amortiguamiento histerético puede reducir la amplitud de la respuesta sísmica y, de este modo, reducir la demanda de ductilidad en la estructura. Para muros individuales, estos parámetros se definen y evalúan para servir como indicadores de desempeño (Shing et al., 1989).

El NIST (2014), define la ductilidad (μ) como el parámetro que mide la capacidad de un elemento para resistir ciclos repetidos de deformación inelástica sin una degradación significativa de la resistencia. Para estructuras de un grado de libertad, cuyo diagrama de fuerza-desplazamiento sea similar al mostrado en la figura 1-13 (c), se puede expresar como:

[Ecuación 1-19]

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

donde:

Δ_u = desplazamiento último

Δ_y = desplazamiento de fluencia

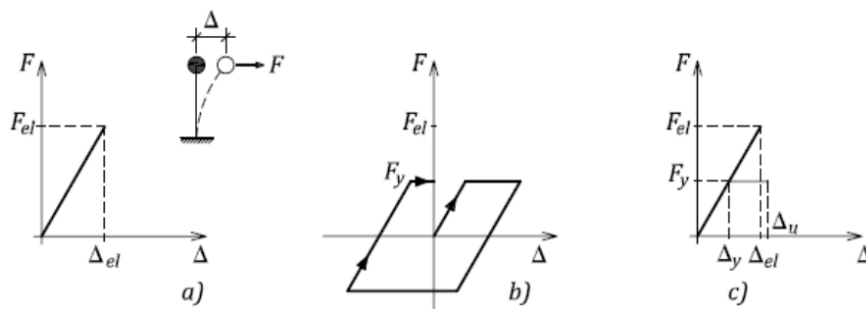


Figura 1-13. Diagrama de fuerza-desplazamiento para a) Respuesta elástica; b) Respuesta inelástica c) Regla de desplazamientos equivalentes

Fuente: Anderson y Brzev, S. (2009).

Para elementos y estructuras que muestran un comportamiento elasto-plástico casi perfecto como el de la figura 1-14 es generalmente aceptado que el cálculo de la ductilidad se realice con bastante exactitud utilizando la expresión de la ecuación 1-19, y tomando para Δ_y ya sea el desplazamiento de fluencia real o definiendo un desplazamiento de fluencia efectivo Δ_{ye} en el punto donde la línea elástica interseca la línea plástica (Shedid et al., 2008).

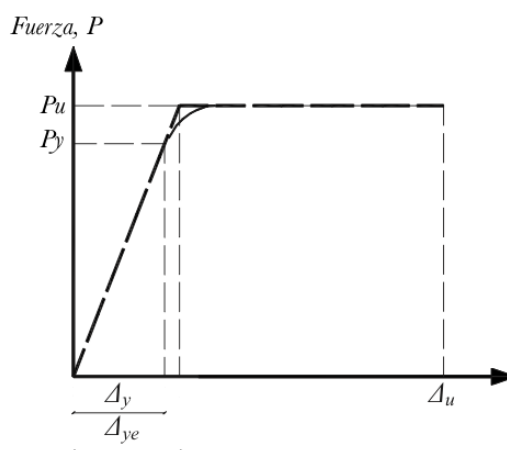


Figura 1-14. Diagrama bilineal idealizado con comportamiento elastoplástico perfecto

Fuente: Shedid et al. (2008)

Sin embargo, en los muros compuestos de numerosas capas de refuerzo, las varillas de las capas más externas tienden a alcanzar la fluencia mucho antes de la carga máxima. Como se muestra

en la figura 1-15, conforme aumenta la carga, la rigidez (pendiente de la curva) disminuye hasta un punto de capacidad última Δ_u . Después de este punto, la carga se mantiene constante y el desplazamiento sigue aumentando hasta que empieza a disminuir la capacidad del muro, esto conforme aumenta el daño en la mampostería y se pandea el refuerzo de compresión producto de grandes desplazamientos (Shedid et al., 2008).

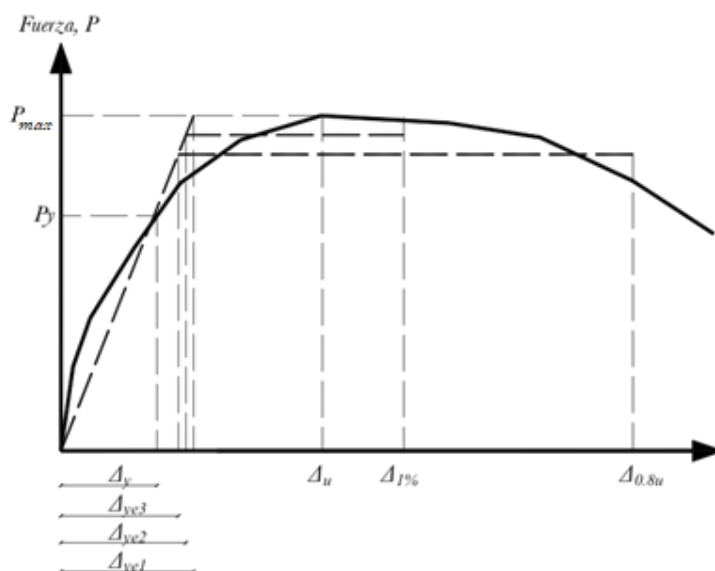


Figura 1-15. Diagrama bilineal idealizado para definiciones alternativas de ductilidad

Fuente: Shedid et al. (2008)

En cuanto a los valores típicos de ductilidad para muros de mampostería, Tomazevic (1999), expone que, para la verificación de la resistencia sísmica, el valor de la ductilidad asociada al desplazamiento último debe limitarse a los siguientes valores, a pesar de que en resultados experimentales se obtengan, usualmente, valores mayores:

- $\mu = 2.0-3.0$ para el caso de muros de mampostería sin reforzar
- $\mu = 3.0-4.0$ para el caso de muros de mampostería confinada
- $\mu = 4.0-5.0$ para el caso de muros de mampostería reforzada (integralmente)

De acuerdo con Shedid et al. (2008) “existen distintas discusiones en la literatura en relación con la definición apropiada de ductilidad (Park y Paulay 1975; Shing et al. 1989; Paulay y Priestley 1992; Priestley et al. 1996; Tomazevic 1999), pero no existe un consenso general hasta el momento”.

A continuación, se presentan las alternativas para el cálculo de la ductilidad recopiladas por Shedid et al. (2008) (ver figura 1-15):

- Opción 1: esta opción ignora la parte de la curva Fuerza-Desplazamiento sobre la fuerza de fluencia y cualquier resistencia después de la carga máxima y utiliza la idealización elasto-plástica intersecando ambas líneas en el punto de fluencia $\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$.
- Opción 2: una alternativa conservadora a la opción 1 sería definir un desplazamiento de fluencia efectivo $\Delta_{ye1} = \Delta_y \left(\frac{P_u}{P_y} \right)$ que corresponda al punto donde la extensión de la línea elástica alcanza el punto de carga última P_u (en este caso $\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_{ye1}}$).
- Opción 3: un valor un poco menos conservador de ductilidad se obtiene al definir el desplazamiento de fluencia efectivo, de modo que el área bajo la curva idealizada es la misma que la de la curva experimental hasta el desplazamiento de la carga máxima.
- Opción 4: la ductilidad puede relacionarse con un límite específico de desplazamiento, después del cual, la ductilidad adicional aportada se podría decir que es despreciable. Por ejemplo, si el límite estipulado de desplazamiento es de 1 %, la ductilidad sería $\mu = \frac{\Delta_{\Delta 1\%}}{\Delta_u}$.
- Opción 5: esta opción es similar a la anterior excepto porque el desplazamiento de fluencia efectivo Δ_{ye2} se define de modo que se igualen las energías (áreas bajo las curvas) hasta el desplazamiento límite (se diferencia de la opción 3 porque las áreas se igualan hasta el desplazamiento definido como límite, mientras que en la opción 3 se igualan hasta el desplazamiento correspondiente a la carga máxima).
- Opción 6: algunos autores han discutido sobre el considerable beneficio en la ductilidad cuando hay algún grado de degradación de la capacidad. Un límite razonable de degradación de resistencia bajo estas circunstancias puede tomarse como 80 % de P_u , y para simplificar, la ductilidad se puede expresar como $\mu_{\Delta 0.8u} = \frac{\Delta_{0.8u}}{\Delta_y}$.
- Opción 7: una alternativa a la opción anterior, es redefinir el desplazamiento de fluencia efectivo Δ_{ye3} como el valor que produce para la curva bilineal, la misma energía bajo la curva hasta el desplazamiento de $\Delta_{0.8u}$. En este caso, $\mu_{\Delta 0.8u} = \frac{\Delta_{0.8u}}{\Delta_{ye3}}$.

En la metodología se ampliará sobre la forma elegida para obtener la ductilidad en muros de mampostería.

1.9.3.4 Disipación de energía

La disipación de energía es proporcional al área encerrada por los lazos histeréticos del diagrama fuerza-desplazamiento. Se obtiene a partir de la integración de la curva histerética.

La degradación de la rigidez y la disipación de energía son parámetros importantes dentro del alcance del modelado y análisis de la respuesta a carga cíclica de muros de mampostería. Esta capacidad es evaluada a través del coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente, que corresponde a la razón entre la energía disipada por el muro (E_{dis}) y la energía total suministrada durante el proceso de carga (E_{sum}), como se muestra en la siguiente figura (Haach et al., 2010).

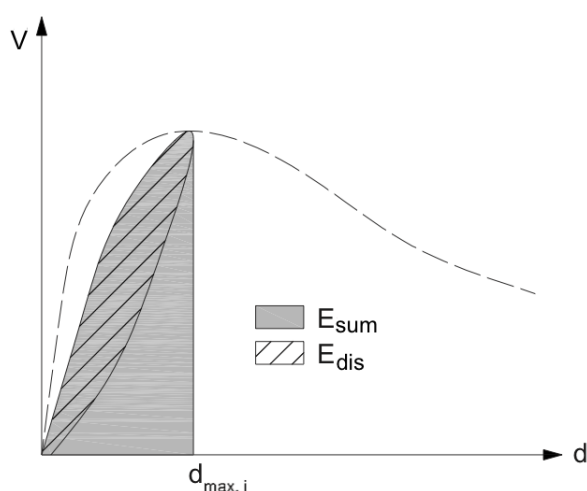


Figura 1-16. Representación de la energía disipada y la energía suministrada en un ciclo de carga.

Fuente: Haach et al. (2010)

Sin embargo, para el cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente, se sigue la aproximación utilizada por Ramírez et al. (2016), como se describe a continuación.

1.9.3.5 Amortiguamiento viscoso equivalente

De acuerdo con Ramírez et al. (2016), una de las formas más simples de representar el verdadero amortiguamiento de las estructuras es a través del *amortiguamiento viscoso equivalente*. Una forma de obtenerlo es a través de la técnica de establecer la energía disipada de cada uno de los ciclos histeréticos igual a la energía disipada de un sistema con una relación de amortiguación viscosa lineal $\xi_{eq,i}$:

$$\xi_{eq,i} = \frac{E_{s,i}}{2 \pi K_{s,i} \delta_{max,i}^2} \quad [\text{Ecuación 1-20}]$$

donde:

$E_{s,i}$ = energía disipada en cada ciclo de carga (calculado como el área encerrada por los lazos histéricos, ver figura 1-16)

$K_{s,i}$ = rigidez secante de cada ciclo de carga

$\delta_{max,i}$ = desplazamiento máximo del ciclo de carga

1.9.3.6 Nivel de desplazamiento

El nivel de desplazamiento o *deriva* (δ), es uno de los parámetros más importantes en el diseño de estructuras. Para un caso como el de este estudio, se puede expresar como la relación entre el desplazamiento horizontal medido a la altura del punto de inflexión y su altura efectiva (h_{ef}) (Ramírez et al., 2016). Como se explicó anteriormente, en el caso de esta investigación, la altura efectiva es la misma que la altura geométrica h .

De modo que:

$$\Delta = \frac{\Delta_{max}}{h_{ef}} = \frac{\Delta_{max}}{h} \quad \text{[Ecuación 1-21]}$$

El desplazamiento horizontal incluye las deformaciones laterales debidas a cortante y flexión, mas no los desplazamientos debidos a deslizamientos.

1.10 Antecedentes experimentales

Como se mencionó anteriormente, todo el trabajo práctico y experimental, desde el ensayo de los materiales constituyentes hasta la falla de los especímenes construidos, fue realizado de previo a la ejecución de esta investigación.

Al ser un esfuerzo conjunto, los objetivos de los trabajos de investigación que se desarrollan en forma paralela a esta investigación tienen fines distintos a los del presente proyecto, por tal razón, la agenda se planteó inicialmente de la siguiente forma:

- Primer grupo de muros: estos muros se construyen y se cargan hasta la falla, los resultados obtenidos se toman de referencia para el segundo grupo de muros.
- Segundo grupo de muros: una vez construidos, se cargan hasta un nivel de daño establecido por las pruebas del primer grupo de muros, se reparan, ya sea con refuerzo

compuesto de fibras de carbono o con malla electrosoldada, y se someten a carga hasta la falla.

- Tercer grupo de muros: al igual que con el primer muro se planteó que estos fueran la referencia para el cuarto grupo de muros, de modo que una vez construidos, se cargarían hasta la falla
- Cuarto grupo de muros: estos muros se llevarían hasta un nivel de daño específico y luego se repararían para ser llevados hasta la falla posteriormente.

Sin embargo, como se mencionó anteriormente, varias afectaciones incluidas la crisis por COVID-19, forzaron a que se redujera el alcance, de modo que quedó de la siguiente forma:

- Tercer (y último) grupo de muros: los muros se cargan hasta cierto nivel de daño (precarga), se reparan y se llevan hasta la falla.

1.10.1 Etapa previa a construcción de muros

Antes de iniciar con el diseño de los muros, se requiere caracterizar los materiales con los que se va a construir: bloques de concreto, agregados, acero y mortero. Los ensayos realizados a los materiales y sus respectivas normativas ASTM se resumen en el siguiente cuadro.

Cuadro 1-6. Normativas ASTM utilizadas para el proceso experimental. Tomado de Picado (2019)

Normas ASTM (Internacional)	Norma INTE (Costa Rica)	Nombre del ensayo
ASTM A615 (2018)	INTE C400:2019	Características del acero
ASTM A706 (2016)	INTE C401:2017	
ASTM A370 (2019)	INTE C403:2014	Resistencia a tracción del acero
ASTM C33 (2016)	INTE C15:2018	Granulometría de agregados
ASTM C136 (2014)	INTE C46:2016	
ASTM C117 (2017)	INTE C49:2018	Cantidad de material que pasa el tamiz 75 µm
ASTM C29 (2017)	INTE C58:2013	Densidad bruta y porcentaje de vacíos en agregados
ASTM C127 (2015)	INTE C68:2016	Densidad, gravedad específica y absorción de los agregados grueso y fino
ASTM C128 (2015)	INTE C69:2016	
ASTM C188 (2017)	INTE C141:2018	Gravedad específica del cemento hidráulico
ASTM C143 (2015)	INTE C41:2017	Revenimiento del concreto hidráulico

Normas ASTM (Internacional)	Norma INTE (Costa Rica)	Nombre del ensayo
ASTM C31 (2011)	INTE C19:2019	Resistencia a compresión de
ASTM C39 (2018)	INTE C39:2018	cilindros de concreto
ASTM C109 (2016)	INTE C57:2018	Resistencia a compresión del mortero
ASTM C1019 (2018)	INTE C56:2018	Resistencia a compresión del concreto de relleno
ASTM C140 (2017)	INTE C50:2018	Resistencia a compresión de los bloques de concreto
ASTM C1314 (2016)	INTE C55:2015	Resistencia de prismas de mampostería

Con los resultados de los ensayos se caracterizaron los materiales componentes de los muros de este estudio.

El diseño de los muros se realizó siguiendo el procedimiento LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) y los lineamientos establecidos por el CSCR-2010/14 (CFIA, 2016), así como lo provisto por el ACI 318S-14 (ACI, 2014) para el diseño de los elementos de borde de concreto reforzado.

1.10.2 Construcción de los muros

La normativa costarricense establece 3 sistemas de mampostería de acuerdo con sus propiedades mecánicas: clase A, B y C. De acuerdo con esta normativa, para que un muro sea de un tipo de mampostería, todos sus componentes (concreto de relleno, mortero de pega y bloques) también deben cumplir con los requerimientos mecánicos respectivos. En esta investigación se utiliza mampostería clase A, en el siguiente cuadro se resume los requerimientos del sistema.

Si todos los componentes del sistema cumplen con las resistencias mínimas establecidas (ver cuadro 1-7), la resistencia del sistema ($f'm$) se considera como 100 kg/cm².

Cuadro 1-7. Requerimientos mecánicos de los componentes de mampostería Clase A de acuerdo con el Código Sísmico de Costa Rica 2010/14.

Elemento	Resistencia a la compresión a los 28 días (kg/cm ²)
Bloque de concreto (f'_b)	133
Mortero de pega (f'_m)	175
Concreto de relleno (f'_g)	175

Los muros fueron construidos en 3 grupos de 5, 5 y 4 unidades, los muros de cada grupo fueron construidos de manera simultánea y se llevó cada uno a la falla antes de empezar con la construcción del siguiente.

Todos los muros fueron construidos dentro del LanammeUCR, para lo que fue contratada mano de obra calificada y se mantuvo el mismo albañil durante todo el proyecto. En las siguientes figuras se muestran las dimensiones de los muros, todas las cotas están en centímetros. Después, se describe brevemente el proceso constructivo

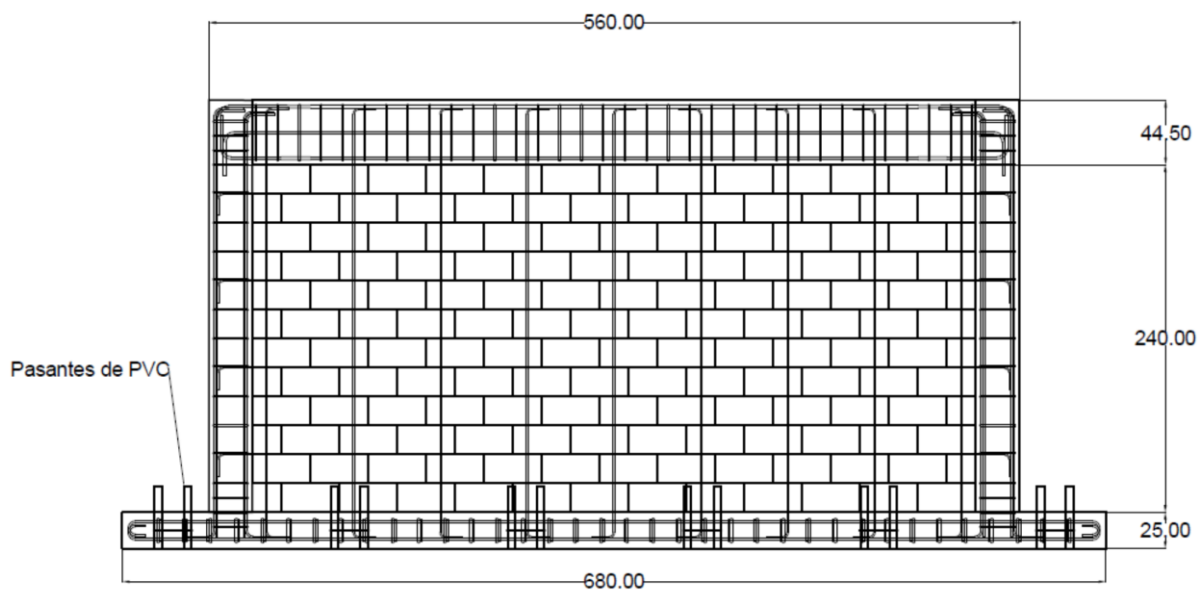


Figura 1-17. Dimensiones del muro de mampostería de relación de aspecto $h/l=0.5$. Cotas en cm.

Fuente: Picado (2019).

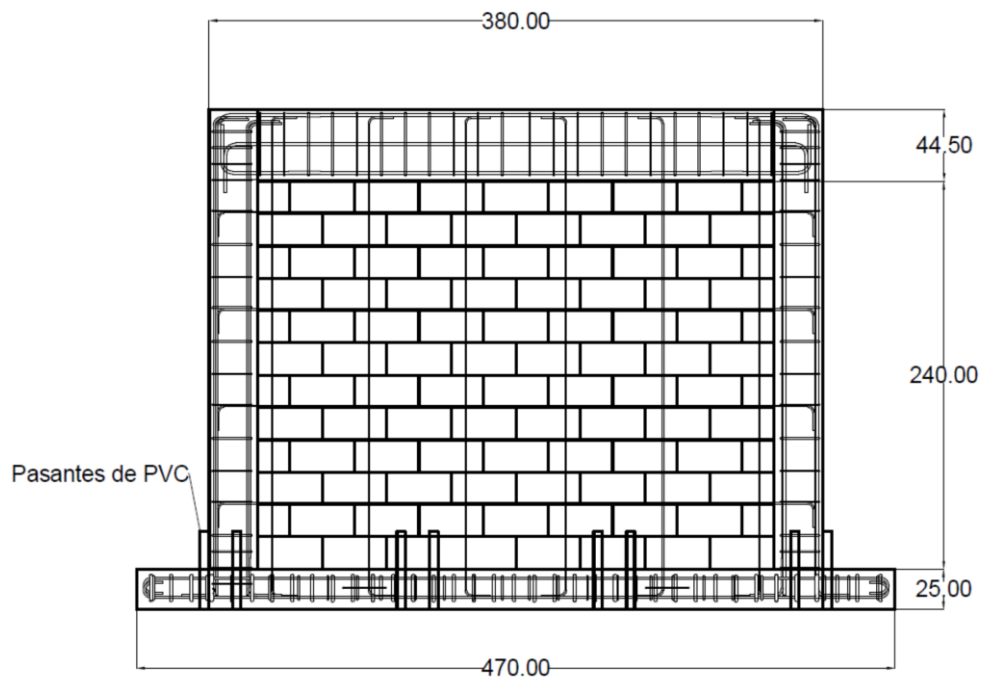


Figura 1-18. Dimensiones del muro de mampostería de relación de aspecto $h/l=0.75$. Cotas en cm.

Fuente: Picado (2019).

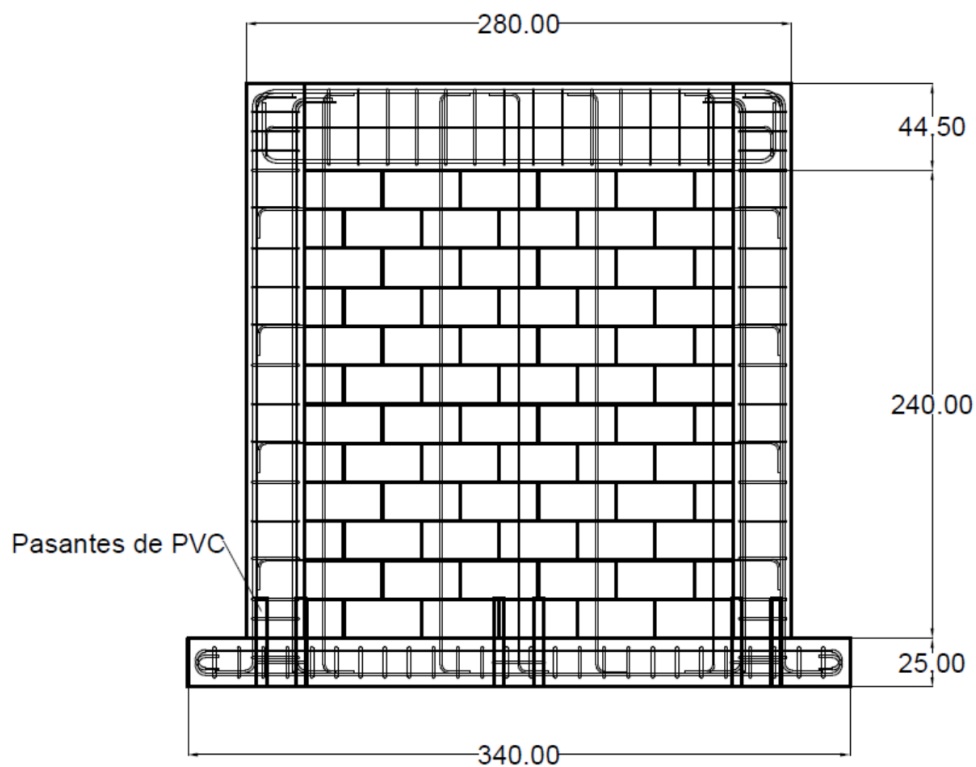


Figura 1-19. Dimensiones del muro de mampostería de relación de aspecto $h/l=1$. Cotas en cm.

Fuente: Picado (2019).

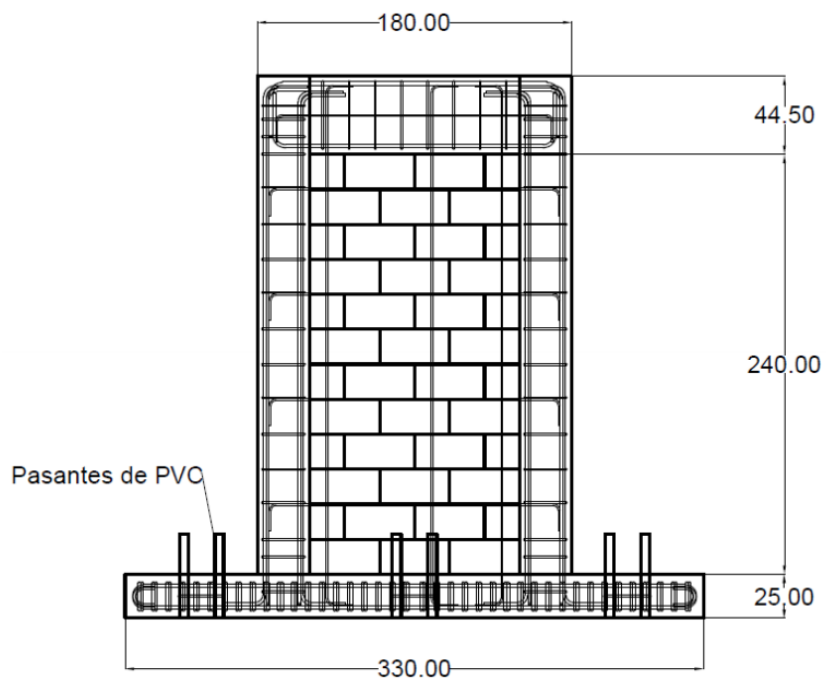


Figura 1-20. Dimensiones del muro de mampostería de relación de aspecto $h/l = 1.5$. Cotas en cm.

Fuente: Picado (2019).

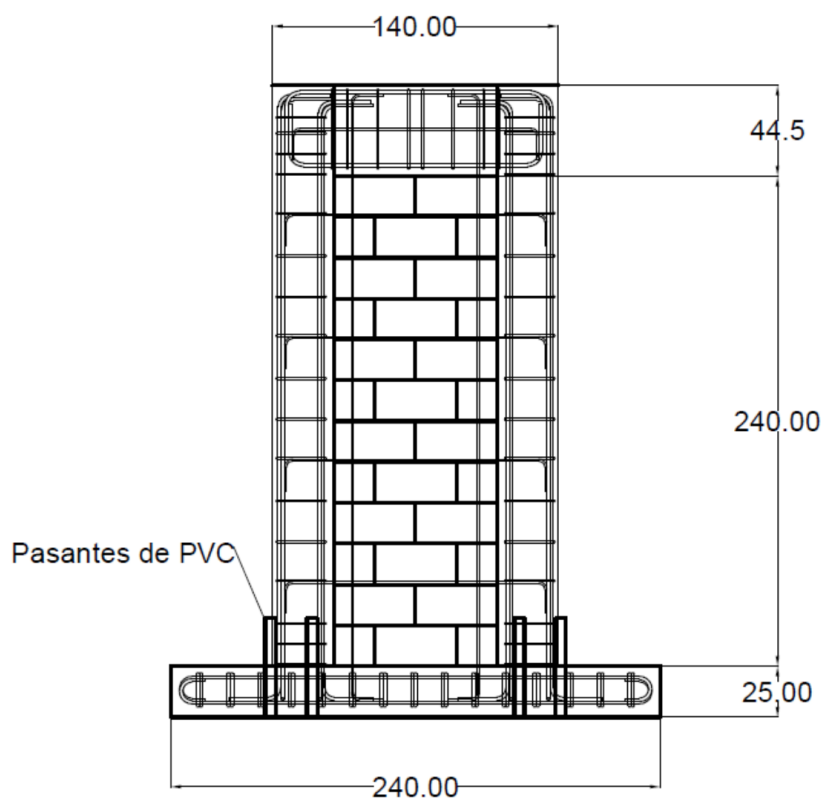


Figura 1-21. Dimensiones del muro de mampostería de relación de aspecto $h/l = 2$

Fuente: Picado (2019).

1. Cimentación

Es el primer elemento que se construye, naturalmente se inicia con la confección de las armaduras de refuerzo. Una vez listas, se colocan en el piso fuerte para ajustar la ubicación de los ductos para los pernos de anclaje al piso fuerte. Ver figura 1-22.

Antes de colar el concreto, se encofra las fundaciones y se coloca el acero vertical de los paños y de las columnas, a las cuales se les ha instalado galgas extensométricas y se les ha impermeabilizado a través de una capa protectora consistente en: cinta aislante (*tape* eléctrico), parafina, trozo de manguera plástica y más cinta aislante, como se muestra en la figura 1-23.



Figura 1-22. (a) Armadura de cimentación (b) Ductos para pernos de anclaje (c) Ajustes en piso fuerte

Fuente: Picado (2019)



Figura 1-23. (a) Armadura encofrada (b) Galgas extensométricas con protección

Fuente: Picado (2019)

Luego se procede a colar las fundaciones, para lo cual se utiliza concreto premezclado y se toman cilindros de muestra para el control de resistencia.

2. Paño de mampostería

En el mercado nacional los espesores nominales de bloques son de 12, 15 y 20 cm. En esta investigación se utilizaron bloques de 15 cm de espesor.

Para la construcción de los paños de mampostería se utilizó concreto autocompactable, para esto se utilizó bolsas de cemento para impedir el paso del concreto hacia celdas que no debían ir rellenas.

Además, se dejaron ventanas de inspección en la base para comprobar que el concreto había llegado hasta la primera hilada (figura 1-24). Una vez fraguadas las sisas, se procede a colocar el concreto de relleno.

El acero horizontal se colocó de acuerdo con el diseño, algunas varillas llevaban galgas extensométricas también.

3. Elementos de borde

Una vez terminado el paño de mampostería, se realiza el colado de las columnas y vigas, en ese respectivo orden, se utilizan encofrados de madera. Para evitar la aparición de juntas frías en el plano de unión viga-paño, el concreto es vertido en las columnas hasta $\frac{3}{4}$ partes de su altura, una vez fraguado, se ajustan los pernos de la viga corona, y se cuela la parte restante de las columnas y la viga corona. Se utiliza concreto preparado en sitio con una dosificación 1:2:2. Ver figura 1-25.



Figura 1-24. (a) Paño de mampostería terminado (b) Ventanas de inspección en hilada inferior

Fuente: Picado (2019)

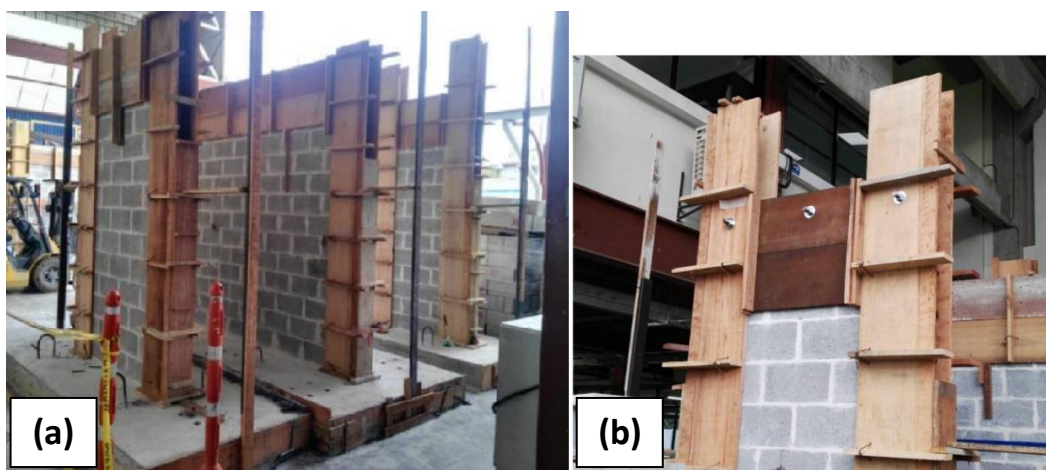


Figura 1-25. (a) Encofrado de elementos de borde (b) Ajuste de pernos en viga corona

Fuente: Picado (2019)

Una vez fraguado el concreto, se procede a la remoción de la formaleta y curado durante 28 días (figura 1-26). Una vez cumplido este lapso, los muros están listos para instrumentarse y someterse a la falla.



Figura 1-26. Muros finalizados y en proceso de curado

Fuente: Picado (2019)

1.10.3 Programa experimental

La rigidez elástica de cortante, la resistencia de cortante y la ductilidad se determinan sometiendo un espécimen a carga cíclica en su plano de acuerdo con uno de los tres protocolos establecidos por la norma ASTM E2126 (2011), los protocolos se explicarán más adelante.

La intención de estas pruebas con cargas cíclicas es medir el desempeño de los elementos verticales de los sistemas sismorresistentes. Al ser cíclica la naturaleza de estas fuerzas, el proceso de carga simula las acciones y efectos de estas sobre los especímenes.

A continuación, se detalla el proceso de montaje para la prueba.

1.10.3.1 Instrumentación

Los muros se instrumentan de acuerdo con las recomendaciones de la norma ASTM E2126 (2011) y los requerimientos del proyecto. Para lo cual se utilizan galgas extensométricas en las varillas verticales (6) y horizontales (1). Así como 5 transformadores diferenciales de variación lineal (LVDT, del inglés *Linear Variable Differential Transformer*) como se muestra en la figura

1-27, con lo cual se logra medir el desplazamiento horizontal en la parte superior, el desplazamiento vertical en ambas columnas y el desplazamiento horizontal de la fundación.

Este esquema de instrumentación se aplica a todos los muros. Cada elemento cumple una función específica, como sigue:

- Galgas 1 y 3: miden la deformación del acero en la base, donde ocurre el momento máximo
- Galgas 2 y 4: se colocan más arriba para detectar si a un nivel más alejado de la base el acero también fluye
- Galgas 5 y 6: ubicadas en el refuerzo del paño para cuantificar las deformaciones a distintas distancias del eje neutro, y compararlas, además, con las deformaciones del elemento de borde.
- Galga 7: se coloca en el acero horizontal, en un lugar donde se estima que cruce la grieta diagonal de cortante.
- LVDT 1 y 2: se colocan en la cimentación y base del muro respectivamente, con el fin de medir el desplazamiento absoluto en la parte inferior, eliminando el desplazamiento producto del deslizamiento de la placa.
- LVDT 3: cuantifica la deflexión horizontal máxima en la parte superior del muro.
- LVDT 4 y 5: se colocan de forma vertical a ambos lados del muro para medir la rotación del muro y por lo tanto calcular las deformaciones por cortante.

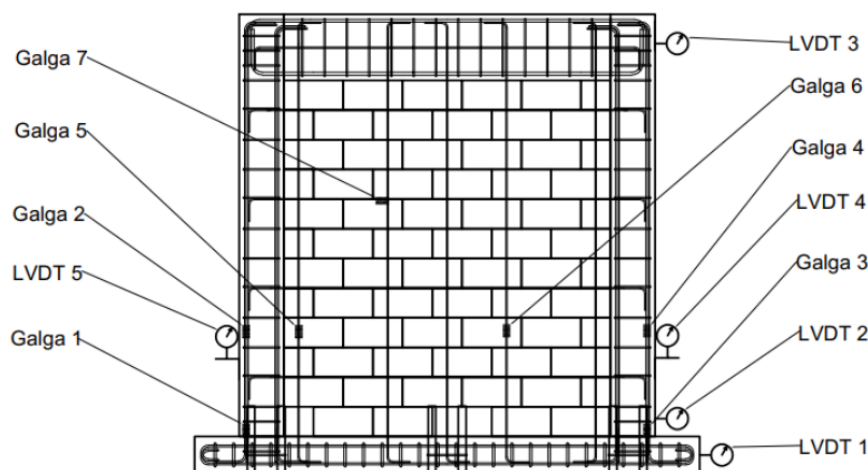


Figura 1-27. Esquema de instrumentación de los muros

Fuente: Picado (2019)

1.10.3.2 Montaje y falla en piso fuerte de laboratorio

El montaje se realizó de acuerdo con los lineamientos de la norma ASTM E2126: un pistón hidráulico se coloca de tal manera que transfiera el desplazamiento a la viga de carga metálica que ha sido instalada en la parte superior del espécimen mediante pernos. La reacción al pistón es provista por el muro fuerte y la reacción de la base del muro es provista por los pernos que se anclan al piso fuerte. Lo anterior se ilustra en la figura 1-28.

Adicionalmente, se incluyen riostras laterales a modo de estructura falsa para proveer estabilidad fuera del plano durante el proceso de carga, como se muestra en la figura 1-29.

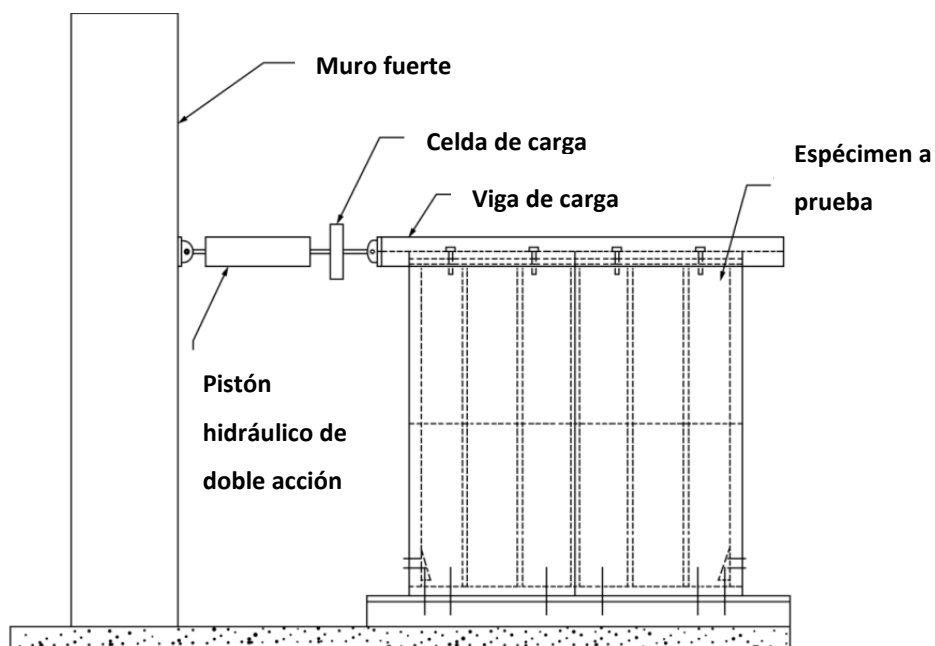


Figura 1-28. Esquema de montaje experimental del espécimen de muro de corte

Fuente: Fuente ASTM E2126 (2019)



Figura 1-29. Espécimen montado en piso fuerte del laboratorio

La norma ASTM E 2126 (2011) propone tres métodos para aplicar la falla:

- Método A: se utilizan ciclos crecientes con pequeñas caídas cíclicas
- Método B: consiste en una aplicación creciente en la que se busca llegar a porcentajes específicos del desplazamiento último
- Método C: se utilizan picos fuertes de crecimiento cada vez mayores y cíclicamente espaciado.

En esta investigación se utiliza el protocolo de falla con el método B (protocolo ISO 1667). Este consiste en un procedimiento de control de carga mediante desplazamientos, que involucra ciclos de desplazamiento agrupados en fases que van incrementándose en cada fase. El programa de carga ISO consiste en dos patrones de desplazamiento y se ilustra en la figura 1-30.

El primer patrón de desplazamiento consiste en cinco ciclos completos de 1.25 %, 2.5 %, 5 %, 7.5 % y 10 % del desplazamiento último Δ_m . El segundo patrón consiste en fases, cada una conteniendo tres ciclos completos de igual amplitud en los desplazamientos de 20 %, 40 %, 60 %, 80 %, 100 % y 120 % del desplazamiento último Δ_m .

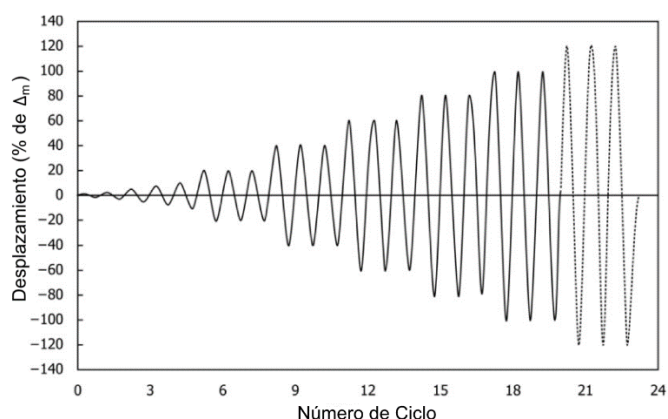


Figura 1-30. Programa de desplazamientos cíclicos del método B

Fuente: Fuente ASTM E2126 (2019).

La intención para los grupos 2 y 3, era alcanzar el 80 % de la fuerza máxima resistida en los muros del grupo 1 y suspender la carga. No obstante, al llegar a este hito y no evidenciarse suficiente daño en los muros, los encargados de la experimentación detuvieron la falla en valores más altos, como se expondrá en los resultados, se alcanzaron valores casi iguales e incluso ligeramente superiores. Sobre esto se discutirá más ampliamente en los resultados.

Por lo tanto, para los muros de los grupos 2 y 3 (a excepción de $h/l=2$) se detuvo la falla a un cierto nivel de daño, posteriormente, estos muros fueron reparados mediante los métodos expuestos en los trabajos de Irías (2021) y Campos (en proceso de preparación, aún no publicado), de acuerdo con el siguiente cuadro:

Cuadro 1-8. Métodos de reparación de los muros de los grupos 2 y 3.

Grupo	h/l	Método de reparación
2	0.5	Malla electrosoldada
2	0.75	Refuerzo con fibra
2	1	Malla electrosoldada
2	1.5	Refuerzo con fibra
3	0.5	Malla electrosoldada
3	0.75	Refuerzo con fibra
3	1	Malla electrosoldada
3	1.5	Refuerzo con fibra

Los trabajos antes citados describen ampliamente las metodologías de reparación utilizadas, por lo que no se expondrán en este documento.

Una vez finalizado el proceso de reparación y curado de los muros del cuadro anterior, se procedió a realizar la falla nuevamente, con los mismos protocolos utilizados para la precarga.

1.11 Metodología

Al tratarse de un proyecto experimental, la metodología se divide en tres fases principales: fase teórica inicial, fase experimental y de análisis, como se ilustra y detalla a continuación. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, la fase experimental de esta tesis se realizó en conjunto con los demás investigadores del marco del proyecto y se describió más detalladamente en la sección anterior (1.10).

1.11.1 Fase teórica inicial

Durante esta etapa, se recopila la información disponible relacionada con el proyecto de investigación, principalmente de estudios experimentales llevados a cabo en muros de mampostería.

Se incluye investigaciones experimentales realizadas en la Universidad de Costa Rica y en la Pontificia Universidad Católica de Chile, enfocadas en las propiedades mecánicas de muros de mampostería al ser sometidas a carga cíclica en su plano.

A nivel de normativa, se incluye los lineamientos del Código Sísmico de Costa Rica 2010/14 (CFIA, 2016), tanto para nivel teórico como para el diseño estructural de los muros, la TMS 402/602 (2016), normativa ASTM para el ensayo de los materiales, y en específico la norma ASTM E2126, para la instrumentación, falla y análisis de los especímenes. Además, se incluyen referencias al Código de Mampostería Canadiense (Anderson y Brzev, 2009).

Toda la información recopilada se muestra en el Estado del Arte (sección 1.8) y Marco Teórico (sección 1.9) de esta investigación.

1.11.2 Fase experimental

Esta fase se explica ampliamente en la sección de antecedentes experimentales (sección 1.10).

1.11.3 Fase de análisis

En esta sección se describe el procedimiento a seguir para el análisis de los datos experimentales, se subdivide en categorías en función de los objetivos específicos descritos en la sección 1.4.

1.11.3.1 Construcción de diagramas bilineales idealizados de Fuerza-Desplazamiento (F- Δ)

Para sistemas elasto-plásticos perfectos, la ductilidad se define regularmente como la razón entre el máximo desplazamiento permisible y el desplazamiento donde ocurre la primera fluencia. Sin embargo, con muros de mampostería, el límite elástico no está bien definido. Muros con diseños y condiciones de carga distintos exhiben diferentes mecanismos de fluencia. Por lo tanto, para hacer una evaluación objetiva del desempeño inelástico, la definición de la ductilidad debe ser consistente e independiente del mecanismo de falla. Por esta razón, es necesaria la definición de un sistema elasto-plástico perfecto equivalente para cada muro que se vaya a analizar (Shing et al., 1989). Es decir, es necesaria la construcción de diagramas bilineales.

Como se explicó en la sección 1.9, no existe un consenso a nivel de investigación sobre un método definitivo para generar una curva bilineal. Para esta investigación se utiliza dos métodos para obtener las curvas bilineales de F- Δ . El primer método es el descrito en la norma ASTM E2126 (2019), ya que es la metodología que está acorde con la línea de esta investigación. El resultado de este método es una curva bilineal elasto-plástica perfecta, es decir, la segunda línea recta es de valor constante. Este método utiliza los mismos principios que los descritos en la sección 1.9.3.3.

Sin embargo, una curva bilineal cuya segunda línea tenga pendiente mayor que cero es más representativa para el comportamiento de la mampostería reforzada, pues estas conservan cierta rigidez después de la fluencia. Por esta razón, se utiliza también un segundo método.

1. **Método I:** enfoque de la energía elastoplástica equivalente. Como referencia, en el Anexo A, se incluyen las definiciones de los conceptos según la terminología de la norma ASTM E-2126 (ASTM, 2011).

A partir de las curvas histeréticas, se debe obtener una curva envolvente. La curva encierra los valores extremos de fuerza-desplazamiento de los lazos histeréticos que contiene los valores máximos del primer ciclo de cada fase de carga y de descarga, y

desprecia los puntos de los lazos histeréticos donde el valor absoluto del par $F-\Delta$ es menor que el de la fase anterior, como se ejemplifica en la figura 1-31.

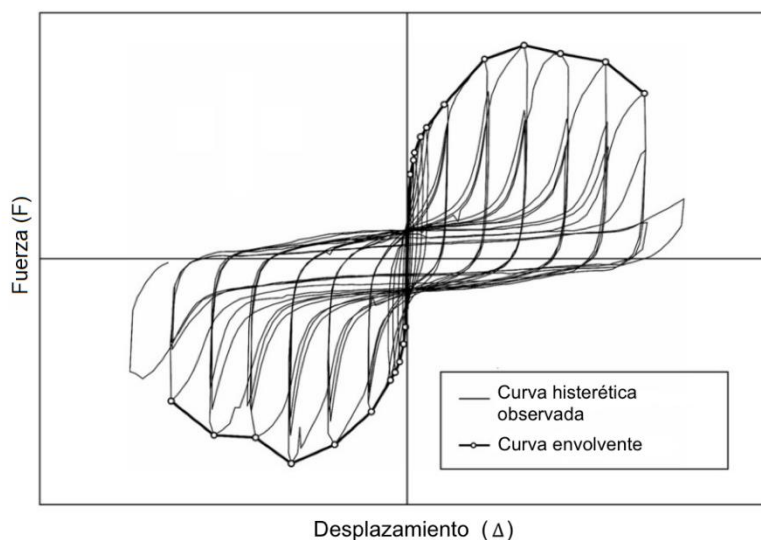


Figura 1-31. Ejemplo de una curva de histéresis con su respectiva envolvente

Fuente: ASTM E2126 (2019)

De este ejercicio se obtiene una curva envolvente positiva (sentido hacia afuera del pistón hidráulico) y una curva envolvente negativa (sentido opuesto). Al obtener el promedio del valor absoluto de cada una de ellas puede obtenerse una curva envolvente promedio. La norma también permite analizar las dos envolventes por separado, esta segunda opción fue la que se utilizó para el análisis en este proyecto.

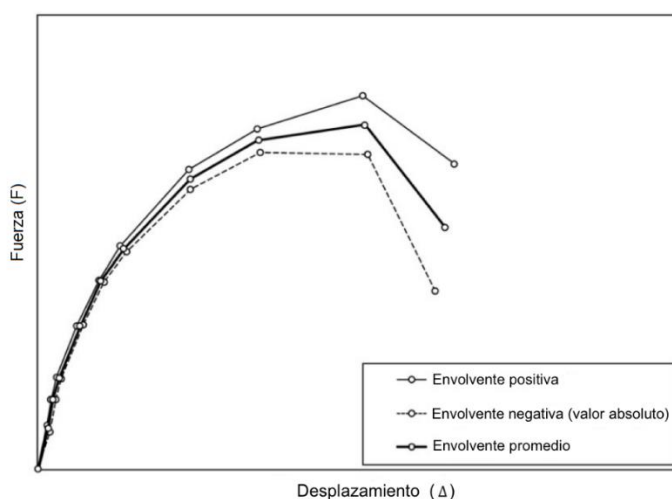
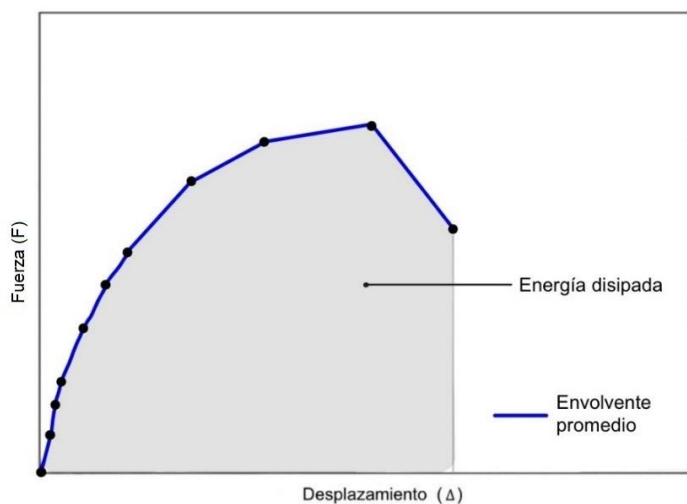


Figura 1-32. Ejemplo de la curva envolvente promedio.

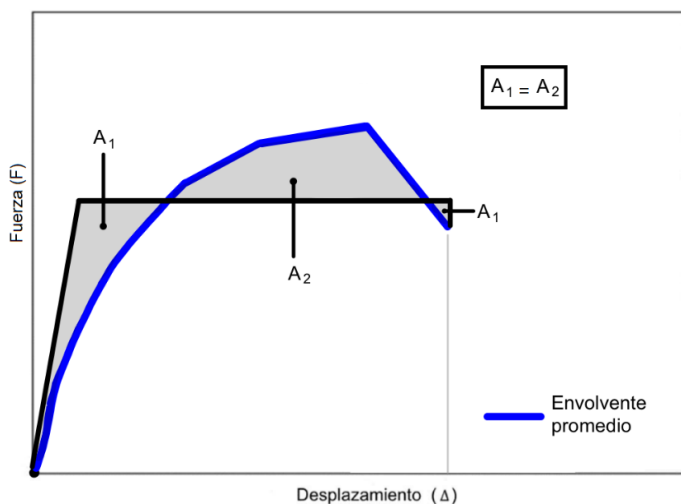
Fuente: ASTM E2126 (2019)

A partir de las envolventes, es posible generar una aproximación bilineal de la curva $F-\Delta$. En la literatura existen diversos métodos para la obtención de estos diagramas a partir de curvas de histéresis, sin embargo, como se mencionó anteriormente, se procederá con el método de la norma ASTM E2126 (AST, 2011).

En esta norma se utiliza el enfoque de la *Energía Elastoplástica Equivalente*. El área bajo la curva envolvente representa la energía plástica disipada por el muro (figura 1-33a), este método genera una idealización bilineal aproximando las áreas bajo ambos diagramas (figura 1-33b). La pendiente de la porción elástica de este diagrama corresponde a la rigidez elástica y se le denomina K_e .



(a)



(b)

Figura 1-33. Representación de energía disipada por el muro (a) y método de aproximación bilineal EEP (b).

Para esto, se procede a calcular el módulo de cortante secante G' , que representa el módulo de elasticidad de cortante en desplazamientos específicos multiplicado por la relación de aspecto. Se calcula en $0.4 V_{max}$ y V_{max} a partir de la siguiente expresión:

$$G' = \frac{V}{\Delta} \times \frac{h}{l} \quad \text{[Ecuación 1-22]}$$

donde,

V = fuerza aplicada en la parte superior del espécimen

Δ = desplazamiento en la parte superior del espécimen

h/l = relación de aspecto obtenida como el cociente de la altura entre la longitud del espécimen

El módulo de cortante obtenido es experimental, se le coloca apóstrofe para indicar que está asociado con un desplazamiento específico.

Si el módulo de rigidez G' en $0.4 V_{max}$ es mayor que en V_{max} , se genera la curva EEEP de modo que la porción elástica de la curva contenga el origen y tenga como pendiente la rigidez cortante elástica K_e . La porción plástica es una línea horizontal constante e igual que V_y (Resistencia en el estado de fluencia), determinada a partir de la siguiente ecuación:

$$V_y = \left(\Delta_u - \sqrt{\Delta_u^2 - \frac{2A}{K_e}} \right) K_e \quad \text{[Ecuación 1-23]}$$

Si $\Delta_u^2 < \frac{2A}{K_e}$, se permite asumir que $V_{fluencia} = 0.85 P_{max}$

donde,

V_y = resistencia en el estado de fluencia

A = área bajo la curva envolvente desde el origen hasta el desplazamiento último resistido por el espécimen

V_{max} = carga máxima absoluta resistida por el espécimen en una envolvente dada

$$K_e = \frac{0.4 P_{max}}{\Delta_e}$$

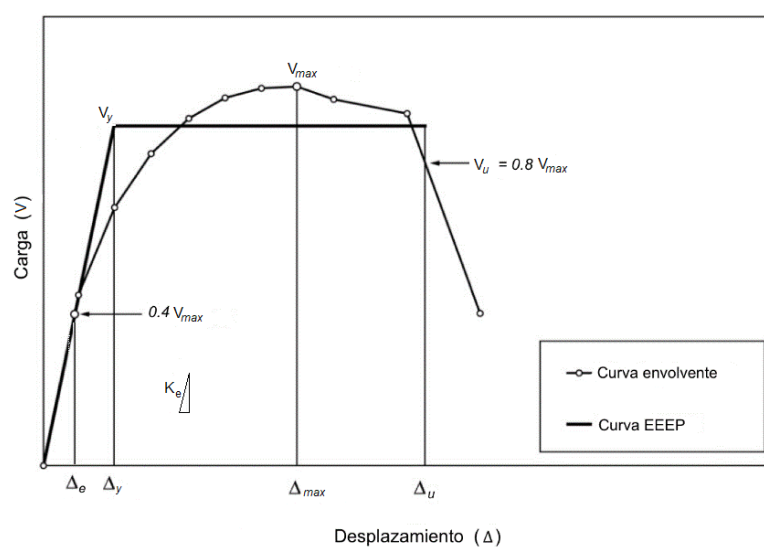
Δ_e = desplazamiento en la parte superior del espécimen en $0.4V_{max}$

Si, por el contrario, el módulo de rigidez en $0.4 V_{max}$, es menor que en V_{max} , entonces el método descrito no es adecuado, y es necesario utilizar métodos alternativos para el análisis.

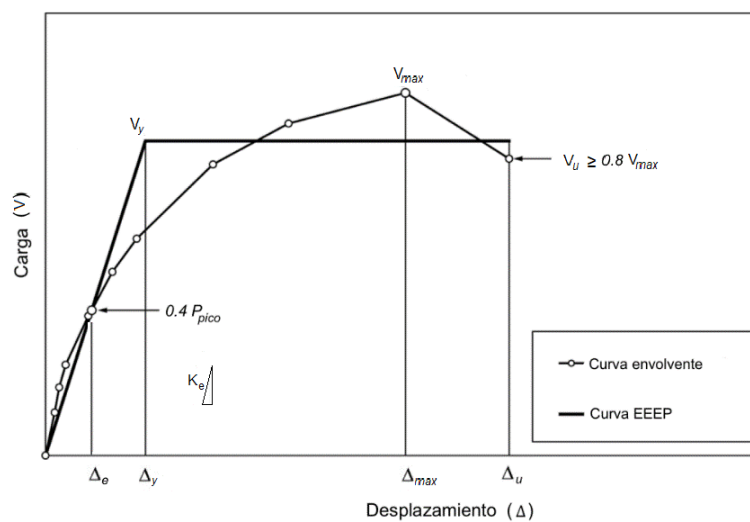
La carga última V_u es el mayor valor entre el 80 % de la carga máxima (V_{max}) y el último valor registrado, según corresponda. Como se ilustra en la figura 1-34.

El desplazamiento último (Δ_u), es el valor correspondiente a V_u en el eje de las abscisas.

De esta forma se genera la curva EEEP, se muestra un ejemplo en la siguiente figura.



(a)



(b)

Figura 1-34. Ejemplo de curva de Energía Elasto-Plástica Equivalente y curva envolvente: a) Caso $V_u = 0.8 V_{max}$ b) Caso $V_u \geq 0.8 V_{max}$

De acuerdo con la norma, con los resultados del ensayo, se obtiene también la ductilidad y la resistencia de cortante. La ductilidad para este método se define de igual forma a cómo se expresó previamente:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad \text{[Ecuación 1-24]}$$

2. **Método II:** esta aproximación es utilizada por numerosos investigadores (Hidalgo, 1987; Shedid et al., 2008; El-Dakhakhni et al., 2013; Ramírez et al., 2016 y Sandoval et al., 2018) para estudios similares a este proyecto. De acuerdo con Ramírez et al. (2016), para construir el segmento elástico de la curva se dibuja inicialmente desde el origen hasta un punto donde se estima que termina el comportamiento elástico (que corresponde al punto (Δ_{LE}, V_{LE}) del desplazamiento y fuerza del estado límite elástico). Para obtener este punto, Ramírez et al. (2018) indican que corresponde al momento en que las grietas diagonales son detectadas visiblemente y también donde se notó un cambio importante en la pendiente de la curva con respecto a la tangente inicial cuando el desplazamiento es de 0.2 mm. Sin embargo, este enfoque requiere cierto nivel de interpretación y subjetividad, por lo que para elegir el punto (Δ_{LE}, V_{LE}) en este proyecto se utilizará el 40 % de V_{max} . Lo anterior con el fin de uniformizar el método que se aplicará a todas las curvas.

Para el segundo segmento de la curva se genera una línea recta de pendiente K_R que pasa a través del punto de fuerza máxima (V_{max}). La pendiente K_R se define de forma tal que la energía bajo la curva bilineal sea la misma que la de la curva experimental. Seguidamente, ambas líneas son extendidas hasta que se intersecan y generan el punto (V_E, Δ_E) . La curva generada tiene la forma ilustrada en la siguiente figura.

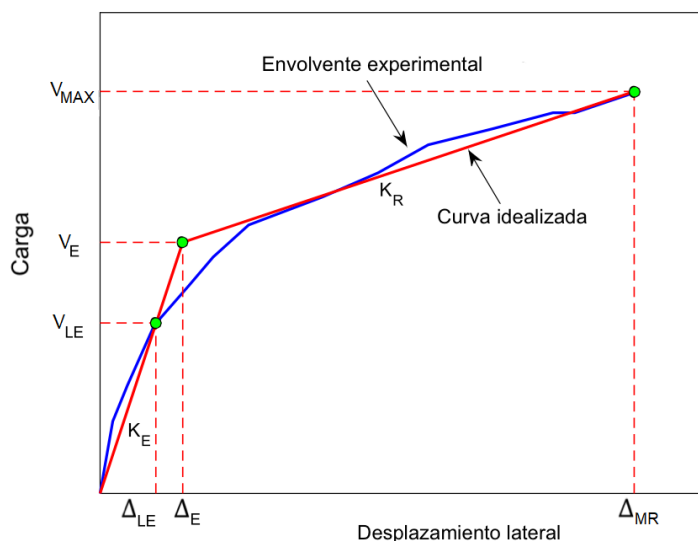


Figura 1-35. Diagrama de Idealización bilineal de curva F- Δ

Fuente: Ramírez et al. (2016).

Para este método, se desprecia la sección de la envolvente para valores más allá del punto correspondiente a V_{max} o resistencia máxima (Δ_{MR} , V_{max}).

La ductilidad, para este caso, se ha definido como μ_{MR} y se obtiene como la razón entre el desplazamiento en el punto de máxima resistencia y el desplazamiento en el segundo punto del diagrama (Δ_E , V_E).

$$\mu_{MR} = \frac{\Delta_{MR}}{\Delta_E} \quad [\text{Ecuación 1-25}]$$

Resistencia de cortante, v_{max}

La carga máxima por unidad de longitud del espécimen resistida debe calcularse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$v_{max} = \frac{V_{max}}{l} \quad [\text{Ecuación 1-26}]$$

donde,

V_{max} = fuerza máxima resistida por el espécimen, obtenida de la curva envolvente promedio

l = longitud del muro

Degradación de la rigidez y relación de aspecto

Se analiza la relación entre la relación de aspecto y la disminución de la rigidez del proceso de carga. La degradación de la rigidez está principalmente relacionada con el nivel de daño causado en cada ciclo de carga. Para evaluar la evolución de este parámetro es usual representar la

relación $\frac{K_{s,i}}{K_0}$ como una función del nivel de desplazamiento Δ % (Ramírez et al., 2018), como el que se muestra en la figura 1-36.

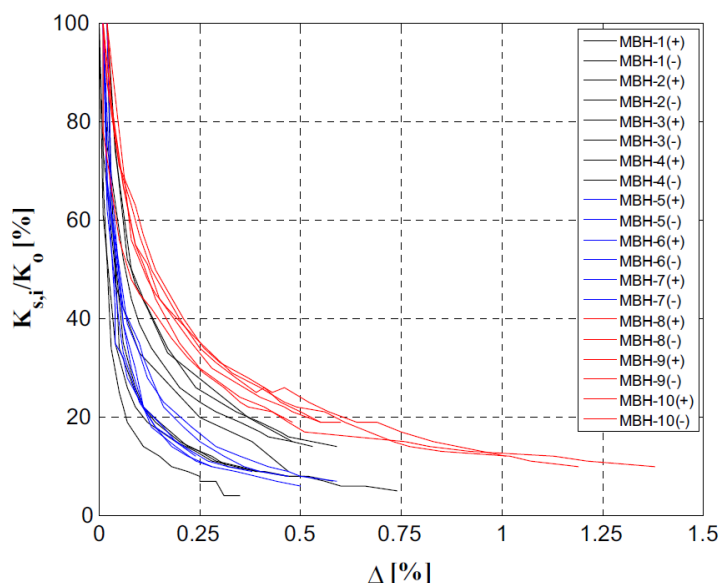


Figura 1-36. Degradación de la rigidez de los muros ensayados por Ramírez et al., 2016.

Fuente: Ramírez et al. (2016).

El término $K_{s,i}$ es la rigidez secante en cada uno de los ciclos de carga a los que se ve sometido el muro; y K_0 es la rigidez inicial cuando el desplazamiento es de 0.2 mm. El término Δ representa la razón de desplazamiento entre el punto máximo de deformación lateral alcanzado durante el ciclo en el punto de inflexión y su altura efectiva (h_{ef} , o como se discutió anteriormente, h). En este caso la rigidez secante se calcula como:

$$K_{s,i} = \frac{\Delta V_{max}}{\Delta \theta_{max}} \quad \text{[Ecuación 1-27]}$$

Donde ΔV_{max} es la diferencia entre las fuerzas máximas en un ciclo histerético y $\Delta \theta_{max}$ es la diferencia entre las deformaciones asociadas con las fuerzas máximas anteriores. De esta forma se genera un gráfico similar al de Ramírez et al. (2016).

Se realiza un ajuste de los valores observados con una función potencial de la forma:

$$\frac{K_{s,i}}{K_0} = \alpha(\Delta)^\beta \quad \text{[Ecuación 1-28]}$$

Para representar la degradación de la rigidez de muros de mampostería, se adapta cada una de las curvas a la ecuación potencial anterior (ecuación 1-28), cuya forma es la presentada por Tomazevic (1999). De acuerdo con este autor, análisis experimentales han demostrado que la

forma de la curva de degradación de la rigidez en función del desplazamiento (en su forma adimensional) es muy similar en todos los tipos de mampostería, incluyendo mampostería sencilla, confinada y reforzada.

Con esta correlación se obtienen los parámetros de degradación de la rigidez α y β , que se evalúa en función de la relación de aspecto y se compara con otras investigaciones.

Energía disipada

La energía disipada se obtiene como el área circunscrita dentro de los lazos histeréticos de cada ciclo de carga. El área bajo la curva del diagrama de fuerza-desplazamiento corresponde a la energía total suministrada al sistema.

Para la obtención de la energía disipada por serie, se suma la energía de los ciclos de igual desplazamiento.

Amortiguamiento viscoso equivalente

Se calcula con la ecuación 1-20, de acuerdo con lo indicado en el Marco Teórico (sección 1.9.3.5).

1.11.3.2 Comparación de rigidez experimental vs teórica

En esta sección se explica una comparación de la rigidez agrietada teórica de acuerdo con el CSCR-2010/14 (CFIA, 2014) y la rigidez agrietada experimental obtenida a partir de los ensayos realizados en esta investigación.

La **rigidez teórica** se obtiene a partir de las ecuaciones 1-13, 1-14 y 1-15, expuestas en el marco teórico. Para contemplar el efecto del agrietamiento y de acuerdo con la sección 9.3.4 del CSCR-2010/14 (CFIA, 2016), el resultado obtenido se multiplica por un factor de reducción de 0,5.

Para este cálculo se toma en cuenta la rigidez de los elementos de borde, que son colados en concreto reforzado, y se utiliza la rigidez de la sección transformada. Asimismo, para este cálculo se utiliza el área e inercia efectivas y el módulo elástico nominal de la mampostería. Se toma la resistencia de la mampostería como 100 kg/cm^2 para su cálculo (clase A).

La **rigidez experimental** es la pendiente de los diagramas bilineales en el rango elástico.

A partir de estos resultados, se realiza un análisis para determinar cuáles son los factores más adecuados (en función de la relación de aspecto) por los cuales multiplicar la inercia de un muro de mampostería reforzada y confinada, con el fin de incorporar el efecto del agrietamiento.

2 RESULTADOS EXPERIMENTALES

En este capítulo se presenta los resultados experimentales obtenidos para cada uno de los muros.

Para facilidad de exposición de los resultados, se asignó una letra a cada muro, de acuerdo con el orden en el que fueron construidos y fallados. En el siguiente cuadro se muestra la asignación de nomenclatura.

Cuadro 2-1. Asignación de nomenclatura a los muros del estudio.

Nomenclatura asignada	Grupo	Relación de aspecto
A	Grupo 1	$h/l = 0.5$
B		$h/l = 0.75$
C		$h/l = 1$
D		$h/l = 1.5$
E		$h/l = 2$
F	Grupo 2	$h/l = 0.5$
G		$h/l = 0.75$
H		$h/l = 1$
I		$h/l = 1.5$
J		$h/l = 2$
K	Grupo 3	$h/l = 0.5$
L		$h/l = 0.75$
M		$h/l = 1$
N		$h/l = 1.5$
F'	Grupo 4	$h/l = 0.5$
G'		$h/l = 0.75$
H'		$h/l = 1$
I'		$h/l = 1.5$
K'	Grupo 5	$h/l = 0.5$
L'		$h/l = 0.75$
M'		$h/l = 1$
N'		$h/l = 1.5$

2.1 Curvas de histéresis

A continuación, se muestra la curva de histéresis para el muro de relación $h/l=1.5$ con su respectiva envolvente. Para mayor simplicidad en la exposición de los resultados, el resto de curvas histeréticas se han incluido en el Anexo B.

Para su obtención, al desplazamiento registrado por la celda ubicado en la parte superior de la viga (ver figura 1-26) se le resta el desplazamiento registrado por el LVDT que se colocó en la base del muro o fundación (LVDT 2 o LVDT 1, respectivamente. Ver figura 1-27).

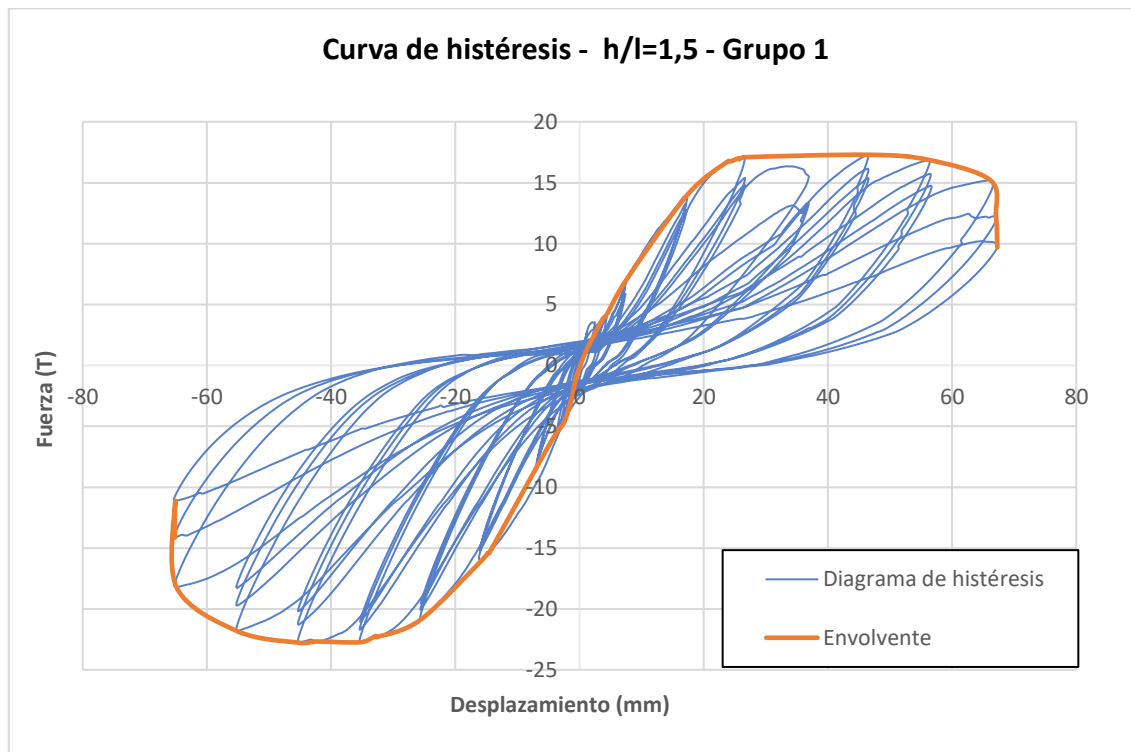


Figura 2-1. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=1.5$ del Grupo 1

Por motivos externos que afectaron el desarrollo de este proyecto, que, como se mencionó ([sección 1.2](#)), está adscrito a un marco de investigación que contempla otros proyectos de investigación, fue necesario algunas modificaciones al alcance planteado originalmente.

En este sentido, los muros de los grupos 2 y 3 (a excepción del $h/l=2$) no fueron llevados hasta su carga última como los muros del primer grupo, sino que se detuvo la carga de estos a un nivel de daño predeterminado por los experimentadores.

Para estos muros, inicialmente se definió la detención de la carga cuando se alcanzara el 80 % de la resistencia alcanzada por los muros equivalentes del Grupo 1 (Irías, 2021).

Las curvas de histéresis son la base utilizada para los cálculos de esta investigación. El primer análisis realizado a estas curvas se trata del cálculo de los diagramas bilineales, los cuales se muestran en la siguiente sección.

Cabe mencionar que algunas curvas histeréticas mostraron formas atípicas que no representan los comportamientos esperados para muros de mampostería, esto es, aumento de la rigidez conforme aumenta el desplazamiento. Este problema solo se presentó para una de las dos direcciones ensayadas, por lo que para el análisis se utilizó el resultado de la dirección restante. Las curvas excluidas del análisis se incluyeron en el Anexo C.

2.2 Diagramas bilineales

En la metodología (sección 1.11.3), se mencionó que se emplearían dos métodos para la obtención de las idealizaciones bilineales, esto con el fin de lograr comparar los resultados obtenidos y compararlos entre sí.

La diferenciación entre los esquemas de carga (ver cuadro 2-2) tiene como consecuencia que la mayoría de las curvas histeréticas (y, por consiguiente, sus envolventes) no posean una zona de fluencia definida, las curvas se detienen poco después del punto de cortante máximo o en el punto de cortante máximo.

Una vez realizados los diagramas bilineales con ambos métodos, se observa que el método que idealiza adecuadamente a un tipo de curva no lo hace para el otro tipo y viceversa (curvas llevadas hasta su carga última vs las curvas de muros).

El **método I**, definido en la sección 1.11.3, utiliza la aproximación de la energía elasto-plástica equivalente (EEEP) y genera un diagrama bilineal que idealiza apropiadamente las curvas envolventes que presentan fluencias definidas (muros A, B, C, D, E y J). Sin embargo, no es adecuado aplicar este método a curvas cuyos ensayos se detuvieron antes de alcanzar su carga última, ya que, para estas curvas, el método genera diagramas bilineales con “falsas fluencias”; es decir, establece una zona plástica en la aproximación bilineal a una altura donde la curva aún no ha llegado a su carga máxima. Lo anterior se ejemplifica con el siguiente gráfico.

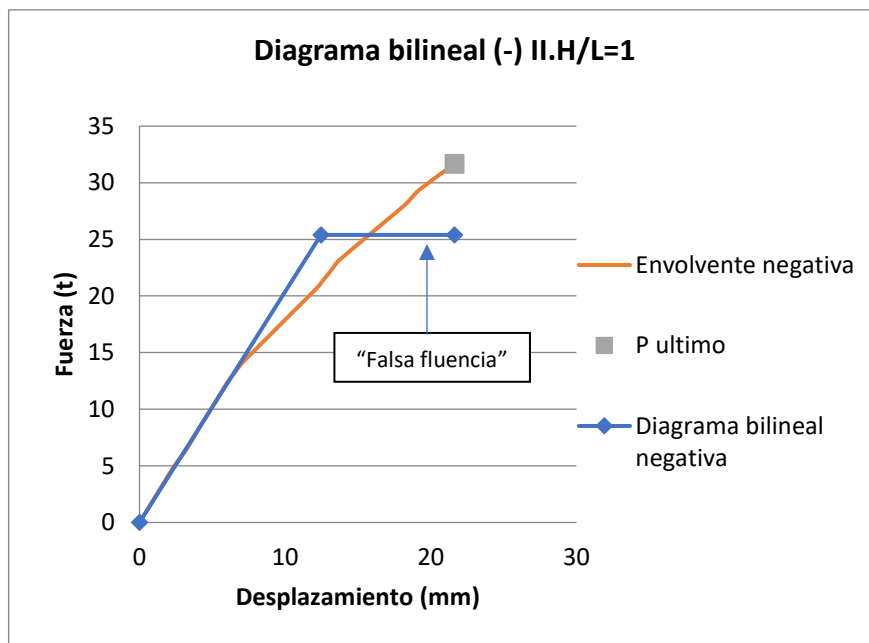


Figura 2-2. Diagrama bilineal y curva envolvente para el muro H ($h/l=1$ del Grupo 2), dirección negativa, utilizando el método I.

Este comportamiento se repitió para la mayoría de los muros que no se llevaron hasta su carga última, con algunas excepciones. Por lo tanto, con el fin de uniformizar y generar mayor simplicidad en la presentación y análisis de resultados, para el análisis de este proyecto, el método I para generar diagramas bilineales solo se aplica para los muros con cargas completas (muros A, B, C, D, E y J).

Por otro lado, el **método II**, definido en la sección 1.11.3 como el asociado al utilizado en la investigación de Ramírez et al. (2016), genera una aproximación bilineal cuyo último punto es el asociado a la carga máxima resistida por el espécimen y donde el segundo tramo del diagrama posee una pendiente distinta a cero. Este método resultó ser apropiado para las curvas de los ensayos detenidos antes de alcanzar su carga máxima (muros F, G, H, I, K, L, M, y N). Como se mencionó en la metodología, el punto donde se definió que finalizaba el comportamiento elástico es el correspondiente al 40 % de V_{max} .

Al aplicar este método a los muros con falla completa (muros A, B, C, D, E y J), se debe despreciar una gran parte de los datos del ensayo, por lo que para estos casos se consideró que no aportaba información relevante adicional; máxime al considerar que las pendientes elásticas para ambos métodos son iguales (debido a que se define el par correspondiente a

40 % de V_{max} como el punto donde finaliza el comportamiento elástico). Lo anterior se ilustra en el siguiente gráfico.

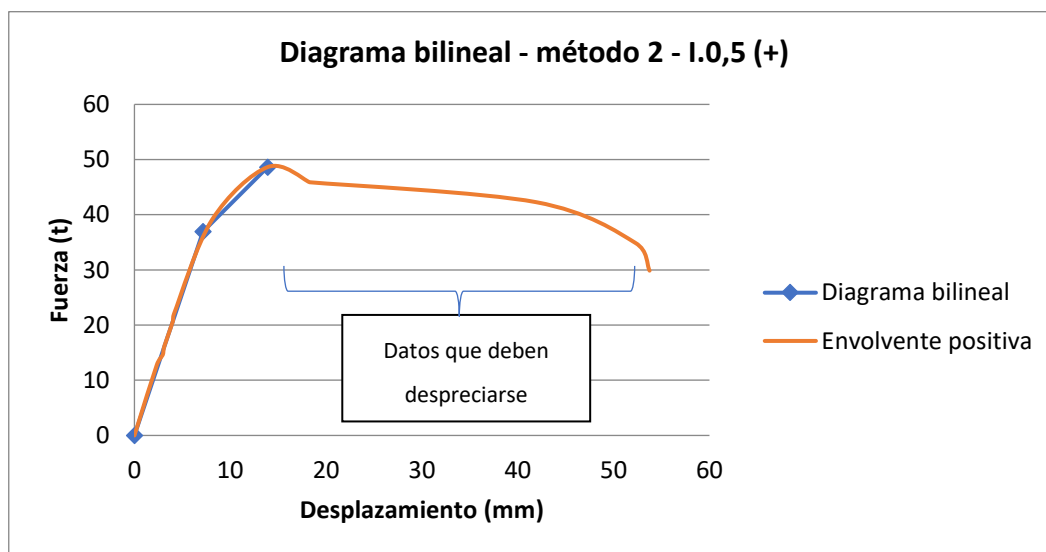


Figura 2-3. Diagrama bilineal y curva envolvente para el muro A ($h/l=0.5$ del Grupo 1), dirección negativa, utilizando el método II.

En este sentido, se asignó el método I para los muros con fallas completas y el método II para los muros cuyas cargas se detuvieron antes de alcanzar la carga máxima. Lo anterior se resume en el siguiente cuadro.

En concordancia con lo anterior, para los muros de los grupos 4 y 5 (grupos 2 y 3 reparados) se utilizó también el método I.

El método asignado a cada uno de los muros, así como la última carga alcanzada se resume en el siguiente cuadro.

Cuadro 2-2. Resumen de los esquemas de carga y métodos de idealización bilineal utilizados para los diferentes muros de esta investigación.

Muro	Grupo - Relación de aspecto	Última carga alcanzada	Método para idealización bilineal utilizado
A	Grupo 1 $-h/l= 0.5$	Carga última	I
B	Grupo 1 $-h/l= 0.75$	Carga última	I
C	Grupo 1 $-h/l= 1$	Carga última	I
D	Grupo 1 $-h/l= 1.5$	Carga última	I
E	Grupo 1 $-h/l= 2$	Carga última	I
F	Grupo 2 $-h/l= 0.5$	Carga truncada	II

Muro	Grupo - Relación de aspecto	Última carga alcanzada	Método para idealización bilineal utilizado
G	Grupo 2 $-h/l= 0.75$	Carga truncada	II
H	Grupo 2 $-h/l= 1$	Carga truncada	II
I	Grupo 2 $-h/l= 1.5$	Carga truncada	II
J	Grupo 2 $-h/l= 2$	Carga última	I
K	Grupo 3 $-h/l= 0.5$	Carga truncada	II
L	Grupo 3 $-h/l= 0.75$	Carga truncada	II
M	Grupo 3 $-h/l= 1$	Carga truncada	II
N	Grupo 3 $-h/l= 1.5$	Carga truncada	II
F'	Grupo 4 $-h/l= 0.5$	Carga última (muros reparados)	I
G'	Grupo 4 $-h/l= 0.75$	Carga última (muros reparados)	I
H'	Grupo 4 $-h/l= 1$	Carga última (muros reparados)	I
I'	Grupo 4 $-h/l= 1.5$	Carga última (muros reparados)	I
K'	Grupo 5 $-h/l= 0.5$	Carga última (muros reparados)	I
L'	Grupo 5 $-h/l= 0.75$	Carga última (muros reparados)	I
M'	Grupo 5 $-h/l= 1$	Carga última (muros reparados)	I
N'	Grupo 5 $-h/l= 1.5$	Carga última (muros reparados)	I

No obstante, para fines registrales y comparativos, en el Anexo C de este documento, se han incluido las aproximaciones bilineales para los muros de los grupos 1, 2 y 3 utilizando ambos métodos. Sin embargo, se hace la salvedad de que para el análisis solamente se consideraron adecuados los diagramas incluidos en esta sección.

A continuación, se presentan los diagramas bilineales obtenidos para los especímenes ensayados. Como se mencionó en la metodología, las direcciones de carga se analizaron por separado

2.2.1 Relación de aspecto $h/l = 0.5$

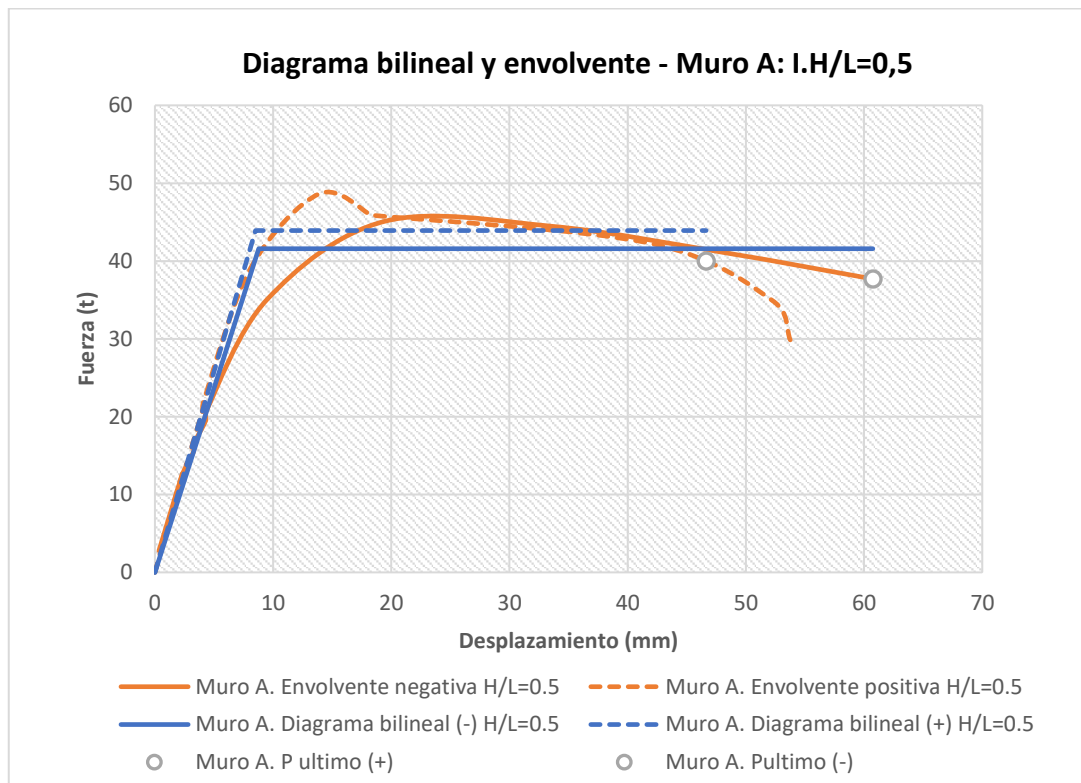


Figura 2-4. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro A – método I

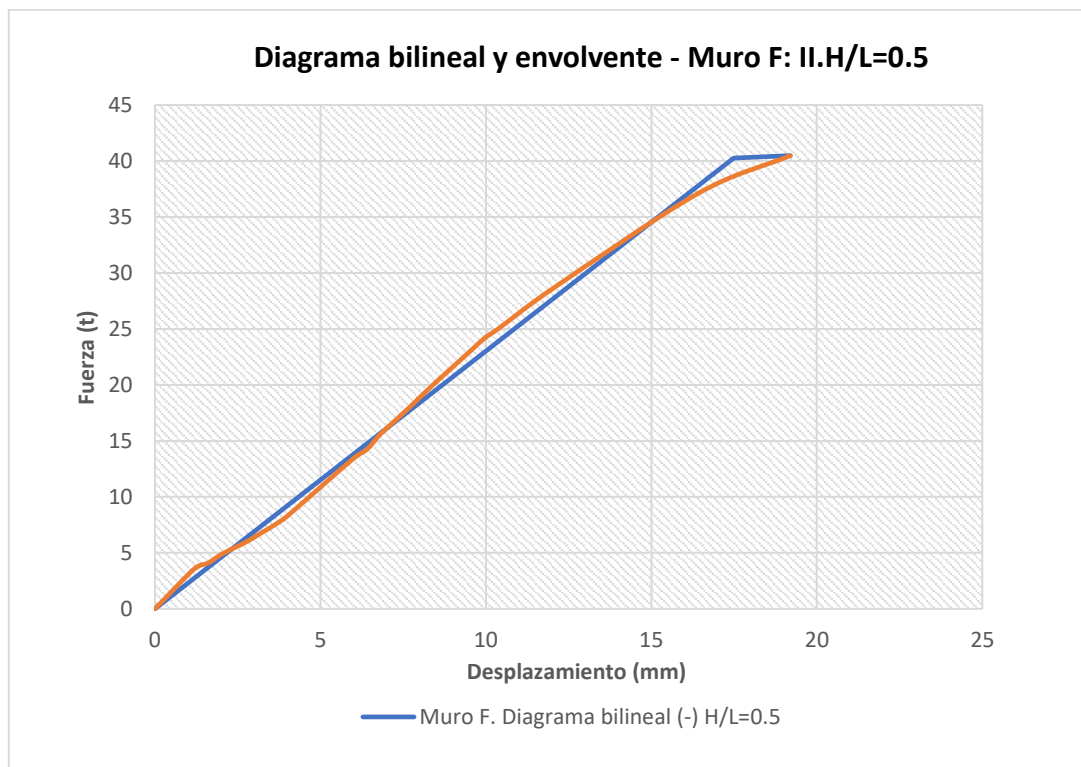


Figura 2-5. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro F – método II

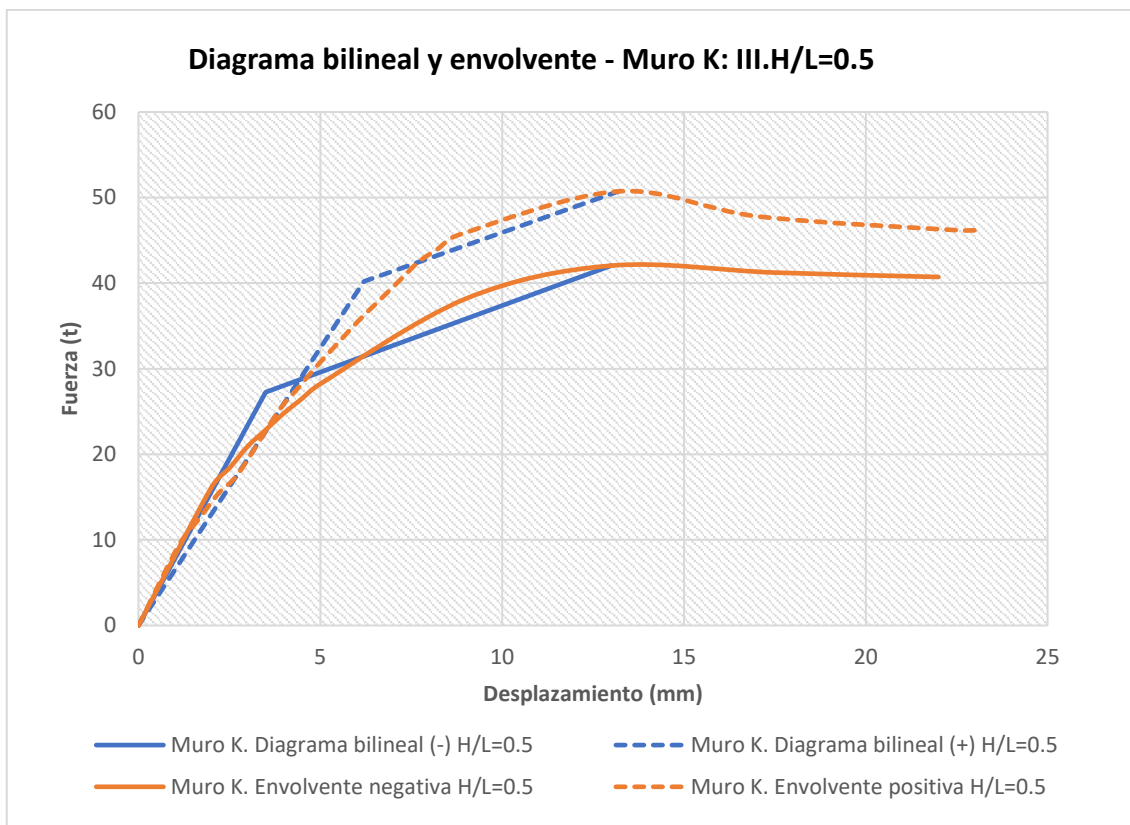


Figura 2-6. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro K – método II

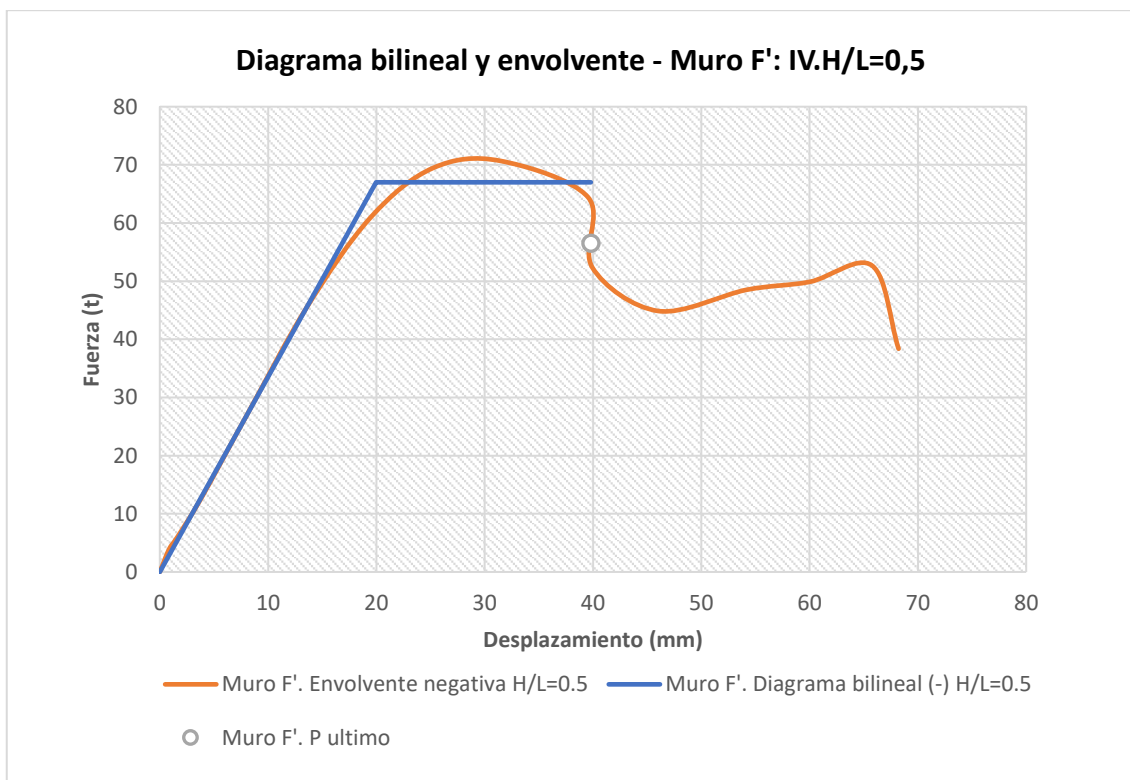


Figura 2-7. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro F' – método I

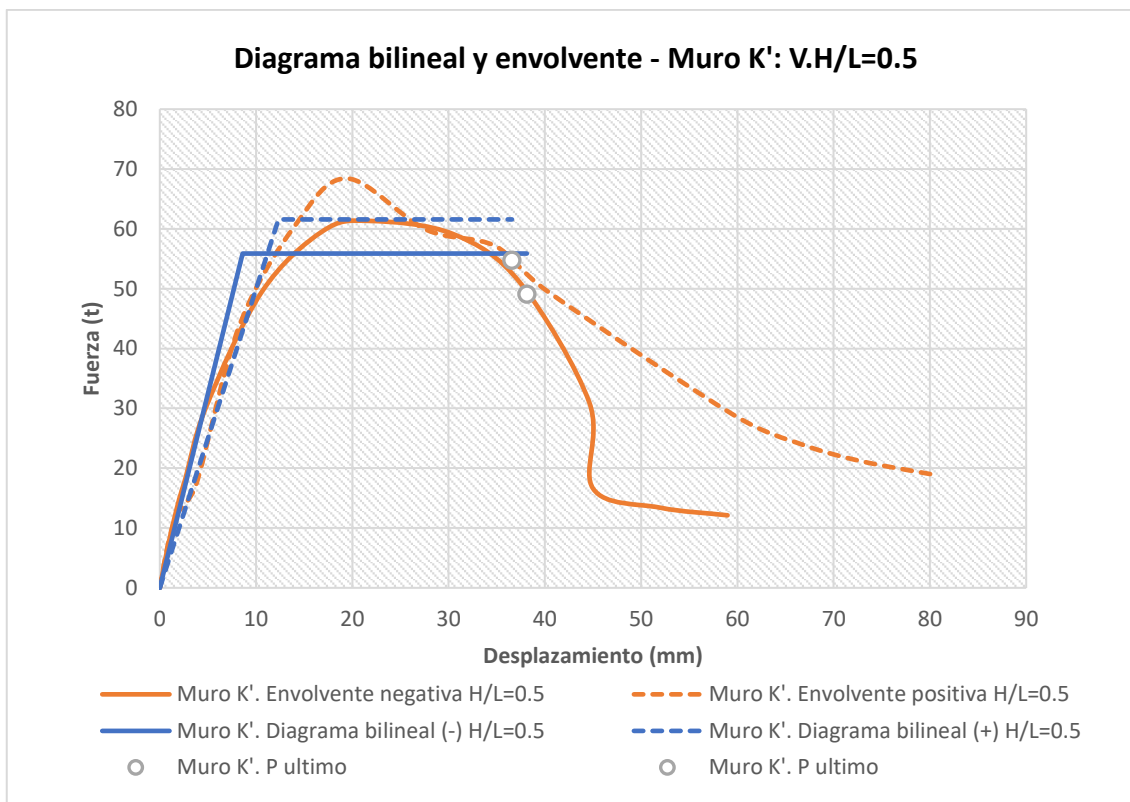


Figura 2-8. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro K' – método I

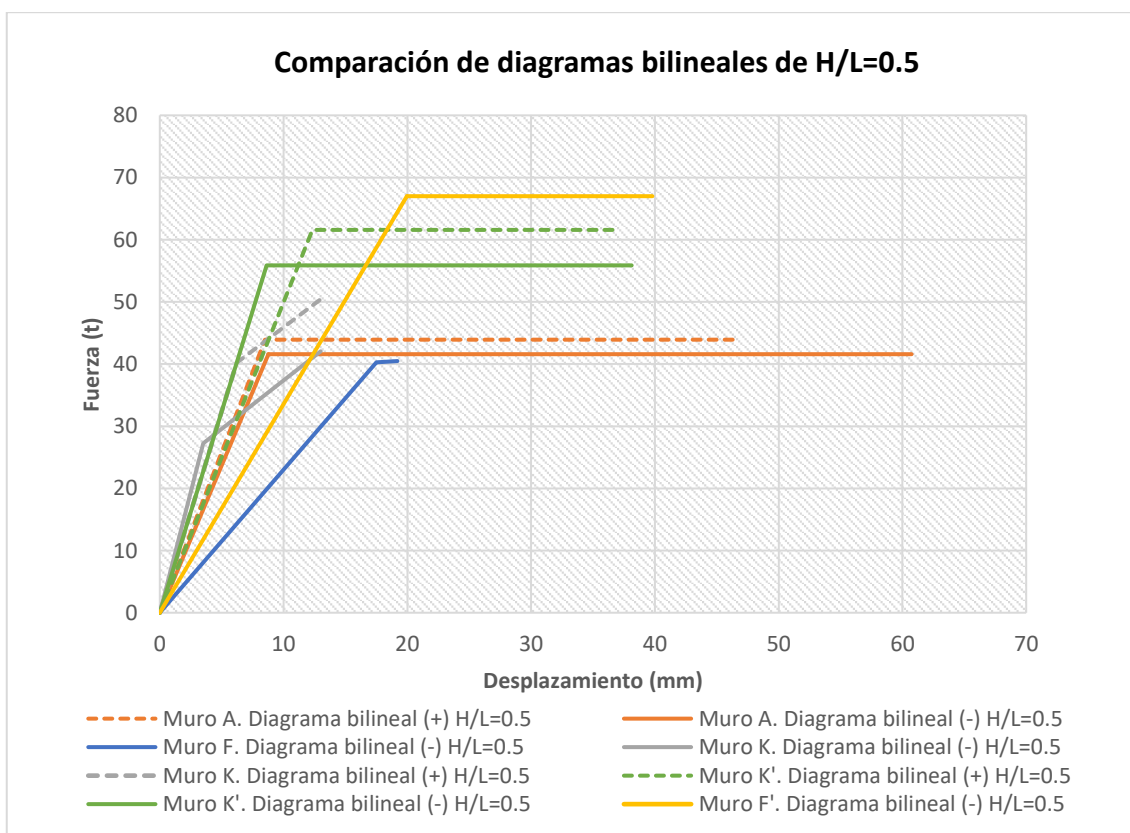


Figura 2-9. Comparación de diagramas bilineales de $h/l = 0.5$

2.2.2 Relación de aspecto $h/l=0.75$

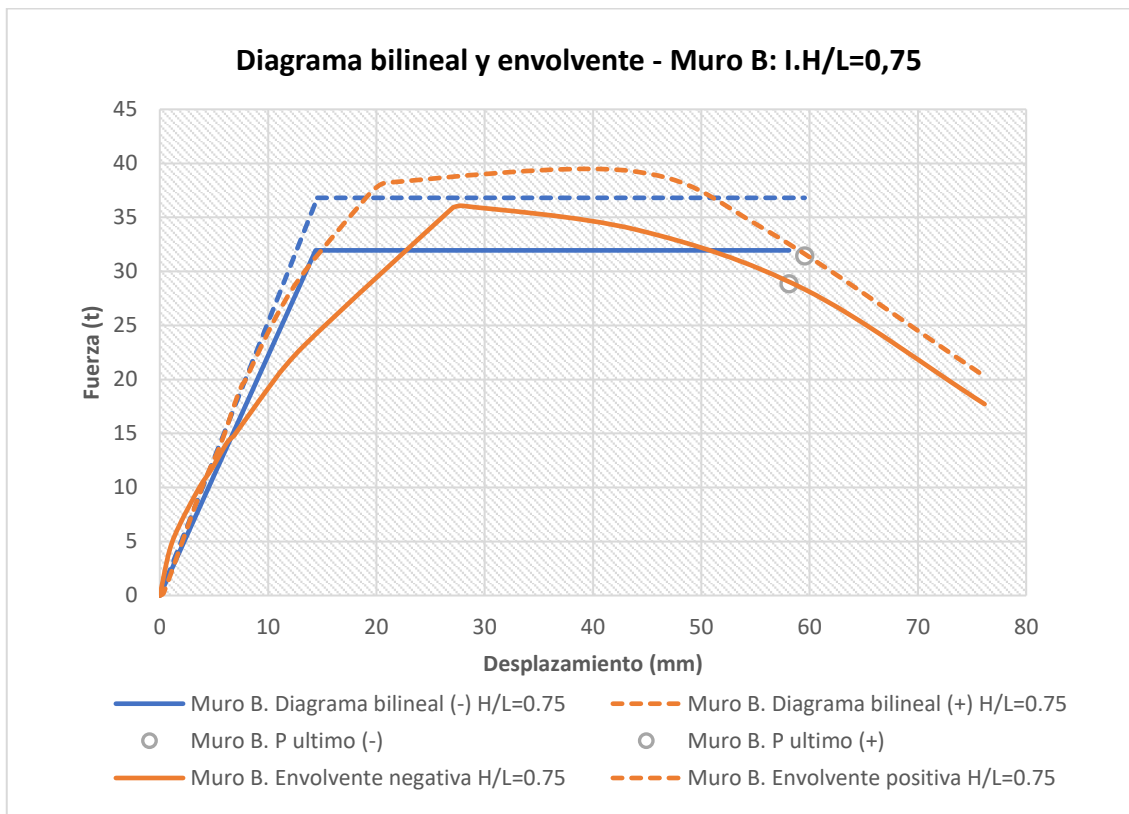


Figura 2-10. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro B – método I

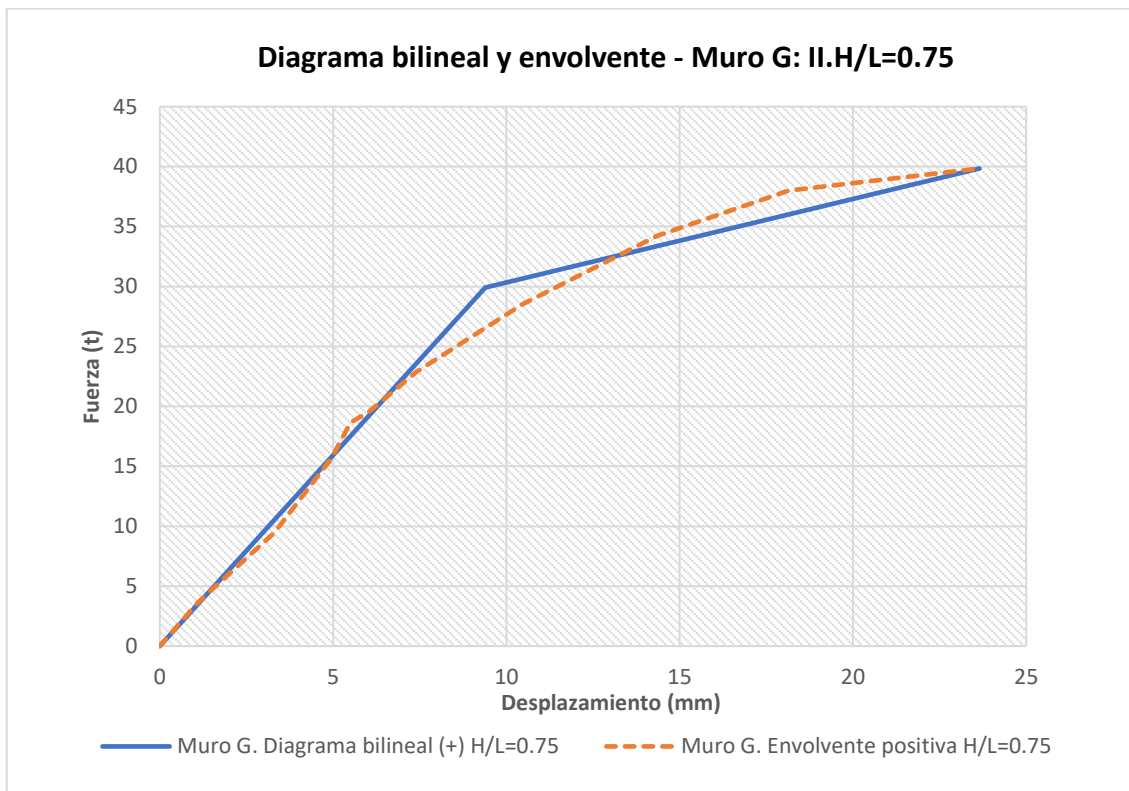


Figura 2-11. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro G – método II

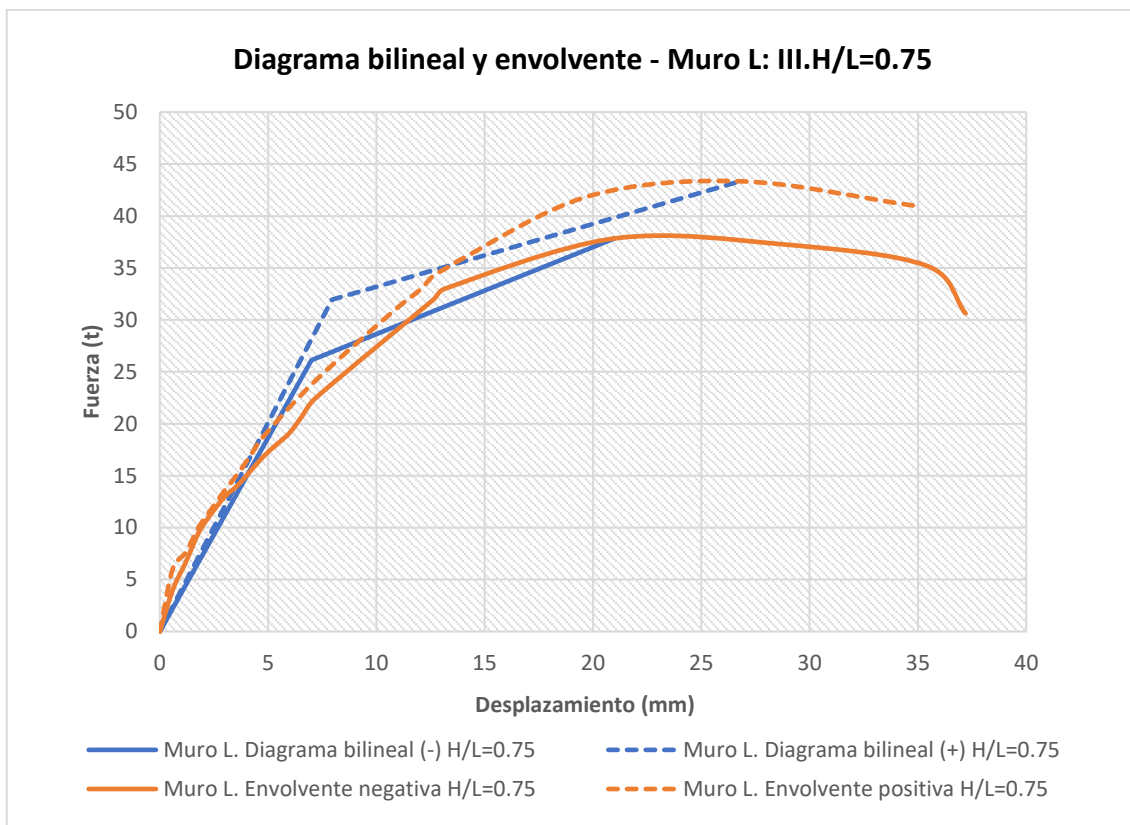


Figura 2-12. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro L – método II

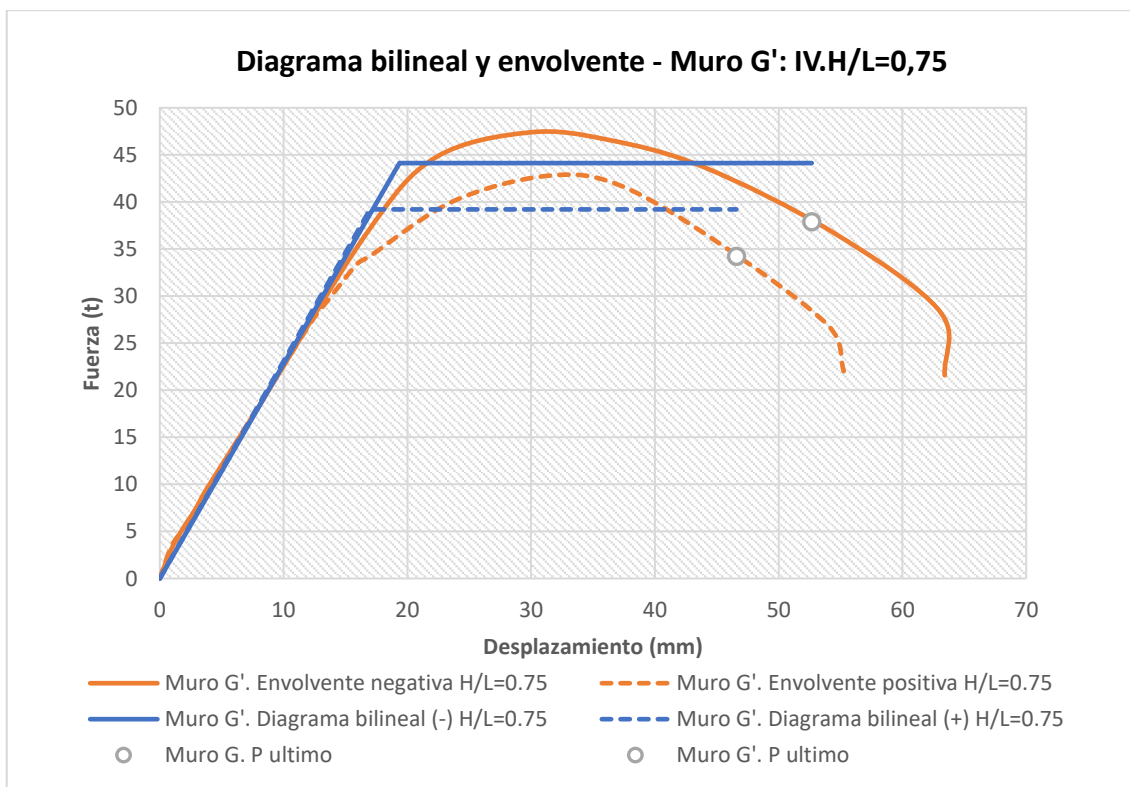


Figura 2-13. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro F' – método I

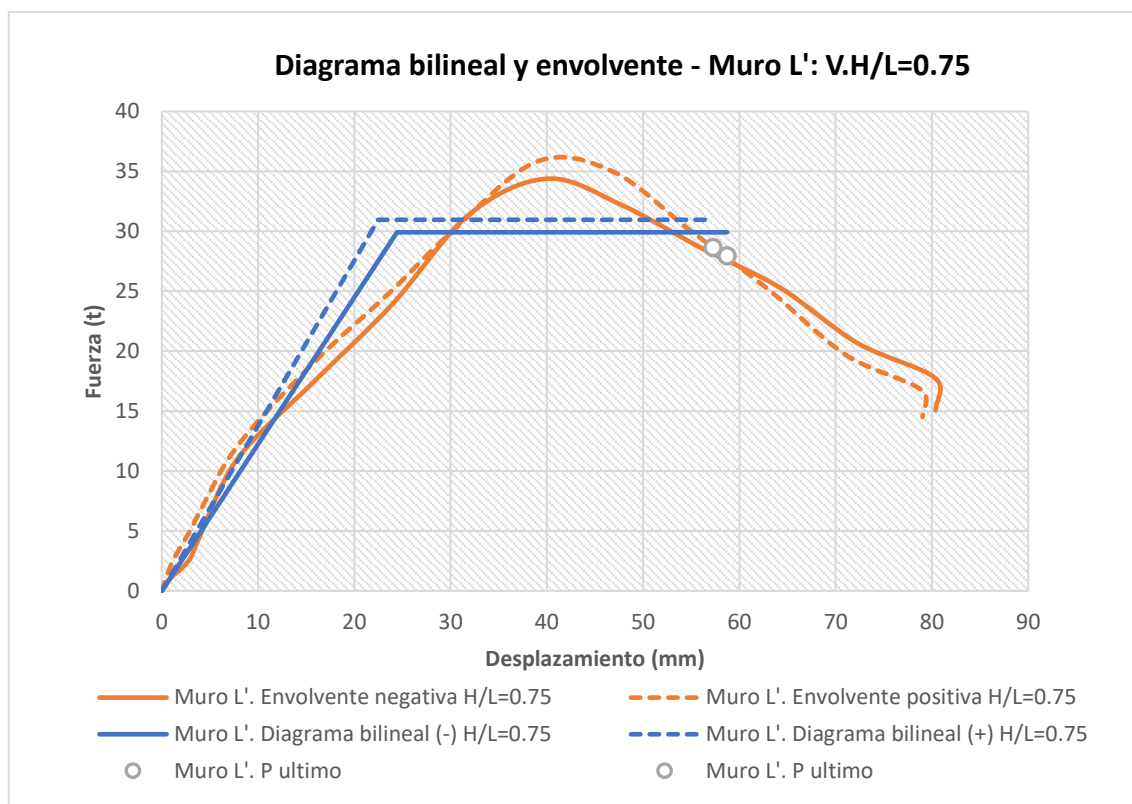


Figura 2-14. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro L' – método I

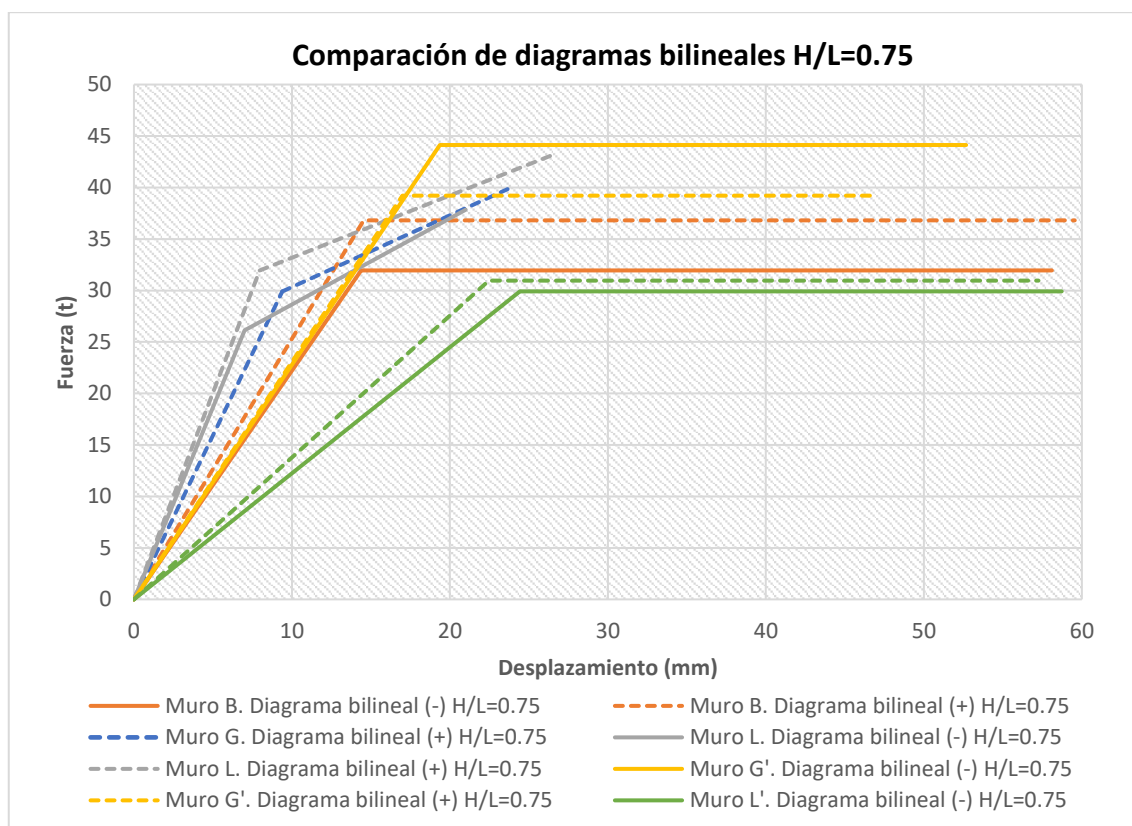


Figura 2-15. Comparación de diagramas bilineales de $h/l = 0.75$

2.2.3 Relación de aspecto $h/l=1$

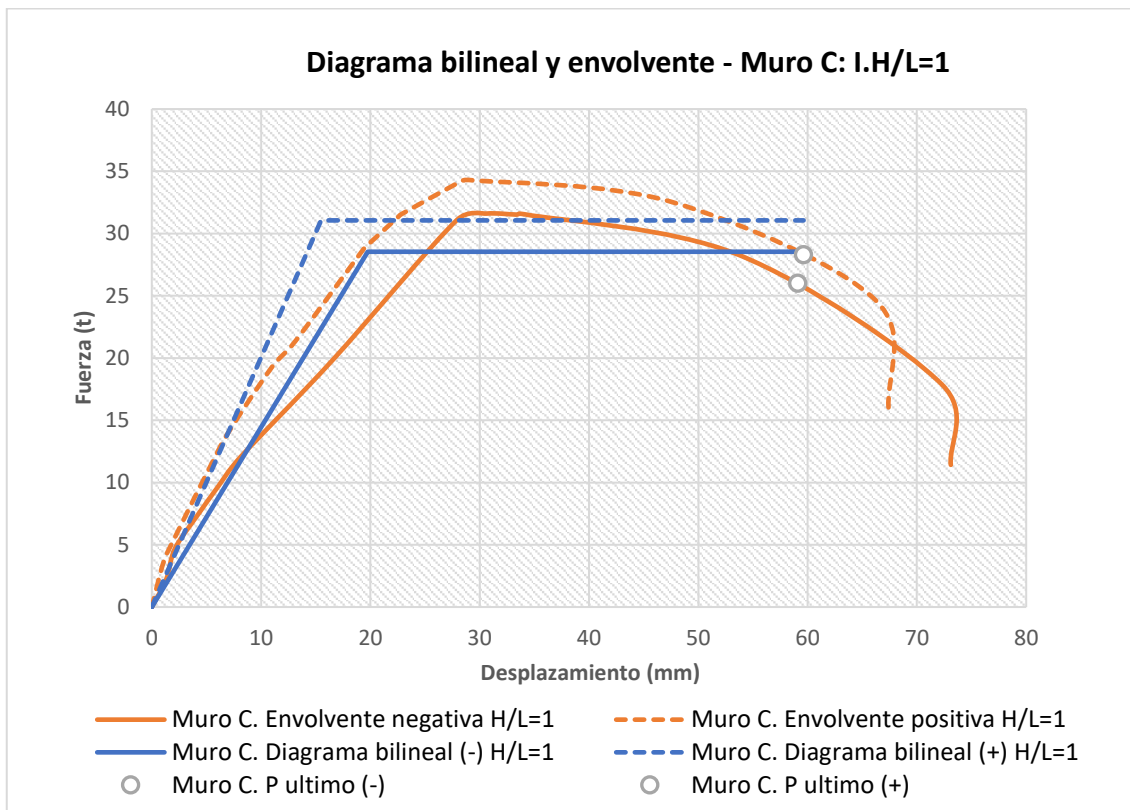


Figura 2-16. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro C – método I

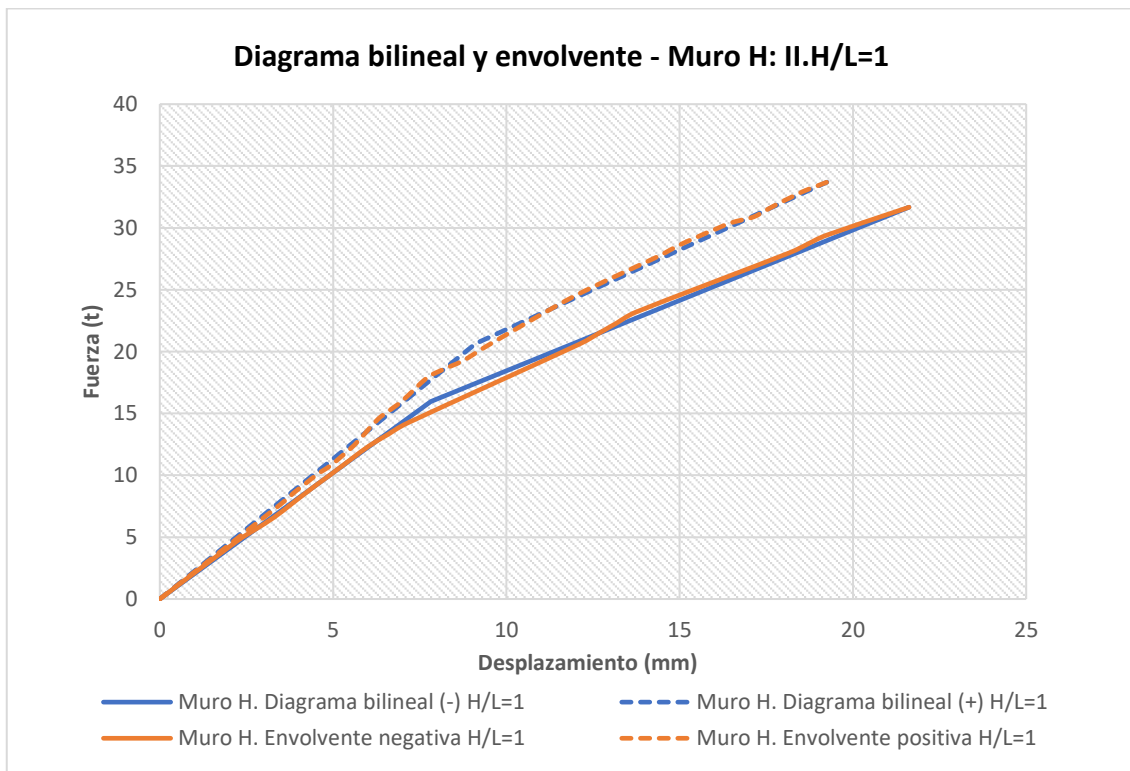


Figura 2-17. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro H – método II

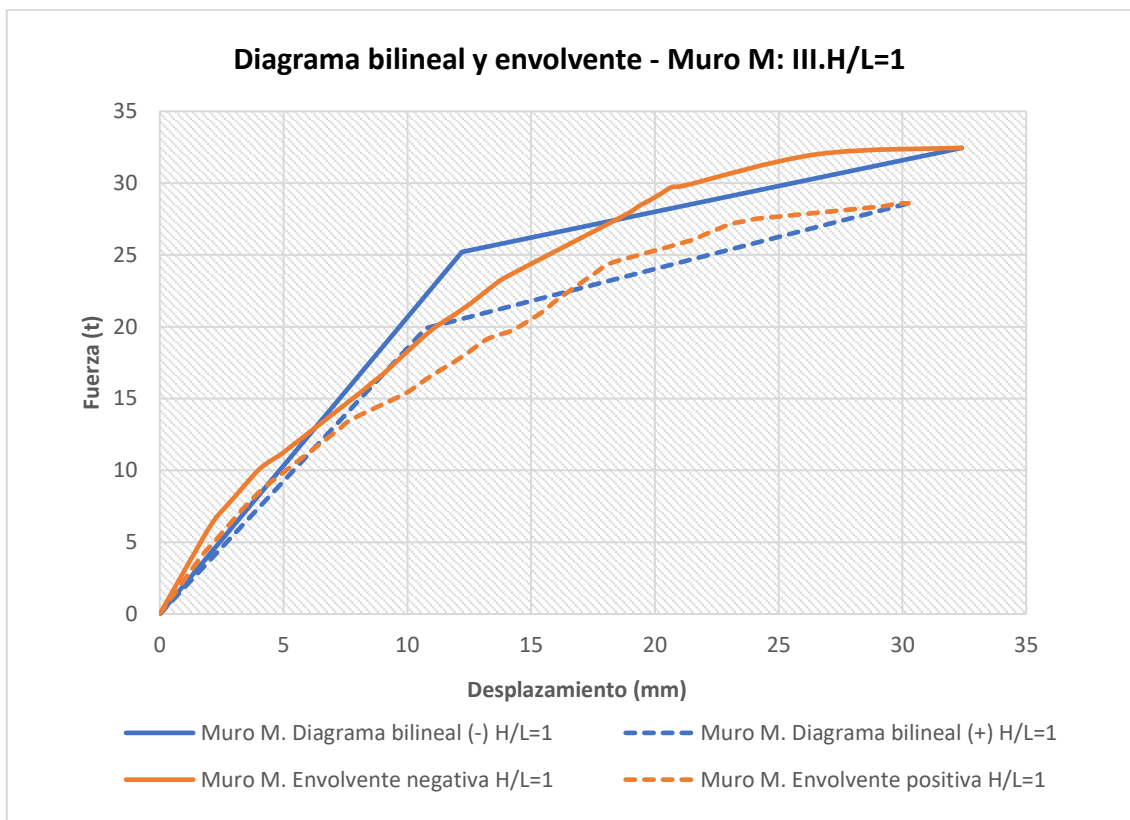


Figura 2-18. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro M – método II

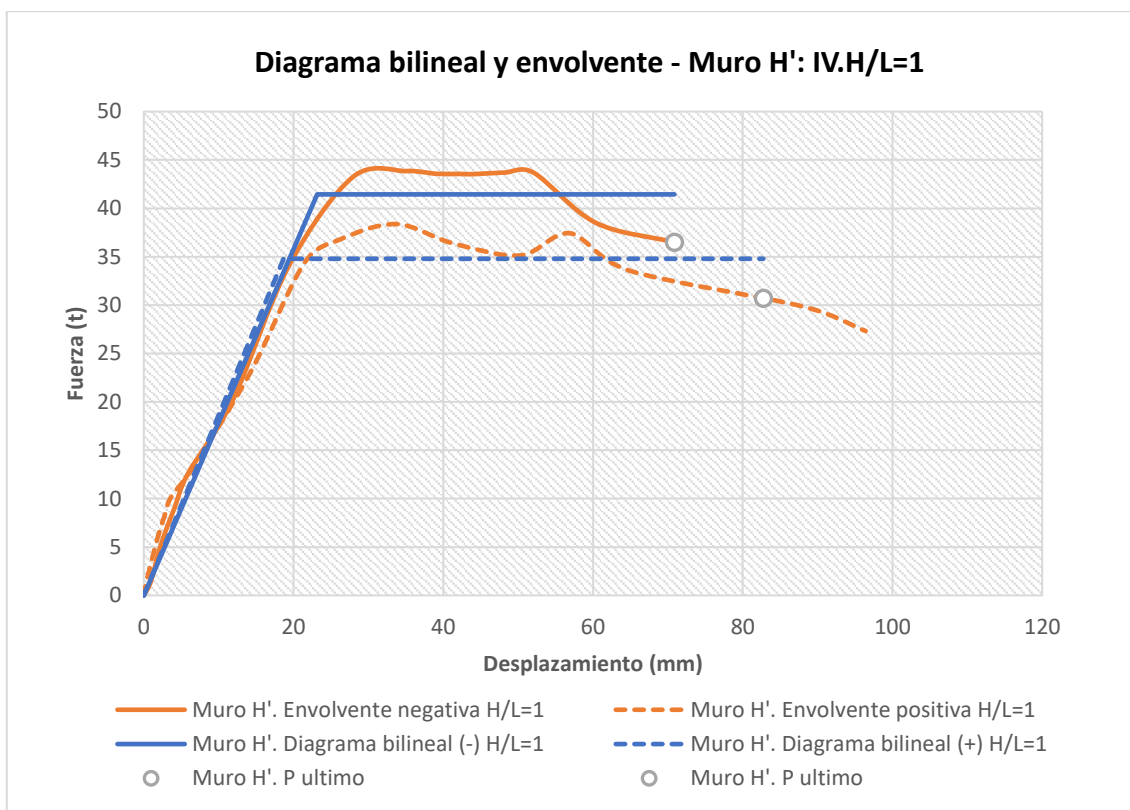


Figura 2-19. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro H' – método I

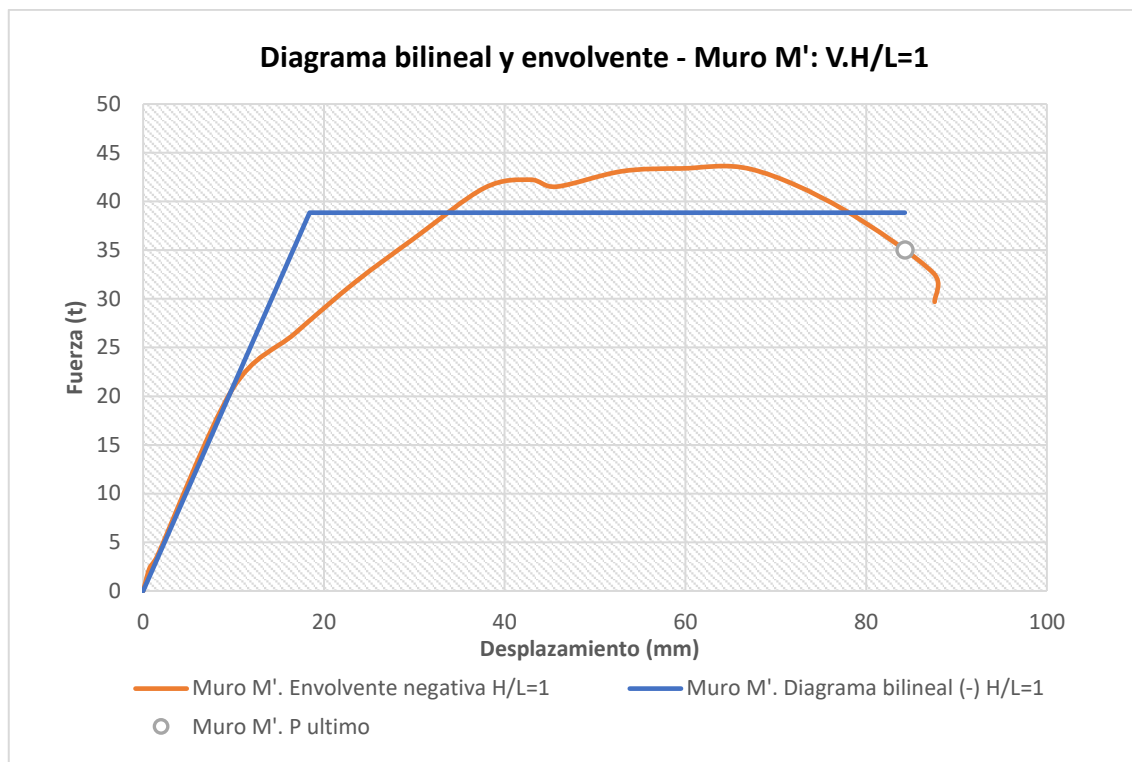


Figura 2-20. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro M' – método I

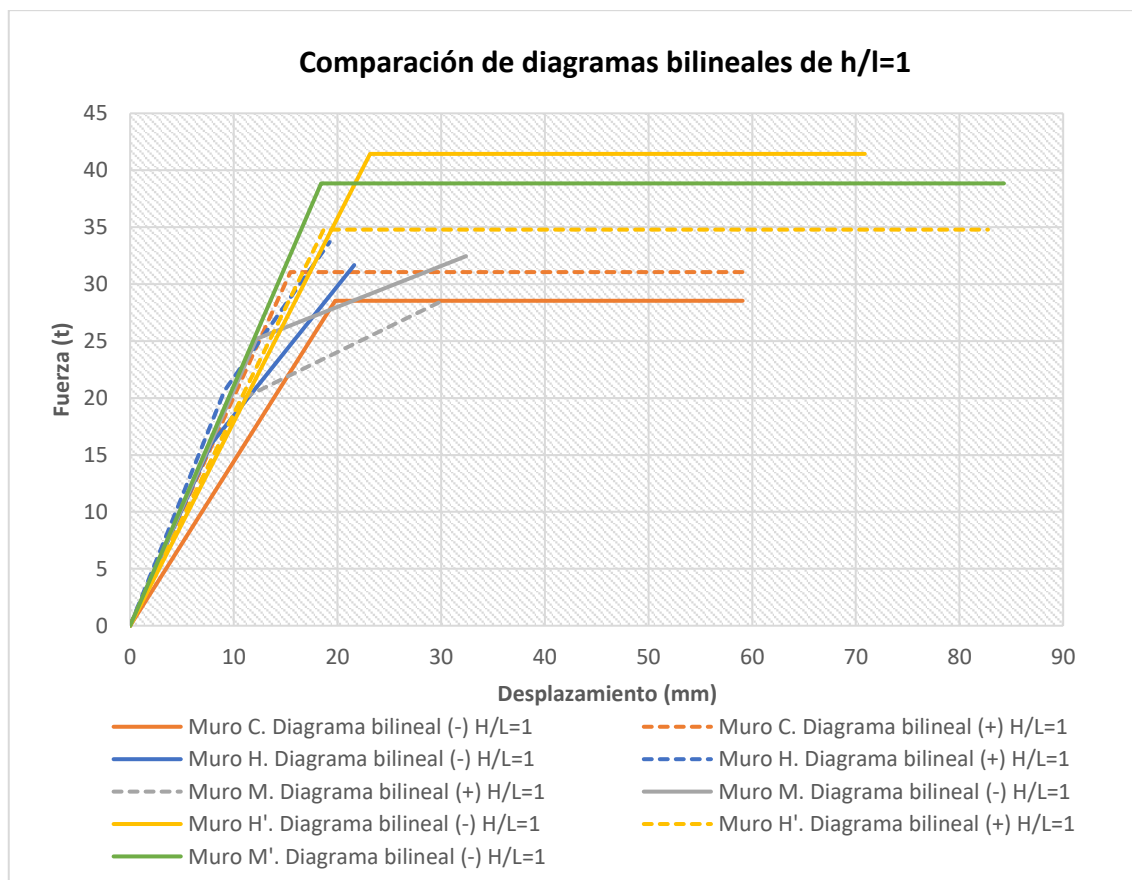


Figura 2-21. Comparación de diagramas bilineales de $h/l = 1$

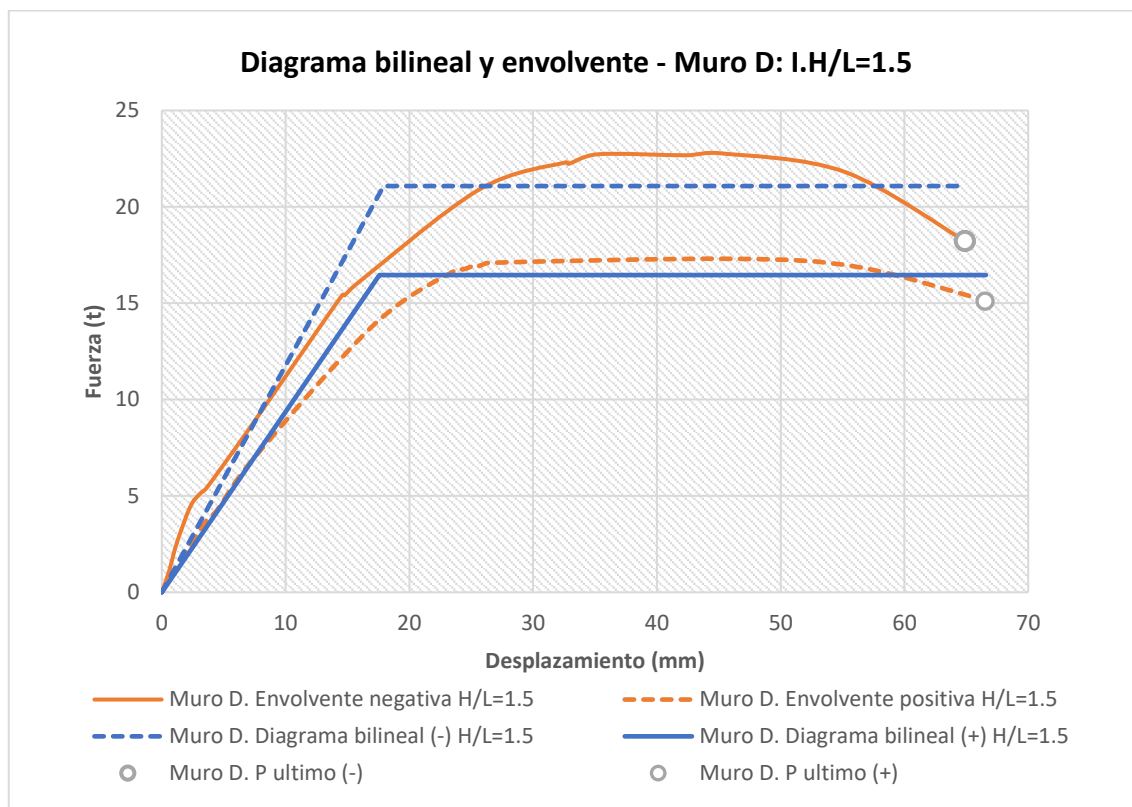
2.2.4 Relación de aspecto $h/l=1.5$ 

Figura 2-22. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro M – método I

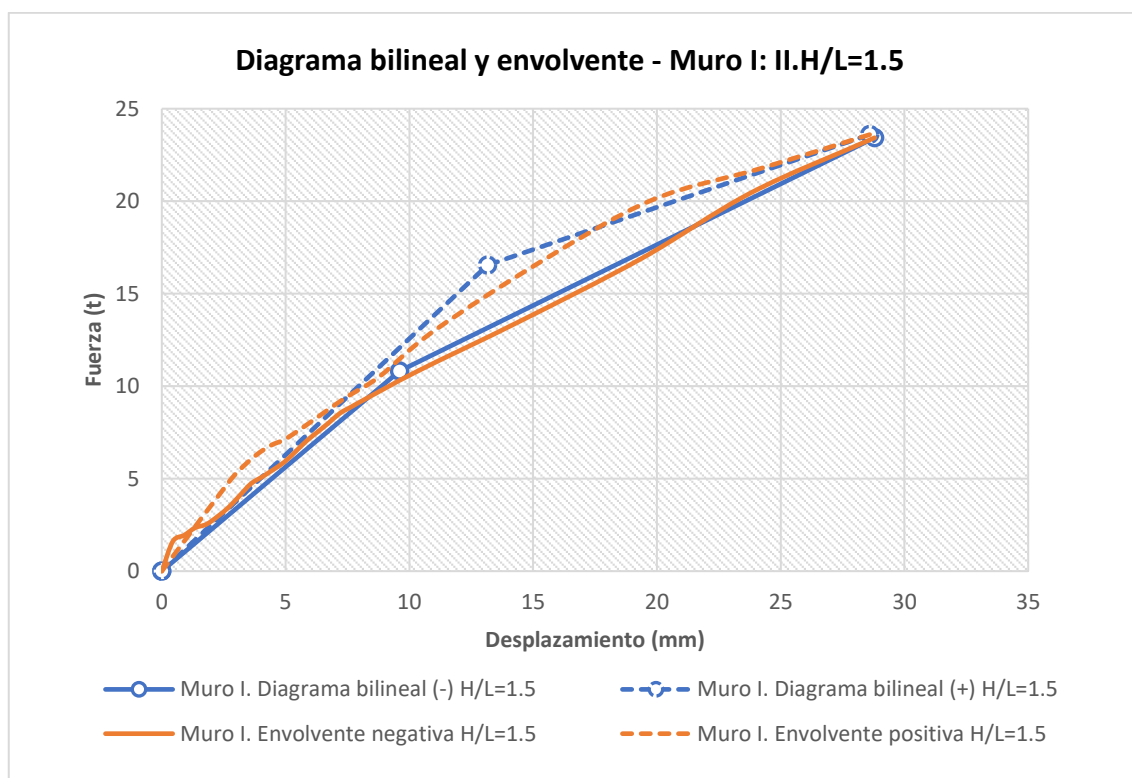


Figura 2-23. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro I – método II

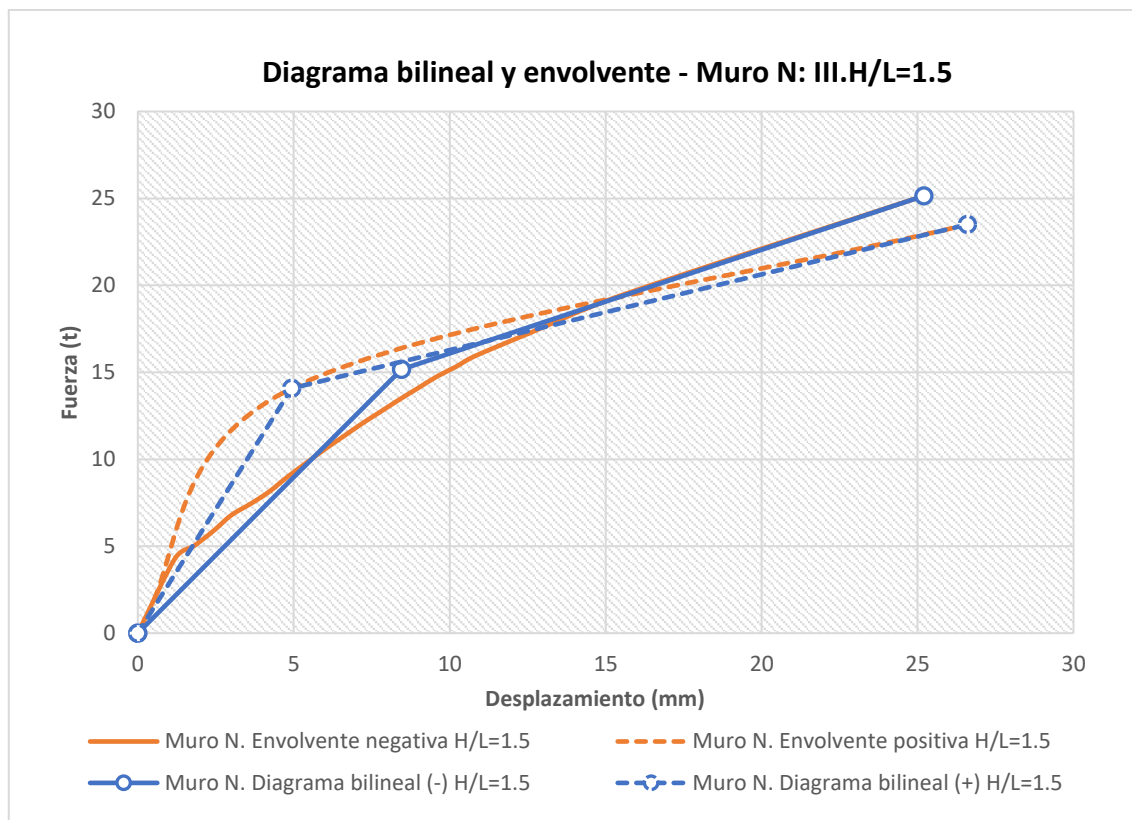


Figura 2-24. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro N – método II

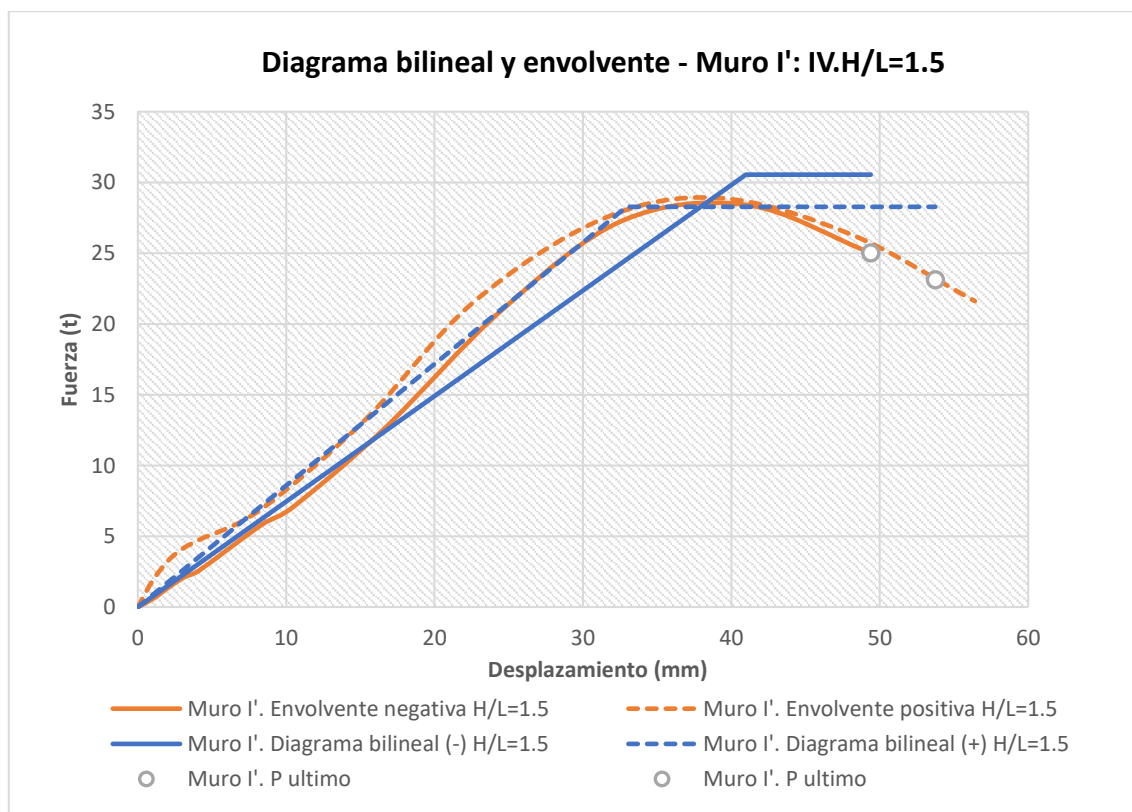


Figura 2-25. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro I' – método I

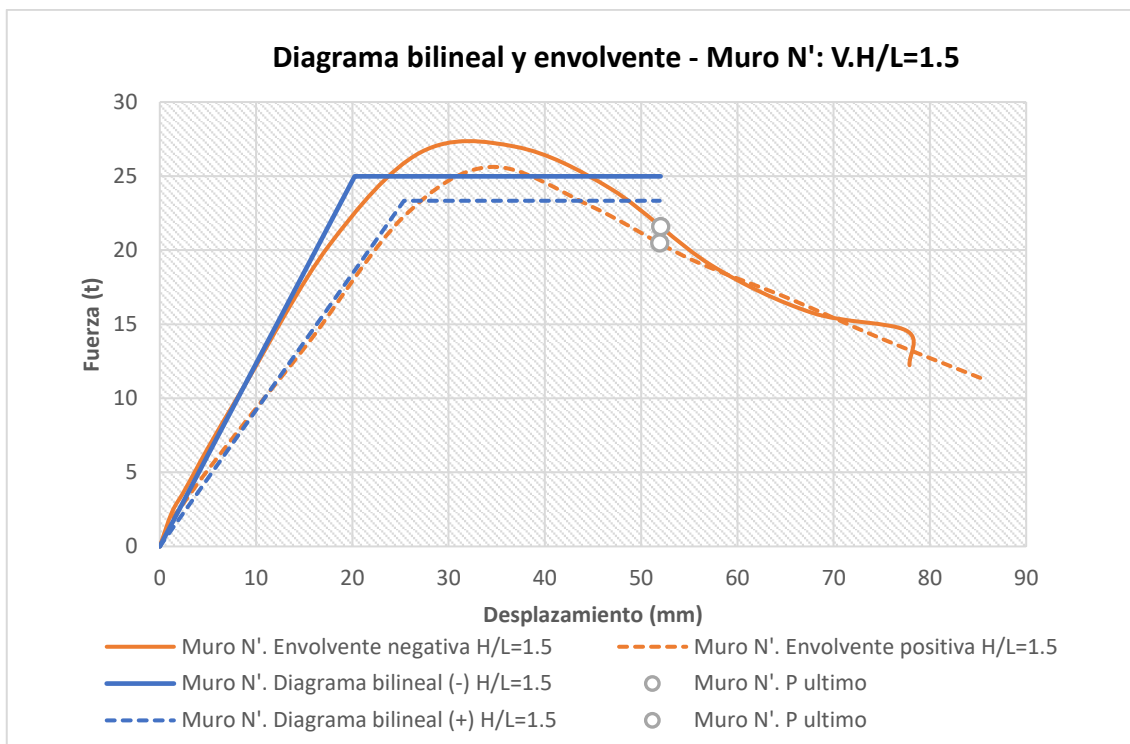


Figura 2-26. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro N' – método I

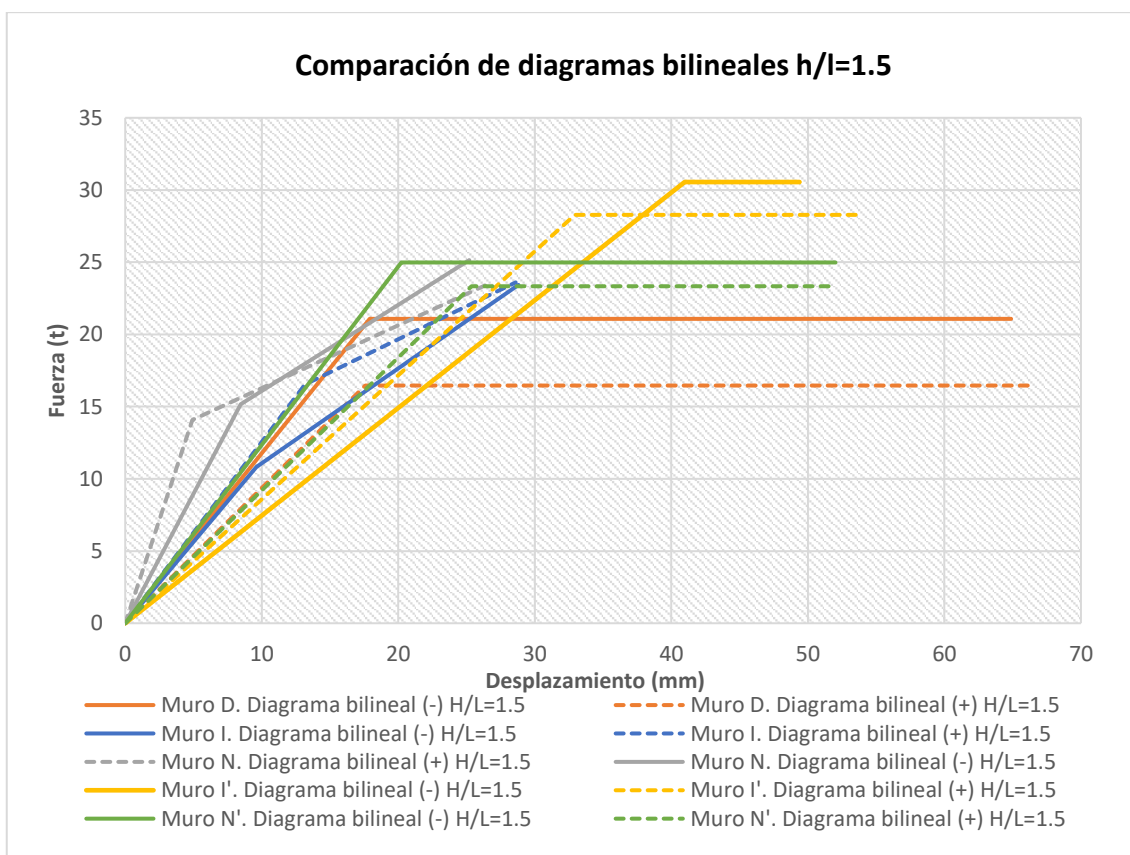


Figura 2-27. Comparación de diagramas bilineales de $h/l = 1.5$

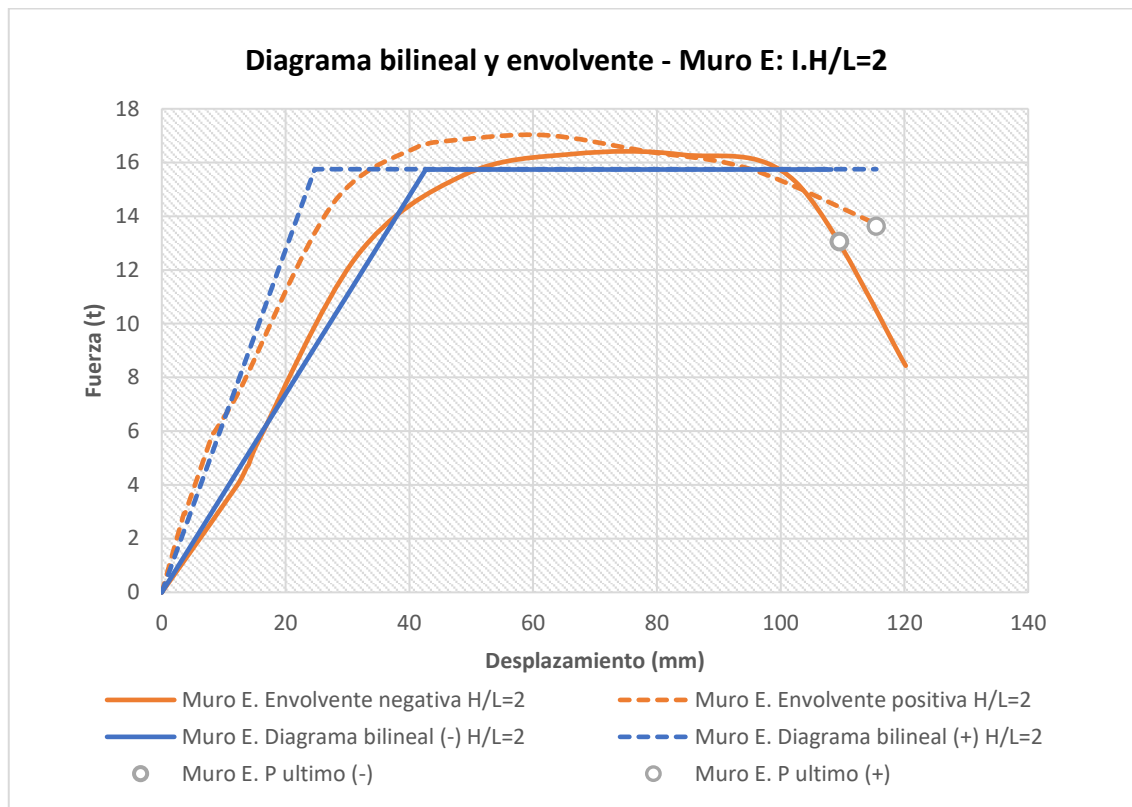
2.2.5 Relación de aspecto $h/l=2$ 

Figura 2-28. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro E – método II

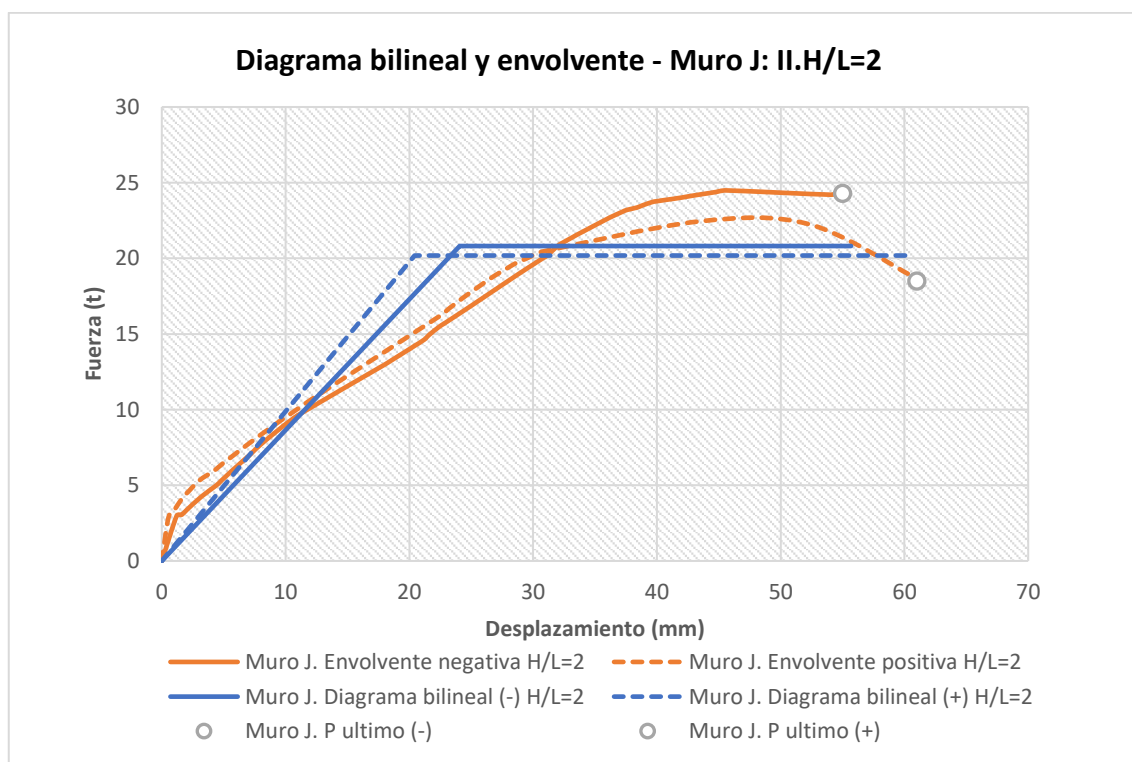


Figura 2-29. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro J – método II

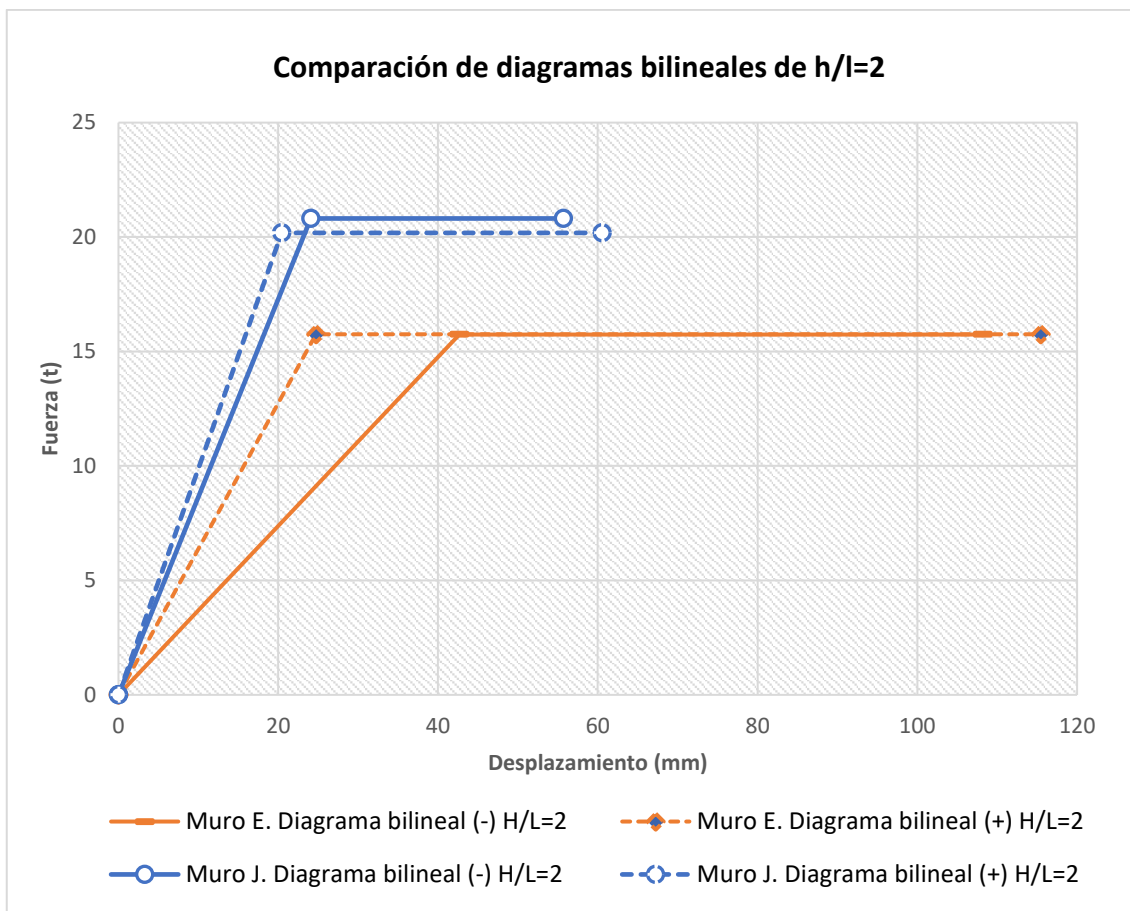


Figura 2-30. Comparación de diagramas bilineales de $h/l = 2$

2.2.6 Comparación por grupos

A continuación, se muestran los gráficos anteriores agrupados de acuerdo con los grupos definidos.

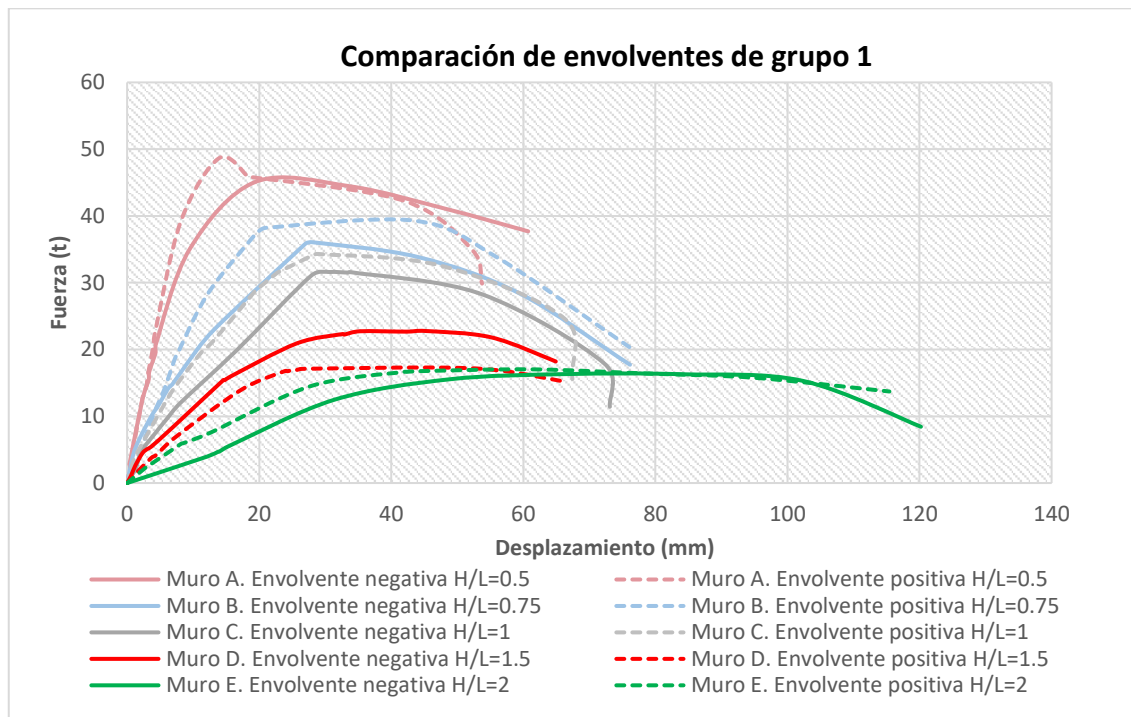


Figura 2-31. Comparación de envolventes del grupo 1

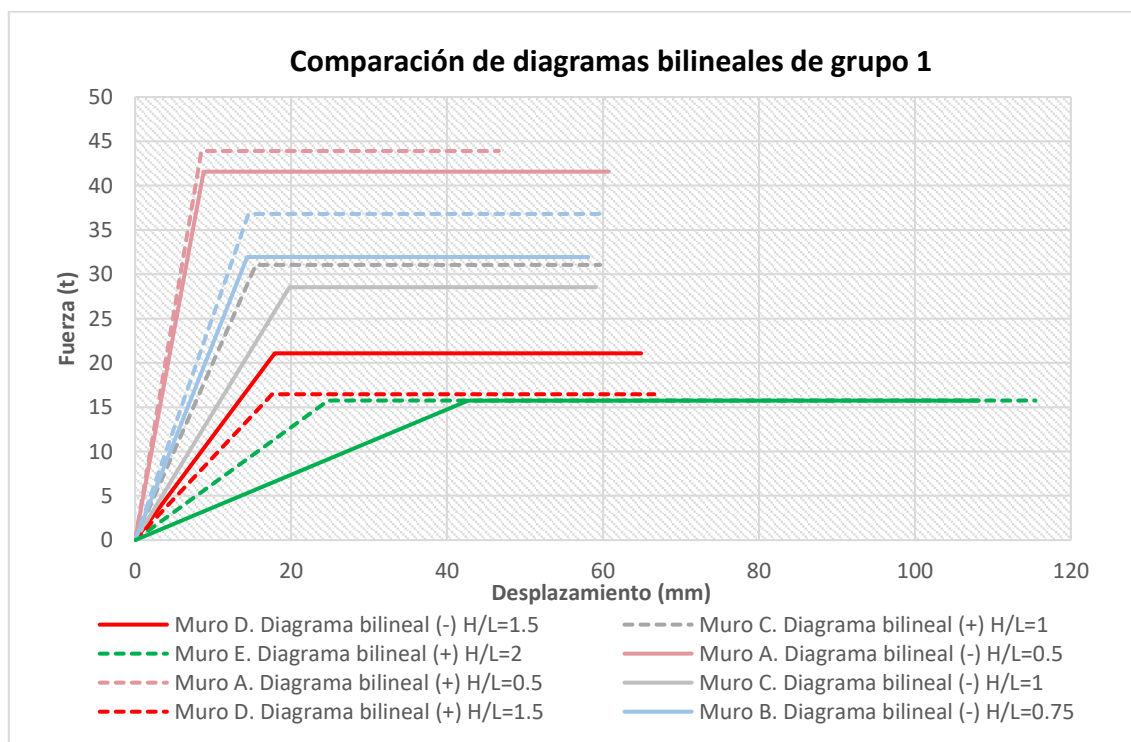


Figura 2-32. Comparación de diagramas bilineales del grupo 1

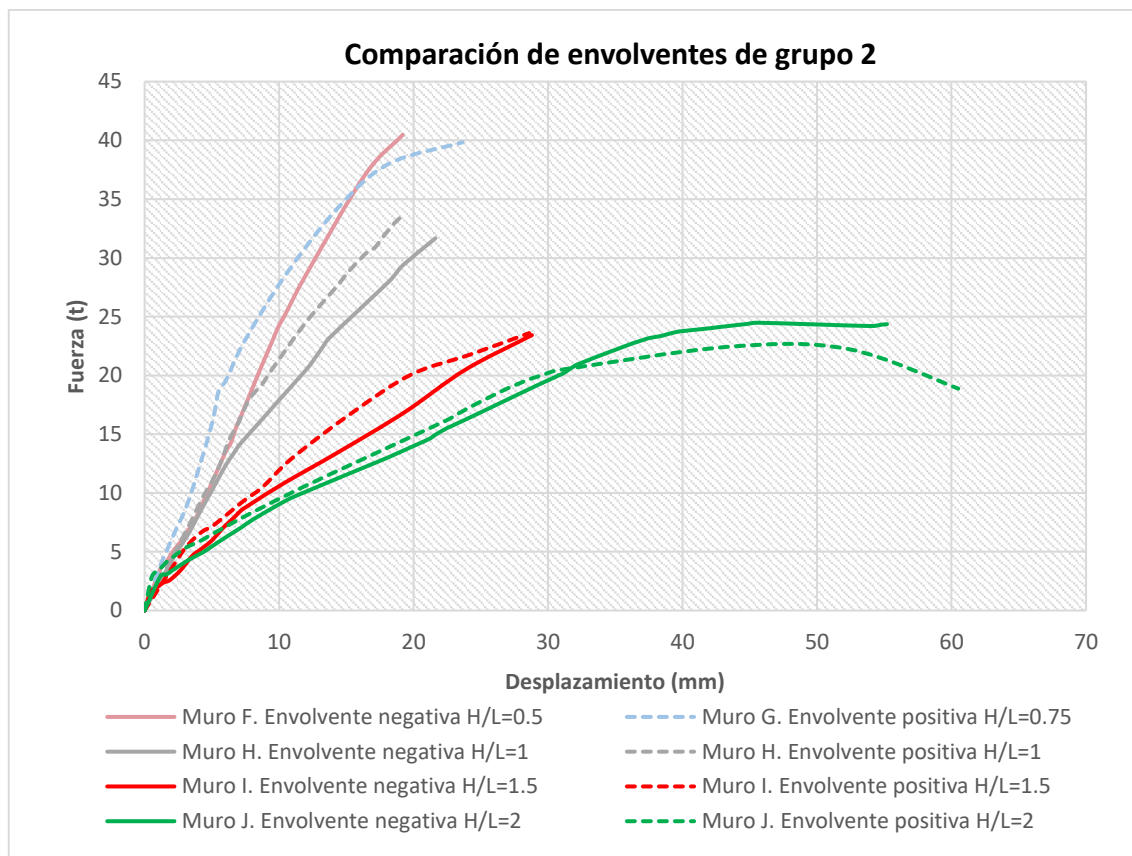


Figura 2-33. Comparación de envolventes del grupo 2

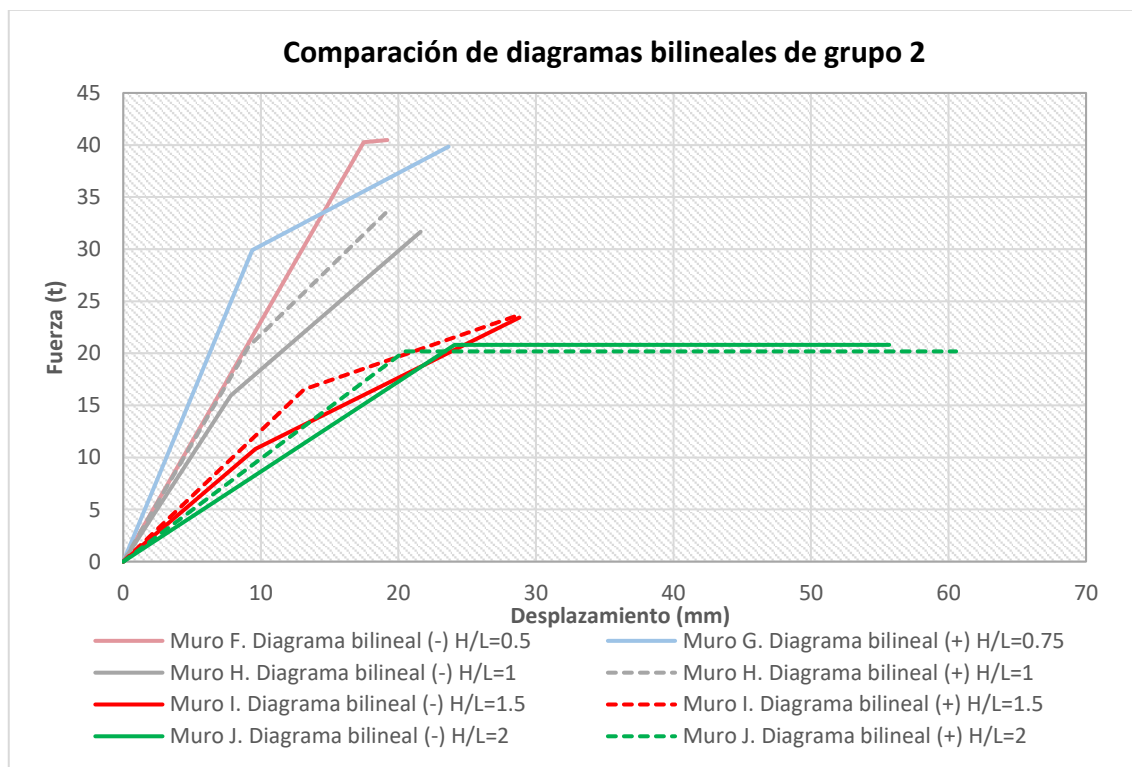


Figura 2-34. Comparación de diagramas bilineales del grupo 2

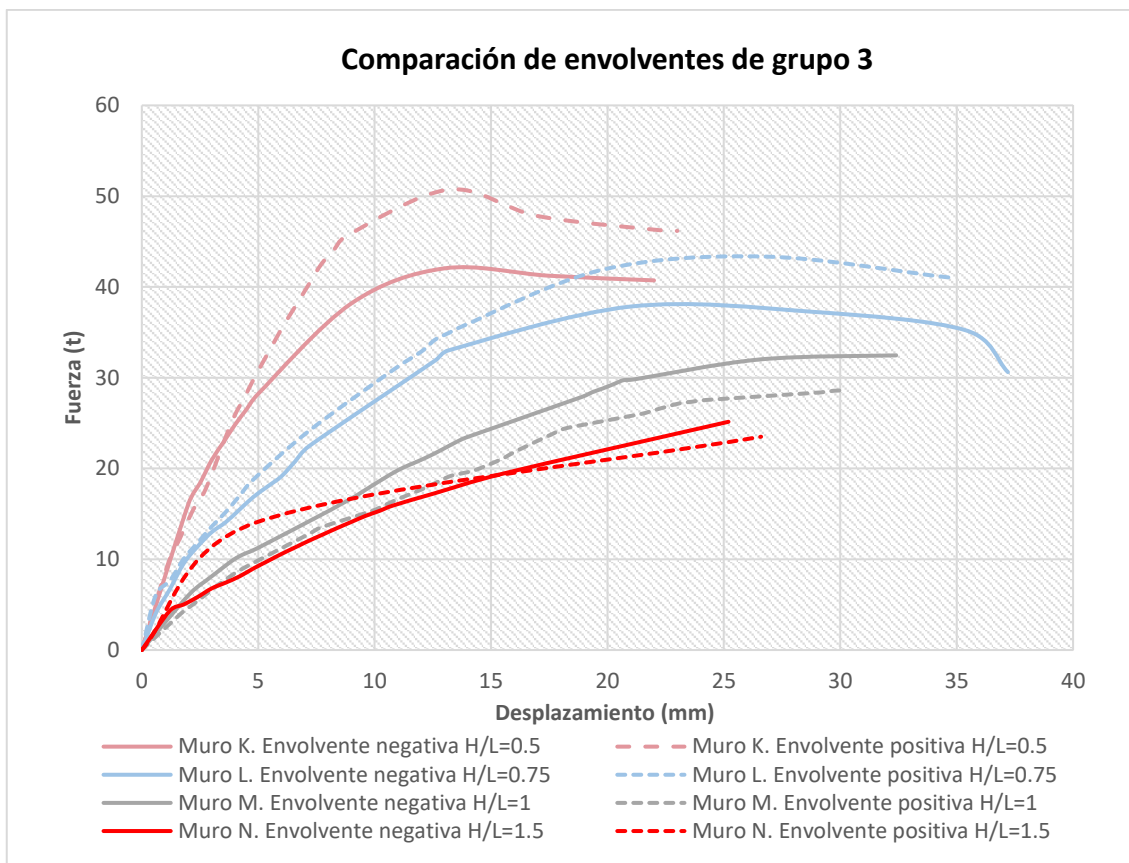


Figura 2-35. Comparación de envolventes del grupo 3

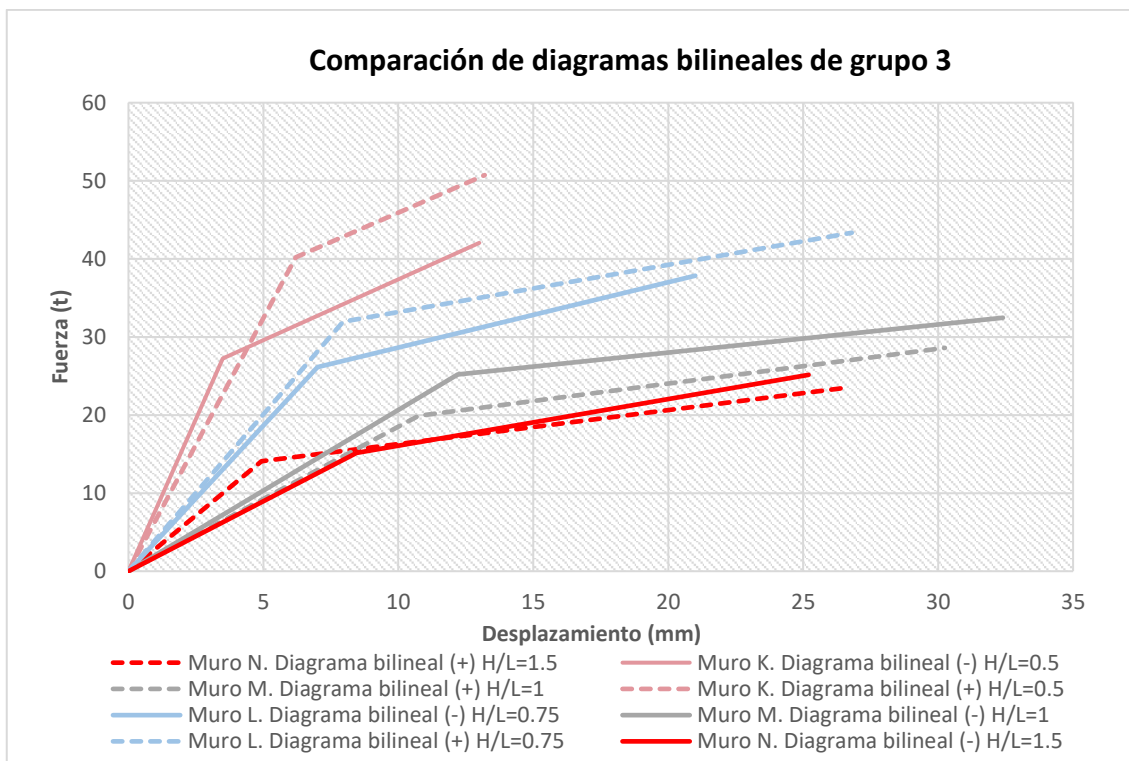


Figura 2-36. Comparación de diagramas bilineales del grupo 3

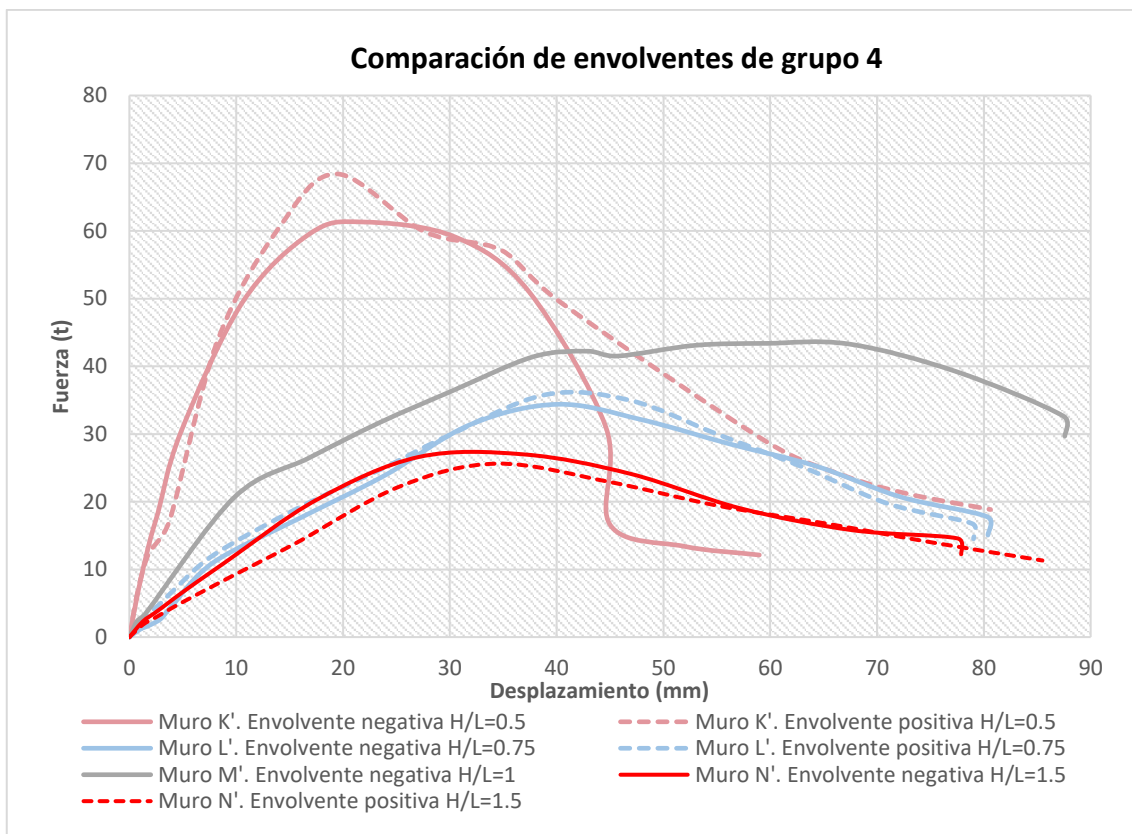


Figura 2-37. Comparación de envolventes del grupo 4

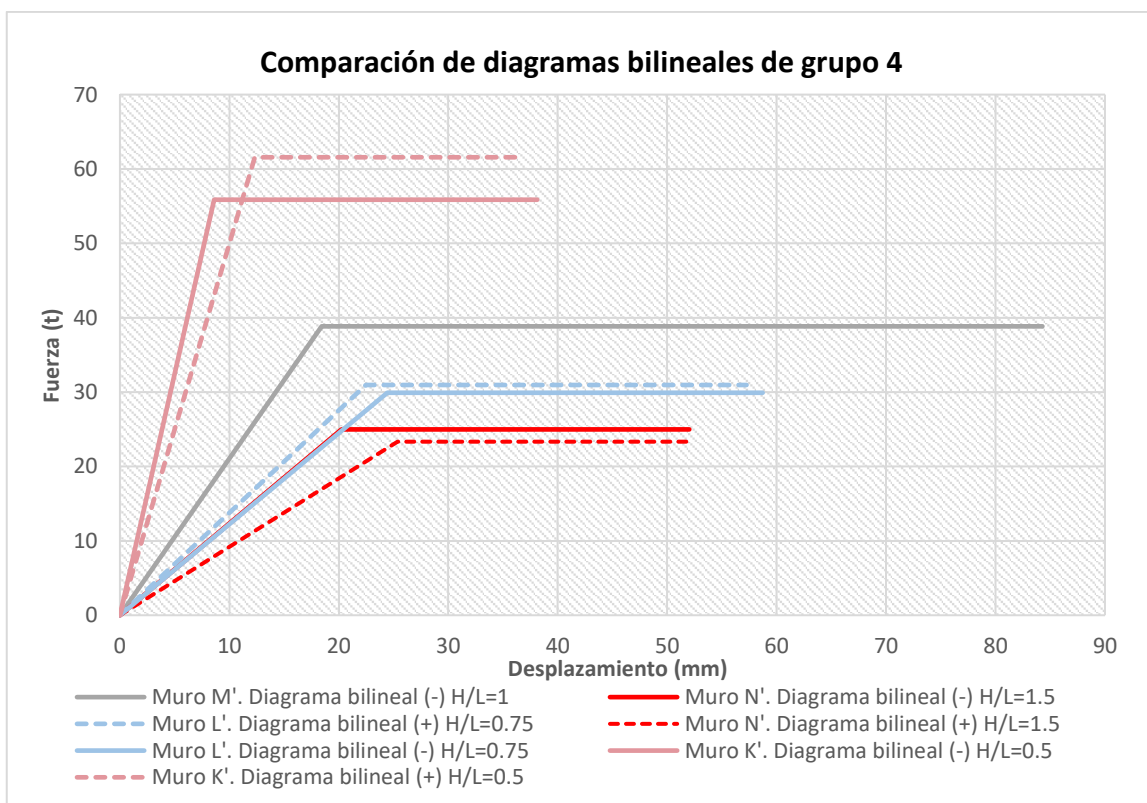


Figura 2-38. Comparación de diagramas bilineales del grupo 4

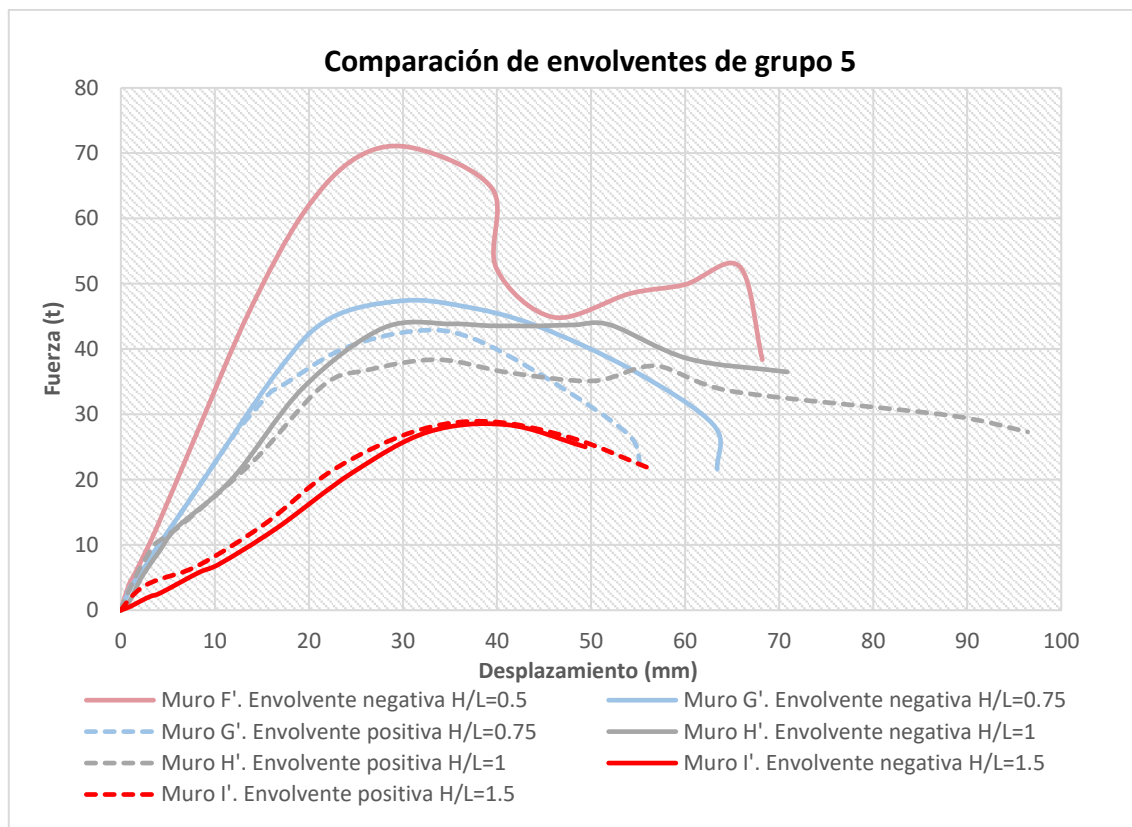


Figura 2-39. Comparación de envolventes del grupo 5

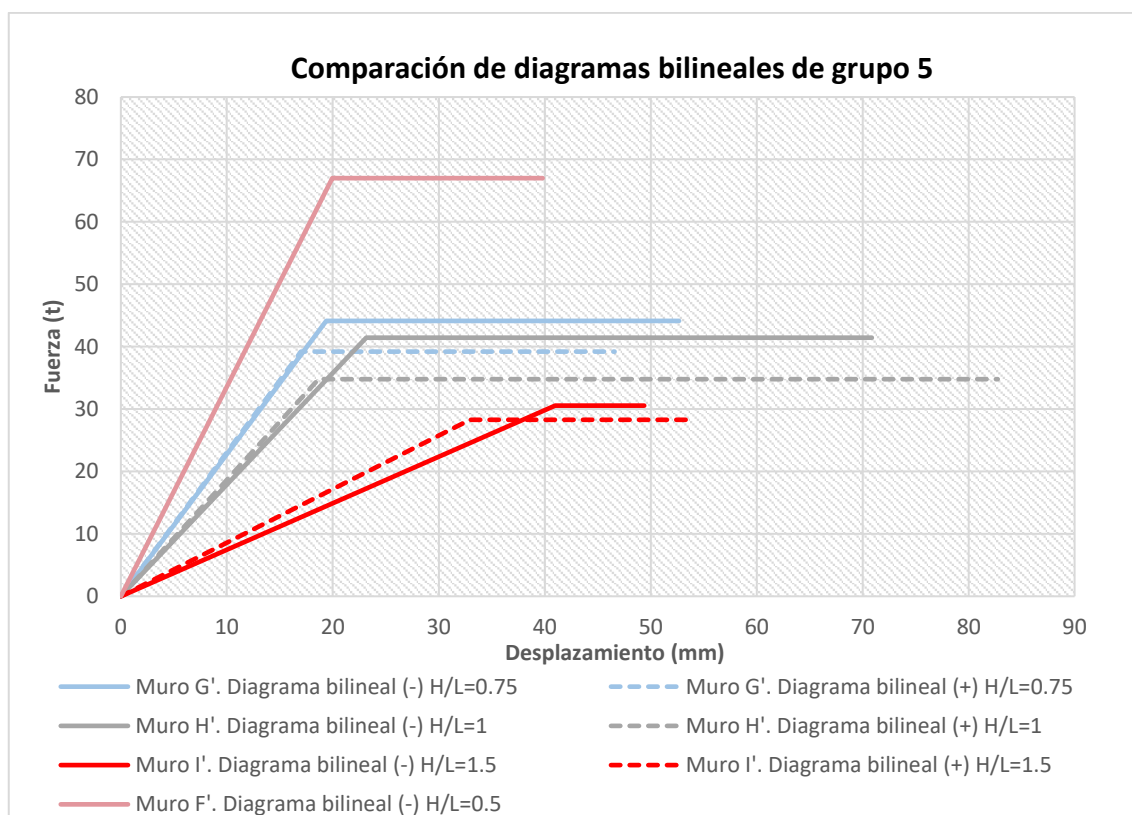


Figura 2-40. Comparación de diagramas bilineales del grupo 5

2.3 Rigidez experimental

En esta sección se resumen los resultados de los gráficos anteriores. Como se mencionó en la metodología, la definición del límite elástico (Δ_{LE}, V_{LE}) es el mismo para ambos métodos (método I y II) y corresponde al 40 % de la carga máxima. Por lo tanto, la pendiente del primer tramo (rigidez elástica) en ambos diagramas bilineales es la misma.

Para los diagramas del método II, a diferencia del método I, no existe una fluencia definida y como consecuencia, tampoco un V_y . Su punto *equivalente* se definió como el par ordenado (Δ_E, V_E) y corresponde al punto donde cambia la pendiente del diagrama bilineal.

Cuadro 2-3. Resumen de resultados de rigideces elásticas experimentales (K_E) y fuerzas de fluencia (V_y) para muros del método I (Grupo 1, 4 y 5).

Muro	Relación de aspecto h/l	K_E (-) [ton/m m]	K_E (+) [ton/m m]	K_E (\bar{x}) [ton/m m]	K_E (σ) [ton/m m]	V_y (-) [ton]	V_y (+) [ton]	V_y (\bar{x}) [ton]	V_y (σ) [ton]
A	0.5	4.74	5.16	4.95	3.01E-01	41.6	43.9	42.7	1.65E+00
B	0.75	2.22	2.53	2.38	2.19E-01	31.9	36.8	34.4	3.44E+00
C	1	1.44	2.01	1.73	3.99E-01	28.5	31.1	29.8	1.78E+00
D	1.5	1.18	0.937	1.06	1.70E-01	21.1	16.5	18.8	3.27E+00
E	2	0.369	0.637	0.503	1.89E-01	15.7	15.8	15.7	7.84E-03
J	2	0.864	0.988	0.926	8.73E-02	20.8	20.2	20.5	4.45E-01
F'	0.5	3.36	-	3.36	-	67.0	-	67.0	-
G'	0.75	2.28	2.31	2.29	2.18E-02	44.1	39.2	41.7	3.48E+00
H'	1	1.79	1.86	1.83	5.19E-02	41.4	34.8	38.1	4.70E+00
I'	1.5	0.746	0.859	0.802	7.99E-02	30.6	28.3	29.4	1.61E+00
K'	0.5	6.48	4.99	5.74	-	55.9	61.6	58.7	4.03E+00
L'	0.75	1.22	1.38	1.30	1.09E-01	29.9	31.0	30.4	7.38E-01
M'	1	2.11	-	2.11	-	38.8	-	38.8	-
N'	1.5	1.23	0.920	1.08	2.22E-01	25.0	23.3	24.2	1.17E+00

Cuadro 2-4. Resumen de resultados de rigideces elásticas experimentales (K_E), fuerzas de fluencia y V_E para muros del método II (Grupos 2 y 3).

Muro	Relación de aspecto h/l	K_E (-) [ton/m m]	K_E (+) [ton/m m]	K_E (\bar{x}) [ton/m m]	K_E (σ) [ton/m m]	V_E (-) [ton]	V_E (+) [ton]	V_E (\bar{x}) [ton]	V_y (σ) [ton]
F	0.5	2.30	-	2.30	-	40.3	-	40.3	14.1
G	0.75	-	3.18	3.18	-	-	29.9	29.9	9.76
H	1	2.04	2.27	2.15	1.59E-01	16.0	20.6	18.3	3.31
I	1.5	1.13	1.26	1.19	9.25E-02	10.8	16.5	13.7	4.04
K	0.5	7.78	6.48	7.13	-	27.2	40.2	33.7	9.15
L	0.75	3.73	4.02	3.88	2.18E-02	26.1	32.0	29.0	4.12
M	1	2.07	1.85	1.96	5.19E-02	25.2	19.9	22.6	3.74
N	1.5	1.79	2.85	2.32	7.99E-02	15.2	14.1	14.6	0.773

Para los cuadros anteriores, “ \bar{x} ” representa el promedio y “ σ ” la desviación estándar.

En el siguiente cuadro se muestran los promedios de las rigideces experimentales y las rigideces teóricas calculadas de acuerdo con el CSCR-2010/14 (CFIA, 2016) así como el borrador del nuevo código sísmico (aún no publicado). Para el cálculo se utilizan los valores reales de los materiales, obtenidos mediante ensayos de laboratorio⁸ de los muros originales (Grupos 1, 2 y 3, no sometidos a reparación).

Cuadro 2-5. Resumen de rigideces teóricas y promedio de rigideces experimentales.

Relación de aspecto h/l	Rigidez experimental – promedio K_E [ton/mm]	Desv. Estándar de K_E [ton/mm]	Rigidez teórica K_T [ton/mm]	Rigidez teórica CSCR 2010/14 K_T' [ton/mm]	Rigidez teórica - CSCR nuevo K_T'' [ton/mm]	Razón K_E/K_T
0.5	5.29	2.05	51.3	43.6	25.7	0.103
0.75	3.14	0.77	34.8	26.3	17.4	0.0902
1	1.95	0.28	23.8	16.1	11.9	0.0819
1.5	1.52	0.71	11.6	6.79	5.78	0.132
2	0.714	0.27	6.92	3.82	3.46	0.103
					Promedio	0.102

En el cuadro anterior se muestra también la razón entre la rigidez experimental y la teórica K_E/K_T . En el siguiente gráfico se muestran los resultados del cuadro anterior.

Cabe mencionar que la *rigidez teórica* (tanto en el cuadro 2-5 como en la figura 2-41) corresponde a la calculada mediante el uso de únicamente las fórmulas de mecánica del sólido (ecuaciones 1-13, 1-14 y 1-15), sin reducciones en el área o inercia.

⁸ Los resultados de los ensayos de laboratorio se muestran en el Anexo E.

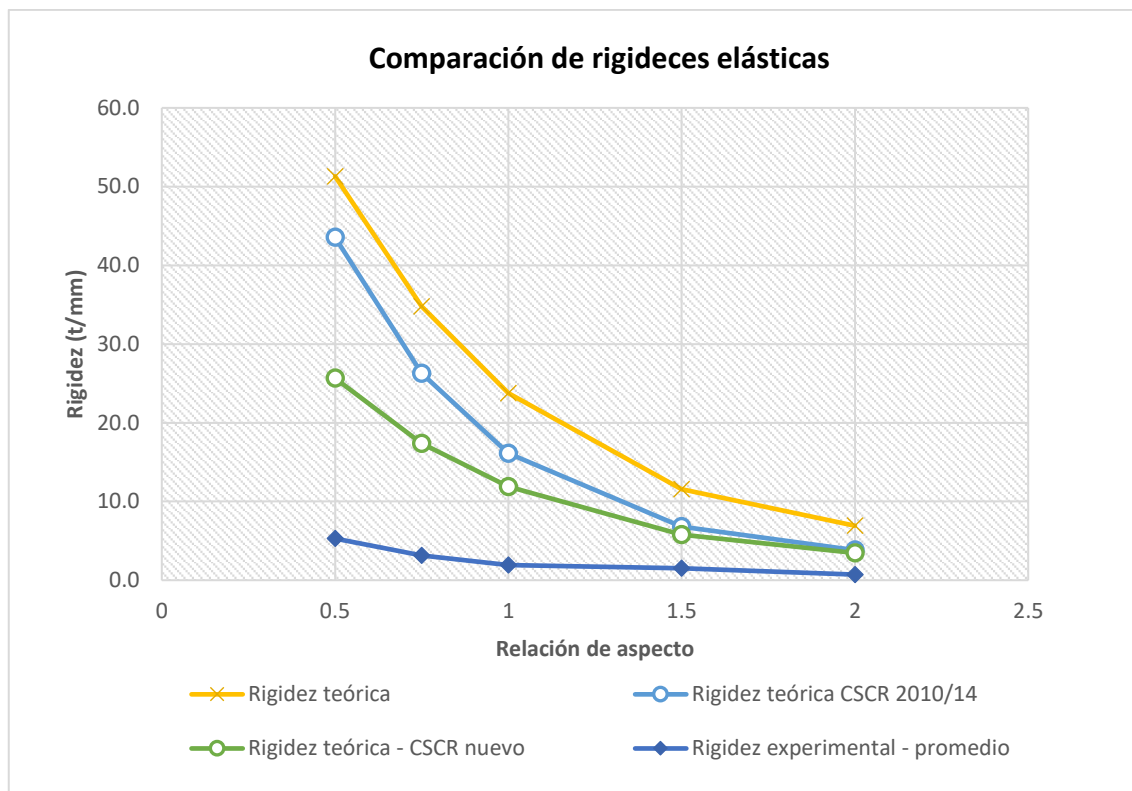


Figura 2-41. Variación de la rigidez en función de la relación de aspecto y comparación con datos teóricos.

En los Grupos 4 y 5, algunos de los muros mostraron rigideces mayores después de ser reparados. En el siguiente cuadro se muestra el porcentaje de rigidez alcanzado en la falla post-reparación con respecto a la rigidez obtenida en la precarga. Algunos de estos valores son mayores que el 100 %, lo que indica que la rigidez después de la reparación fue mayor que la del muro original.

Cuadro 2-6. Comparación de rigideces en muros originales (Grupo 2 y 3) vs reparados (Grupo 4 y 5).

Relación de aspecto	Reparación de Grupo 2			Reparación de Grupo 3		
	K_E (\bar{x}) [ton/mm] Grupo 2	K_E (\bar{x}) [ton/mm] Grupo 4	% de recuperación de K_E	K_E (\bar{x}) [ton/mm] Grupo 3	K_E (\bar{x}) [ton/mm] Grupo 5	% de recuperación de K_E
0.5	2.30	3.36	146 %	7.13	5.74	80 %
0.75	3.18	2.29	72 %	3.88	1.30	34 %
1	2.15	1.83	85 %	1.96	2.11	108 %
1.5	1.19	0.802	67 %	2.32	1.08	46 %

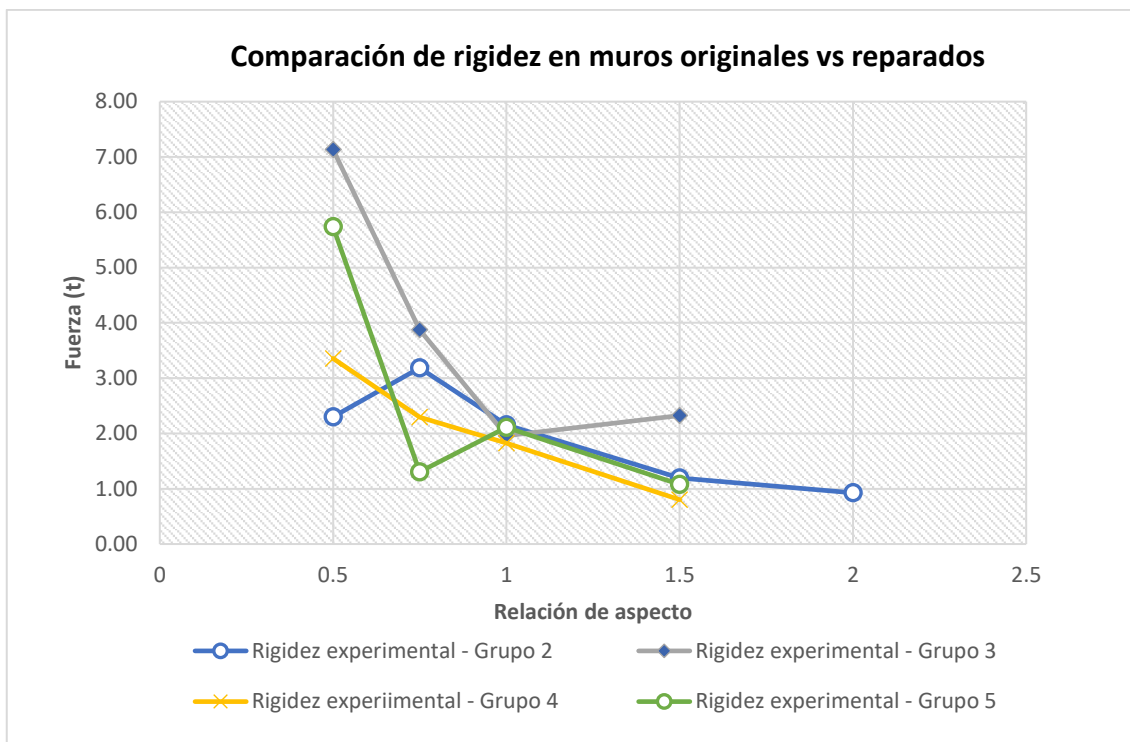


Figura 2-42. Recuperación de la rigidez de los muros reparados con respecto a los muros originales.

2.4 Ductilidad

A continuación, se presentan los resultados de los desplazamientos obtenidos para los diagramas bilineales aproximados y ductilidad para cada uno de los muros, de acuerdo con lo definido en la metodología.

Cuadro 2-7. Resumen de los desplazamientos de fluencia (Δ_y) y último Δ_u para los muros del método I.

Muro	Relación de aspecto h/l	Δ_y (-) [mm]	Δ_y (+) [mm]	Δ_u (-) [mm]	Δ_u (+) [mm]
A	0.5	8.77	8.50	60.7	46.6
B	0.75	14.4	14.5	58.1	59.5
C	1	19.8	15.5	59.1	59.6
D	1.5	17.9	17.6	64.9	66.6
E	2	42.7	24.7	108	115.5
J	2	24.1	20.4	55.7	60.6
F'	0.5	20.0	-	39.8	-
G'	0.75	19.4	17.0	52.7	46.6
H'	1	23.1	18.7	70.9	82.7
I'	1.5	41.0	32.9	49.4	53.7
K'	0.5	8.62	12.3	38.1	36.6
L'	0.75	22.5	18.4	58.7	57.3
M'	1	18.4	-	84.3	-
N'	1.5	20.2	25.4	52.0	51.9

Cuadro 2-8. Resumen de los desplazamientos elásticos idealizados (Δ_E) y en el estado límite de resistencia máxima (Δ_{max}) para los muros del método II.

Muro	Relación de aspecto h/l	Δ_E (-) [mm]	Δ_E (+) [mm]	Δ_{MR} (-) [mm]	Δ_{MR} (+) [mm]
F	0.5	17.5	-	19.2	-
G	0.75	-	9.39	-	23.7
H	1	7.82	9.11	21.6	19.3
I	1.5	9.61	13.2	28.8	28.6
K	0.5	3.50	6.20	13.0	13.2
L	0.75	7.00	7.95	21.0	26.8
M	1	12.2	10.8	32.4	30.3
N	1.5	8.45	4.93	25.2	26.6

Cuadro 2-9. Ductilidades (μ) asociadas a los muros del método I.

Muro	Relación de aspecto h/l	$\mu (-)$	$\mu (+)$	$\mu (\bar{x})$	$\mu (\sigma)$
A	0.5	6.92	5.48	6.20	1.02E+00
B	0.75	4.04	4.09	4.07	3.92E-02
C	1	2.99	3.85	3.42	6.12E-01
D	1.5	3.62	3.79	3.71	1.17E-01
E	2	2.54	4.67	3.60	1.51E+00
J	2	2.31	2.96	2.64	4.60E-01
F'	0.5	1.99	-	1.99	-
G'	0.75	2.72	2.74	2.73	1.72E-02
H'	1	3.06	4.43	3.75	9.70E-01
I'	1.5	1.21	1.63	1.42	3.01E-01
K'	0.5	4.42	2.97	3.70	1.03E+00
L'	0.75	2.61	3.11	2.86	3.47E-01
M'	1	4.57	-	4.57	-
N'	1.5	2.57	2.05	2.31	3.69E-01

Cuadro 2-10. Ductilidades (μ_{MR}) asociadas a los muros del método II.

Muro	Relación de aspecto h/l	$\mu_{MR}(-)$	$\mu_{MR} (+)$	$\mu_{MR} (\bar{x})$	$\mu_{MR} (\sigma)$
F	0.5	1.10	-	1.10	-
G	0.75	-	2.52	2.52	-
H	1	2.76	2.11	2.44	0.46
I	1.5	3.00	2.17	2.59	0.58
K	0.5	3.71	2.13	2.92	1.12
L	0.75	3.00	3.37	3.19	0.26
M	1	2.66	2.81	2.73	0.11
N	1.5	2.98	5.40	4.19	1.71

La información expuesta en los cuadros anteriores se muestra de forma gráfica en las siguientes figuras.

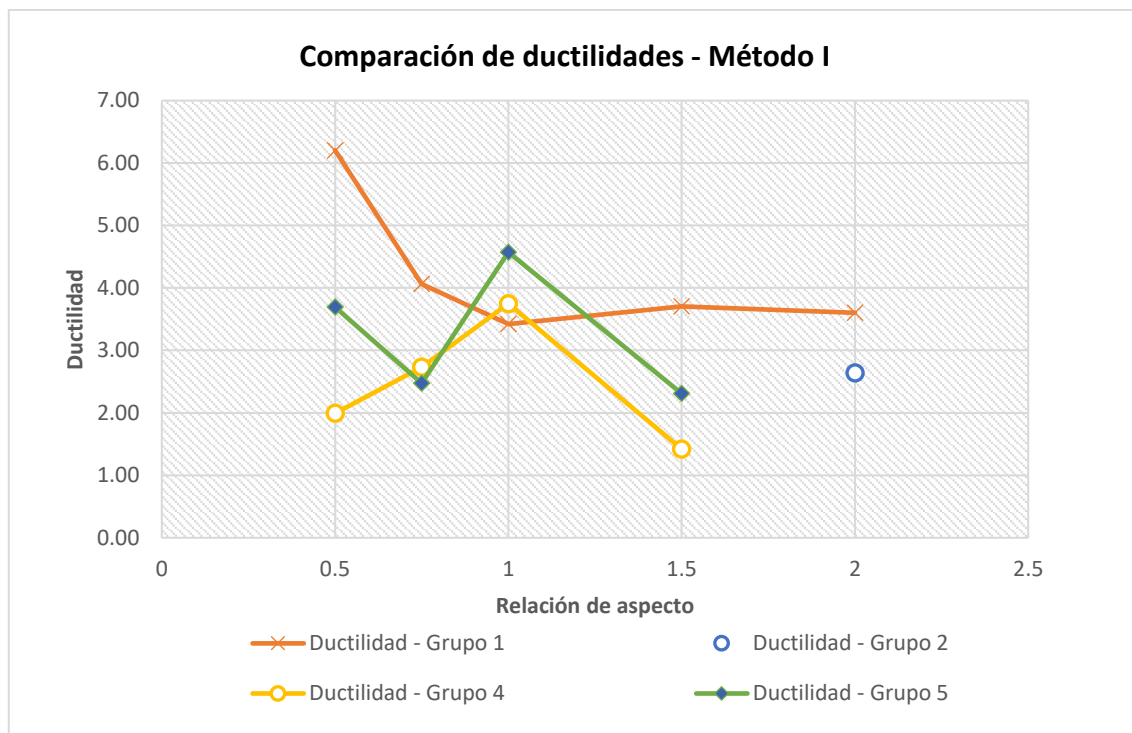


Figura 2-43. Variación de la ductilidad (promedio, μ) en función de la relación de aspecto para los muros del método I.

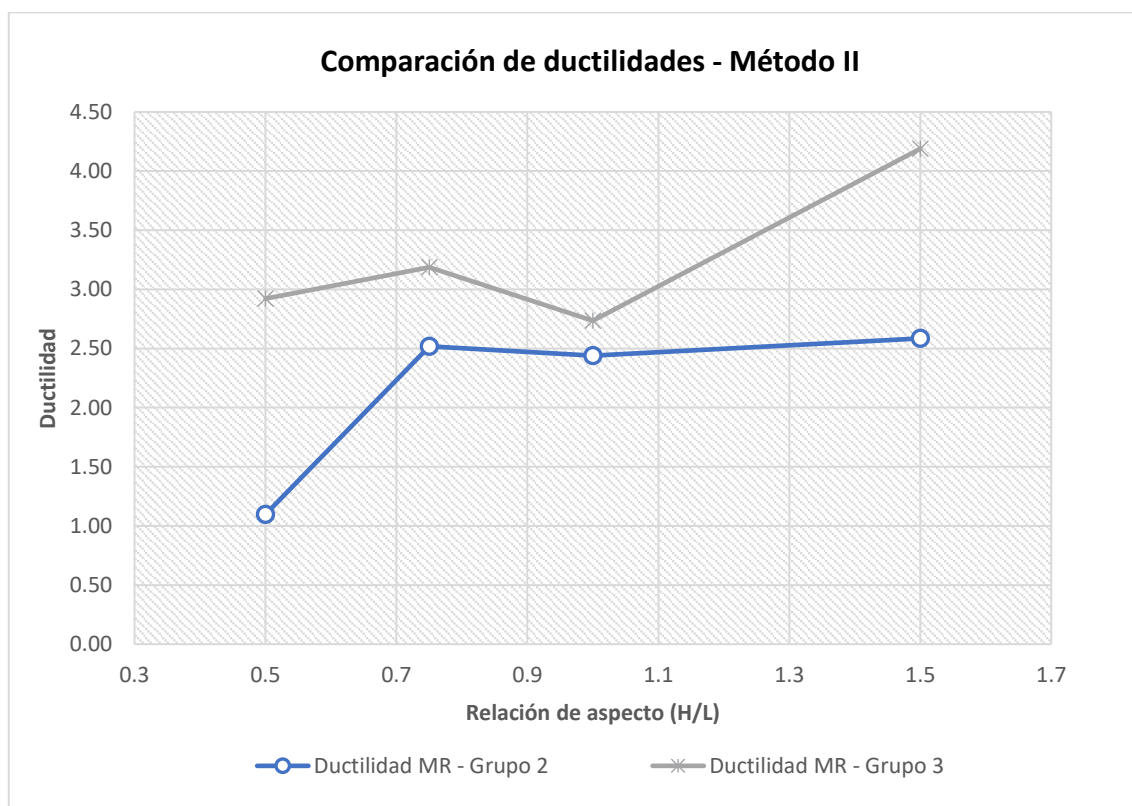


Figura 2-44. Variación de la ductilidad (promedio, μ_{MR}) en función de la relación de aspecto para los muros del método II.

2.5 Carga lateral experimental

En esta sección se resume los resultados de carga lateral experimental obtenidos para cada uno de los muros.

En el siguiente cuadro se muestran los resultados experimentales de la resistencia lateral máxima alcanzada durante los ensayos de los muros. Asimismo, se muestra el porcentaje de carga alcanzado en los muros precargados (cargas incompletas, muros F al N) con respecto a los muros del grupo 1.

Cuadro 2-11. Resultados experimentales de resistencia máxima absoluta (V_{max}) y resistencia por unidad de longitud resistida por los muros (v_{max}) de los grupos 2 y 3 con respecto al grupo 1.

Muro	Relación de aspecto h/l	$ V_{max} $ (t)	$ v_{max} $ (t/m)	% de V_{max} c/r al Grupo 1
A	0.5	48.6	8.69	-
B	0.75	39.3	10.3	-
C	1	34.3	12.3	-
D	1.5	22.8	12.7	-
E	2	17.0	12.2	-
F	0.5	49.5	8.85	102 %
G	0.75	39.8	10.5	101 %
H	1	33.7	12.0	98 %
I	1.5	23.6	13.1	104 %
J	2	24.5	17.5	144 %
K	0.5	50.7	9.06	104 %
L	0.75	43.3	11.4	110 %
M	1	32.5	11.6	95 %
N	1.5	25.1	14.0	110 %

La información del cuadro anterior se muestra gráficamente en las siguientes figuras.

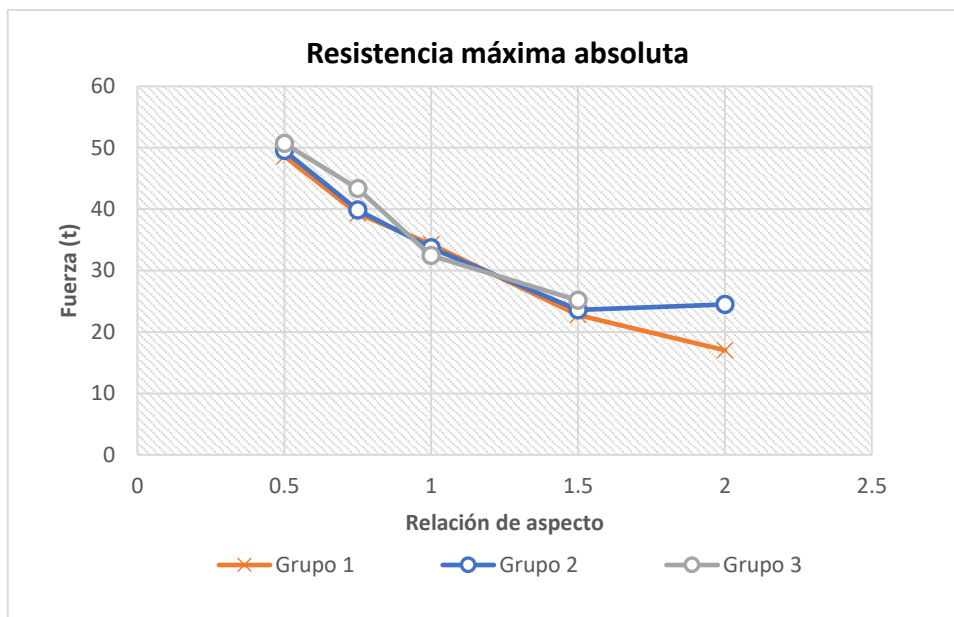


Figura 2-45. Variación de la resistencia máxima absoluta con la relación de aspecto.

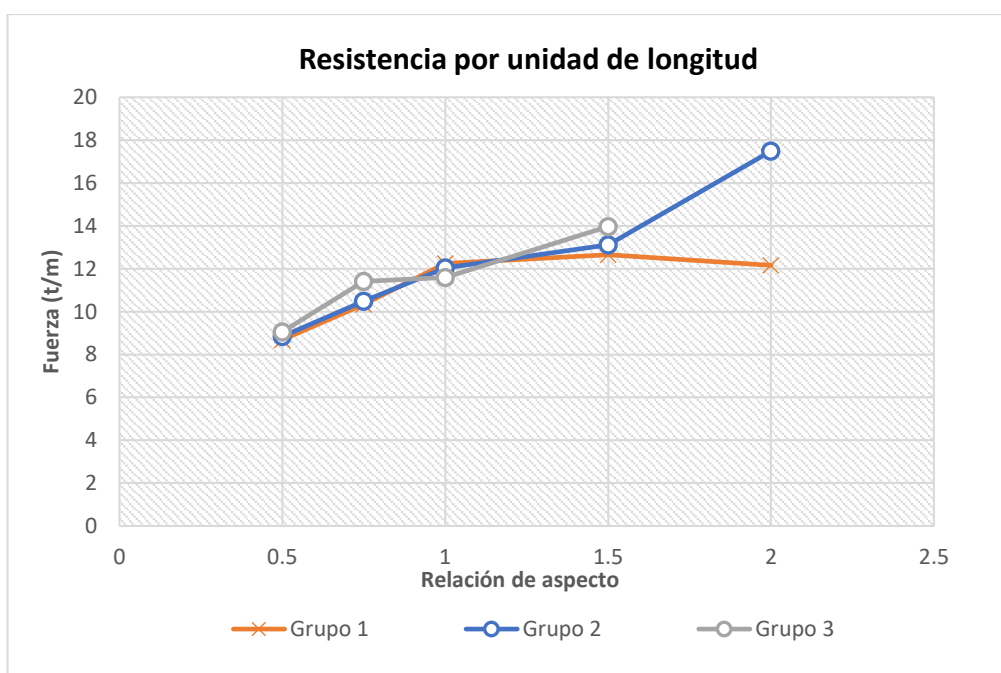


Figura 2-46. Variación de la resistencia máxima por unidad de longitud con la relación de aspecto.

Asimismo, en el siguiente cuadro y figura se comparan los resultados de resistencia máxima experimental alcanzada de los muros reparados (muros F' al N') con respecto a los muros originales (en precarga, muros F a N). Se muestra la razón de resistencia de muro reparado/muro original.

Cuadro 2-12. Resistencia máxima lateral de muros reparados en relación con su precarga.

Muro	Relación de aspecto h/l	V_{max} (t)	v_{max} (t/m)	% de V_{max} c/r a precarga
F	0.5	49.5	8.85	-
G	0.75	39.8	10.5	-
H	1	33.7	12.0	-
I	1.5	23.6	13.1	-
K	0.5	50.7	9.1	-
L	0.75	43.3	11.4	-
M	1	32.5	11.6	-
N	1.5	25.1	14.0	-
F'	0.5	70.7	12.6	143 %
G'	0.75	47.4	12.5	119 %
H'	1	43.8	15.7	130 %
I'	1.5	43.8	28.9	186 %
K'	0.5	68.4	12.2	135 %
L'	0.75	35.8	9.42	83 %
M'	1	43.4	15.5	134 %
N'	1.5	27.0	15.0	107 %

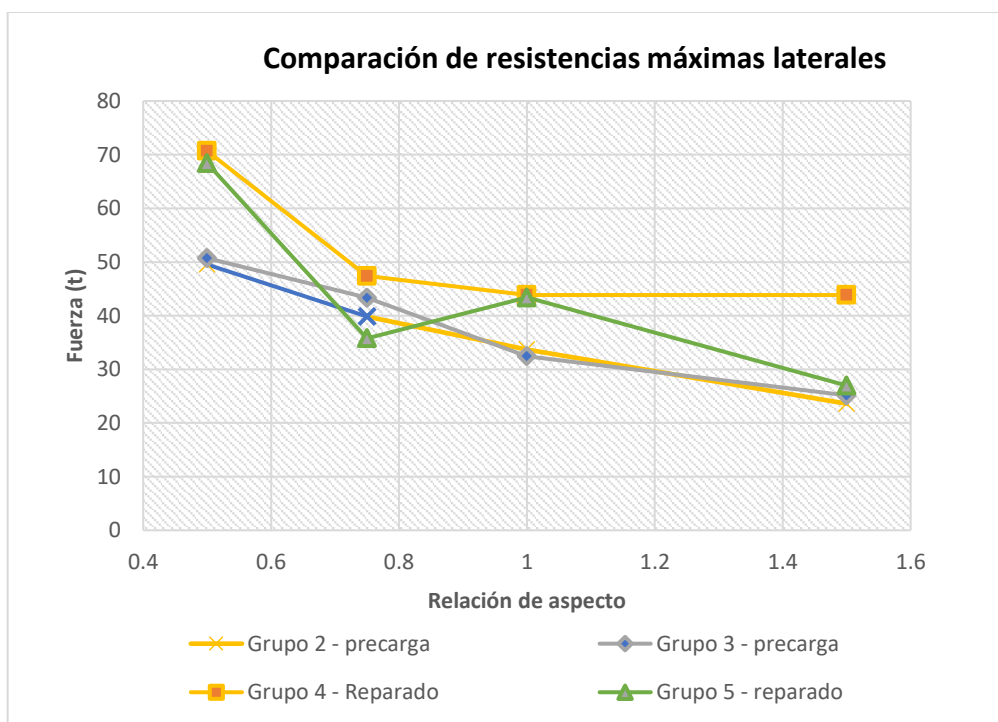


Figura 2-47. Comparación de las resistencias laterales máximas obtenidas en los muros reparados con respecto a sus precargas.

Cuadro 2-13. Comparación de la capacidad nominal de cortante⁹ con la resistencia experimental alcanzada.

Muro	Relación de aspecto h/l	V_{max} (t)	Valor teórico CSCR 2010/14 (t)	Valor teórico Borrador CSCR (t)	% de Valor teórico CSCR 2010/14	% de Valor teórico Borrador CSCR
A	0.5	48.6	30.8	40.4	158 %	120 %
B	0.75	39.3	21.7	27.8	181 %	141 %
C	1	34.3	18.1	22.9	190 %	150 %
D	1.5	22.8	15.0	18.6	152 %	122 %
E	2	17.0	13.8	16.9	123 %	101 %
F	0.5	49.5	30.8	40.4	161 %	123 %
G	0.75	39.8	21.7	27.8	184 %	143 %
H	1	33.7	18.1	22.9	186 %	147 %
I	1.5	23.6	15.0	18.6	157 %	127 %
J	2	24.5	13.8	16.9	177 %	145 %
K	0.5	50.7	30.8	40.4	165 %	126 %
L	0.75	43.3	21.7	27.8	200 %	156 %
M	1	32.5	18.1	22.9	179 %	142 %
N	1.5	25.1	15.0	18.6	168 %	135 %

En el cuadro anterior se muestra la comparación entre la capacidad nominal de cortante, tomados del trabajo de Sánchez (2019) y la resistencia experimental obtenida para cada muro. Para los valores teóricos se utilizó las ecuaciones y factores de reducción establecidos por el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016), así como el borrador del mismo, aún no publicado. Para el cálculo de los valores teóricos se toman en cuenta las propiedades reales de los materiales, obtenidas a través de pruebas de laboratorio; para el cálculo de capacidad teórica se utiliza la capacidad del paño de mampostería y el aporte de los elementos de borde, sumados individualmente. Los valores del cuadro anterior se grafican en la figura 2-48. El aporte del elemento de borde se calculó de acuerdo a los lineamientos del ACI 318S-14.

Los valores del cuadro 2-13 se incluyen con el objetivo de comparar los valores experimentales de resistencia lateral obtenidos, con los valores nominales de resistencia a cortante calculados de acuerdo con los lineamientos del CSCR 2010/14 (CFIA, 2016).

⁹ Valores teóricos tomados del trabajo de Sánchez (2019), quien trabajó con los datos del grupo 1.

No se incluyen las resistencias teóricas de los muros reparados en el alcance de este documento, ya que estos se explican en los documentos de Irías (2021) y Campos (sin publicar), y no forman parte del alcance planteado de esta tesis.

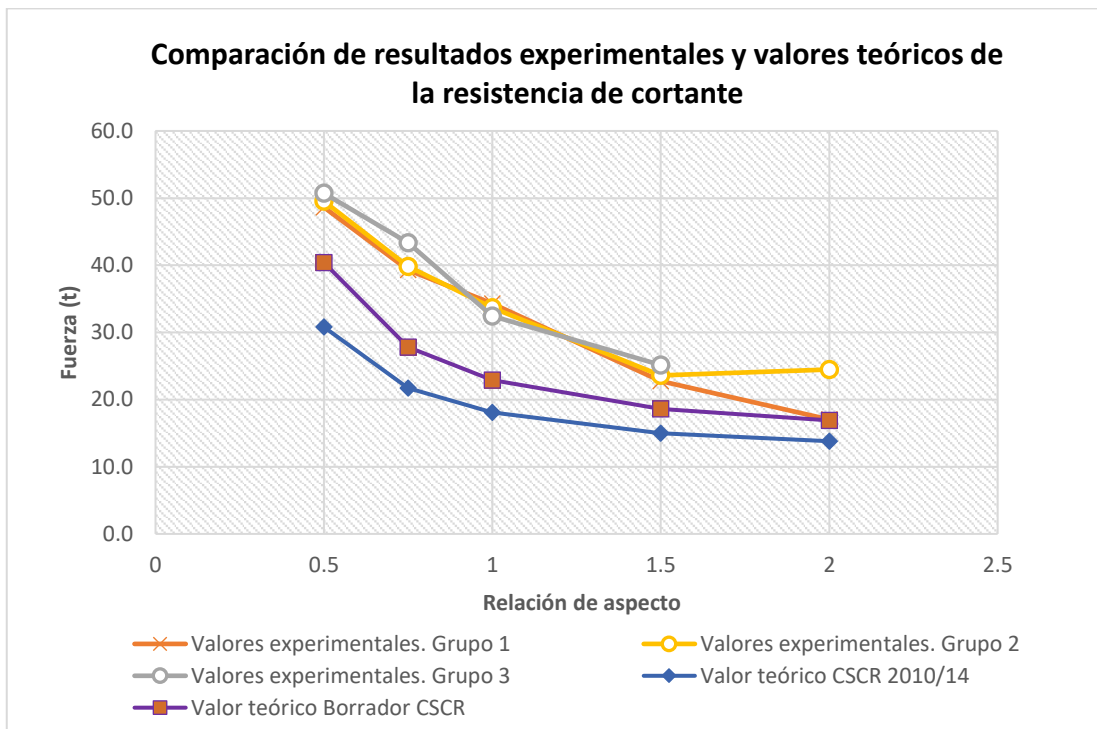


Figura 2-48. Comparación de los valores experimentales de resistencia de cortante con los valores teóricos del CSCR 2010/14 y el Borrador del nuevo CSCR.

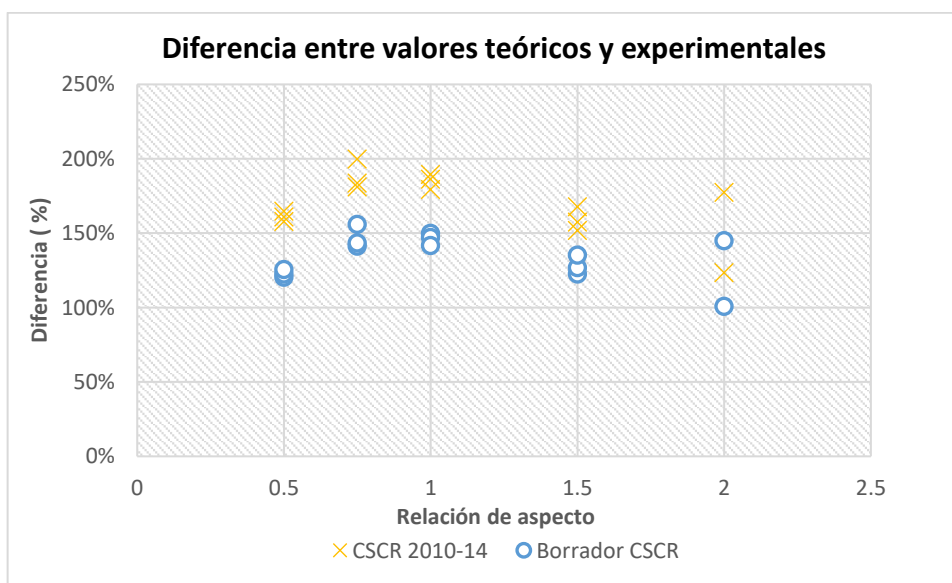


Figura 2-49. Diferencia entre valores teóricos y experimentales en función de la relación de aspecto.

2.6 Degradación de la rigidez

En las siguientes figuras se muestra la influencia de la relación de aspecto en la degradación de la rigidez.

En concordancia con lo expuesto en la metodología, se muestra la degradación de la rigidez en función del nivel de desplazamiento.

Los resultados a partir de los cuales se generaron los gráficos se muestran en el [Anexo D](#).

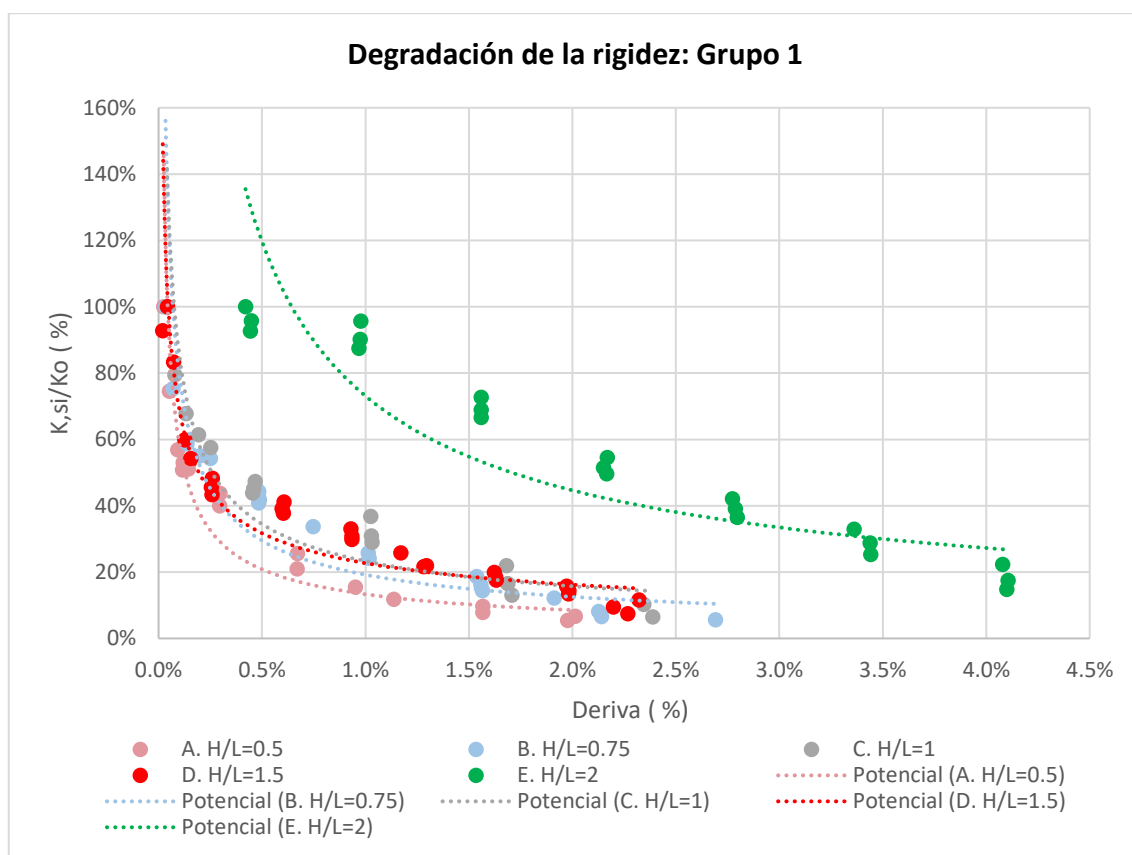


Figura 2-50. Degradación de la rigidez en función de la deriva para los muros del grupo 1

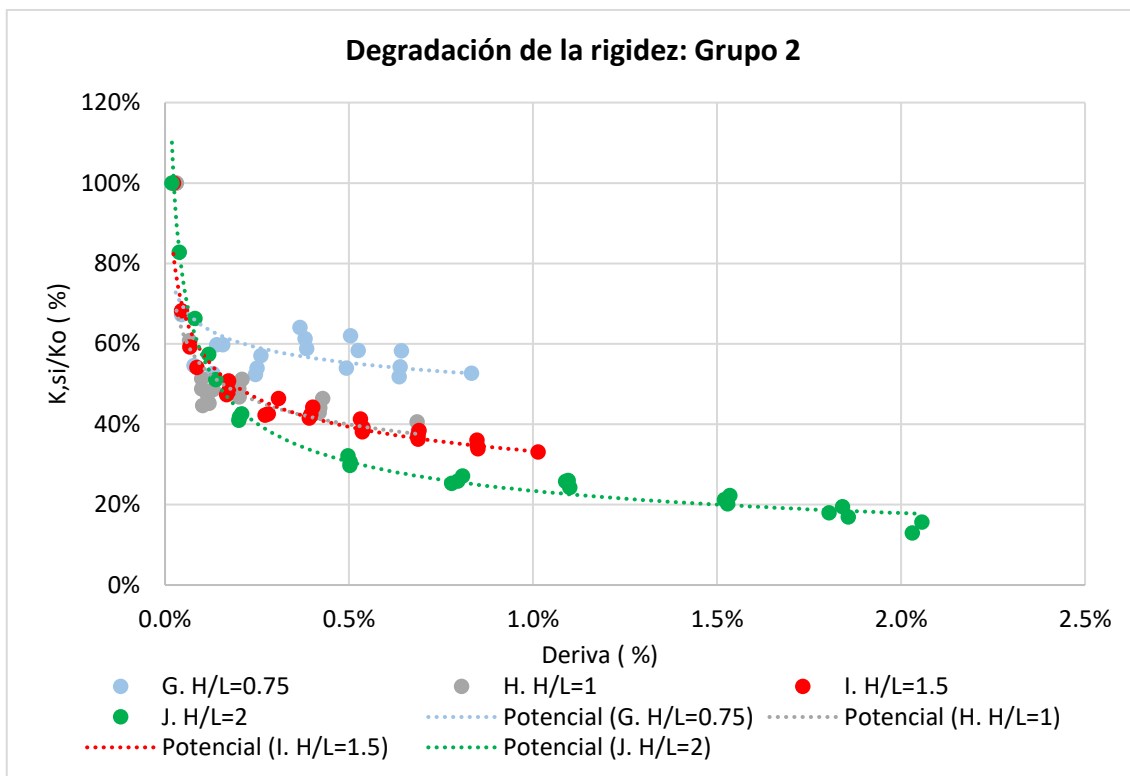


Figura 2-51. Degradación de la rigidez en función de la deriva para los muros del grupo 2

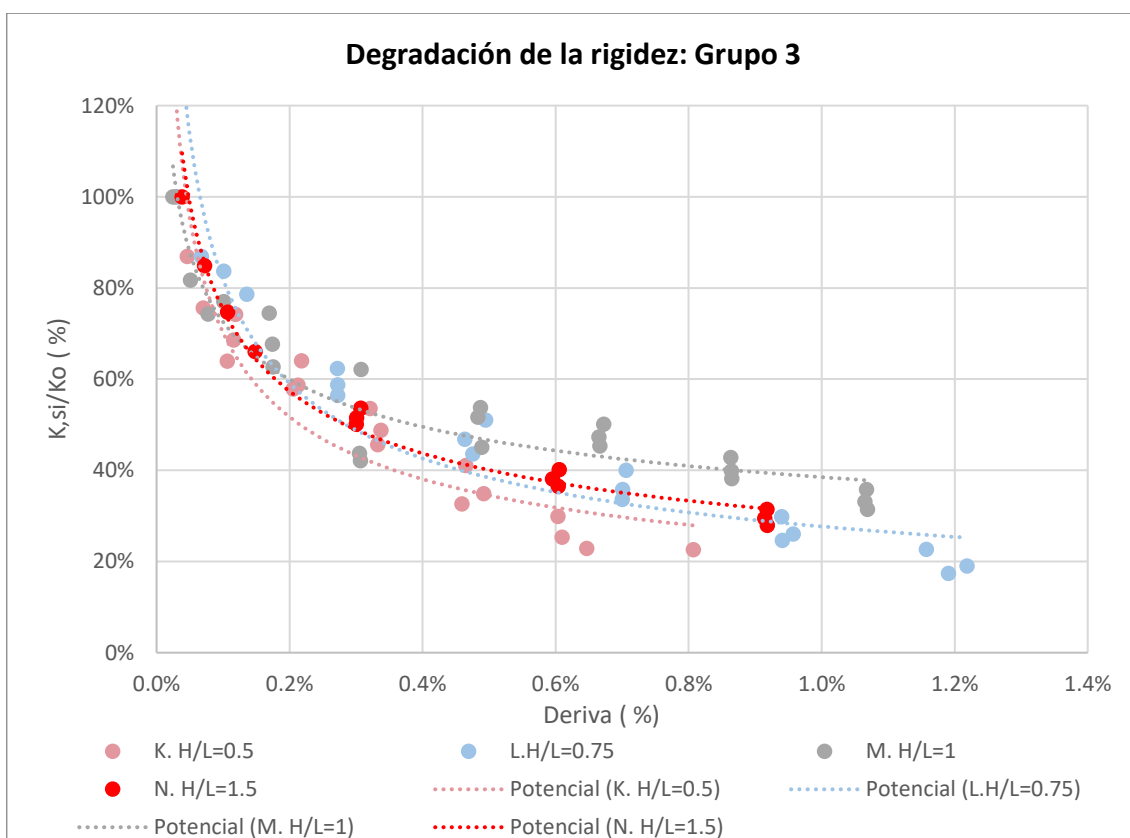


Figura 2-52. Degradación de la rigidez en función de la deriva para los muros del grupo 3

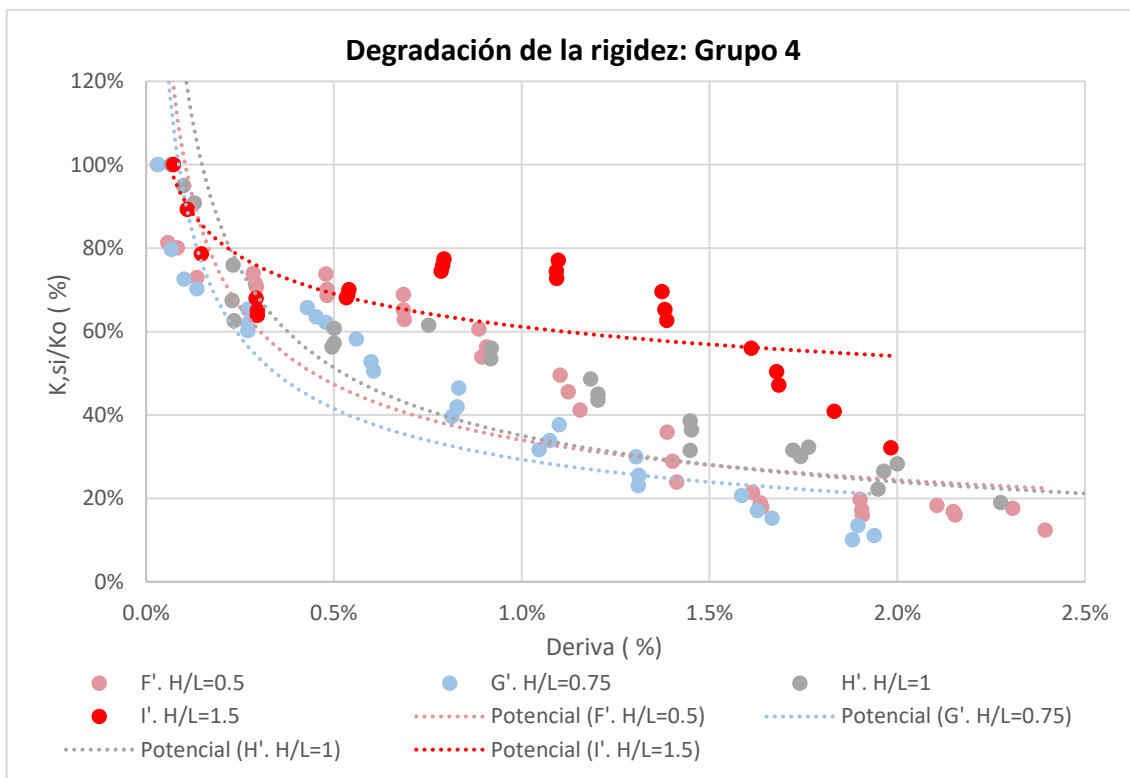


Figura 2-53. Degradación de la rigidez en función de la deriva para los muros del grupo 4

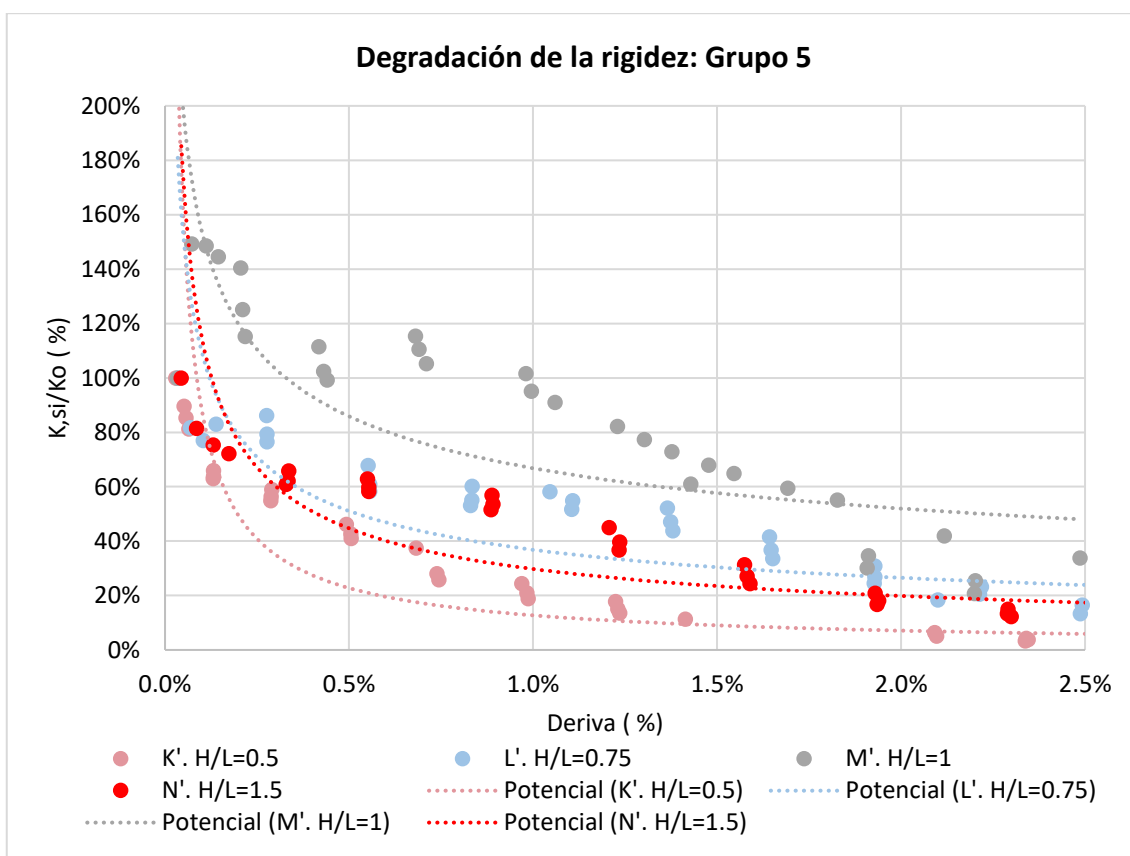


Figura 2-54. Degradación de la rigidez en función de la deriva para los muros del grupo 5

2.6.1 Parámetros de degradación de rigidez

De las ecuaciones de mejor ajuste de los gráficos anteriores, se obtienen los parámetros de degradación de rigidez (Tomazevic, 1999), los cuales se resumen en el siguiente cuadro y figura.

Cuadro 2-14. Parámetros de degradación de rigidez de Tomazevic (1999).

Muro	Relación h/l	α	β	R^2
A	0.5	0.0068	-0.645	0.908
F		-	-	-
K		0.0333	-0.442	0.875
F'		0.0378	-0.477	0.576
K'		0.0026	-0.841	0.748
Promedio		0.0201	-0.601	0.777
Desv. est		0.0180	0.183	0.151
B	0.75	0.0143	-0.577	0.888
G		0.332	-0.097	0.418
L		0.0316	-0.471	0.863
G'		0.0291	-0.502	0.705
L'		0.0417	-0.473	0.635
Promedio		0.0897	-0.424	0.702
Desv. est		0.136	0.188	0.191
C	1	0.0173	-0.565	0.889
H		0.144	-0.193	0.613
M		0.1084	-0.275	0.888
H'		0.0279	-0.550	0.820
M'		0.126	-0.362	0.497
Promedio		0.0847	-0.389	0.741
Desv. est		0.0582	0.165	0.177
D	1.5	0.0264	-0.483	0.869
I		0.111	-0.239	0.914
N		0.0503	-0.392	0.980
I'		0.271	-0.716	0.503
N'		0.0200	-0.586	0.695
Promedio		0.0957	-0.4832	0.792
Desv. est		0.1044	0.182	0.193
E	2	0.0276	-0.711	0.754
J		0.0391	-0.389	0.984
Promedio		0.0334	-0.550	0.869
Desv. est		0.00813	0.228	0.163
Promedio (todos los muros)		0.0713	-0.476	0.763
Desviación estándar (todos los muros)		0.0868	0.182	0.168

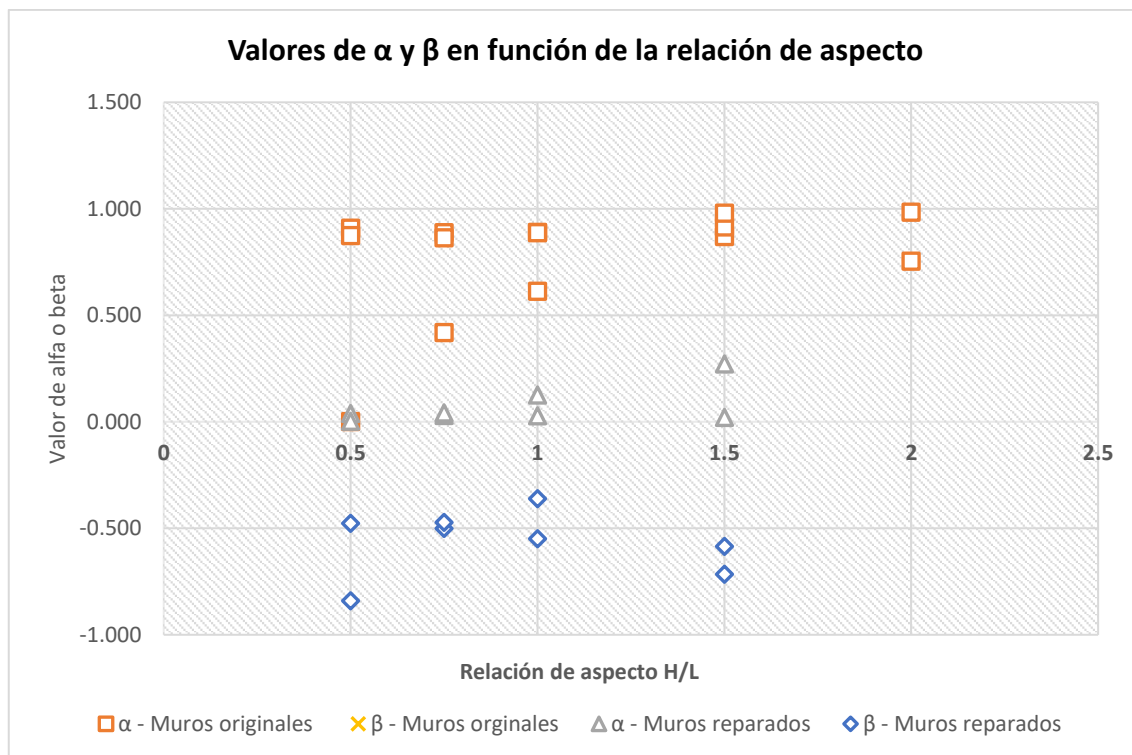


Figura 2-55. Valores de α y β en función de la relación de aspecto

2.7 Disipación de energía

A continuación, se muestra la energía disipada acumulada en función del nivel de desplazamiento y normalizada con respecto a la longitud de cada muro, de acuerdo con lo definido en la sección 1.11.3. La energía disipada en cada ciclo de carga se muestra en el Anexo D.

De la figura 2-61 a la figura 2-65 se muestran las curvas de energía disipada por serie (conglomerado de ciclos con el mismo nivel de desplazamiento), de acuerdo con lo definido previamente en la metodología de este documento. En la figura 2-66 y figura 2-68 se muestra estos resultados agrupados para todos los muros en un solo gráfico.

No fue posible generar los gráficos para los muros en los cuales solo se usó una de las direcciones de carga, debido a que el método utilizado en esta investigación requiere de ambas direcciones para los cálculos. Esta misma situación se repite para el amortiguamiento viscoso equivalente.

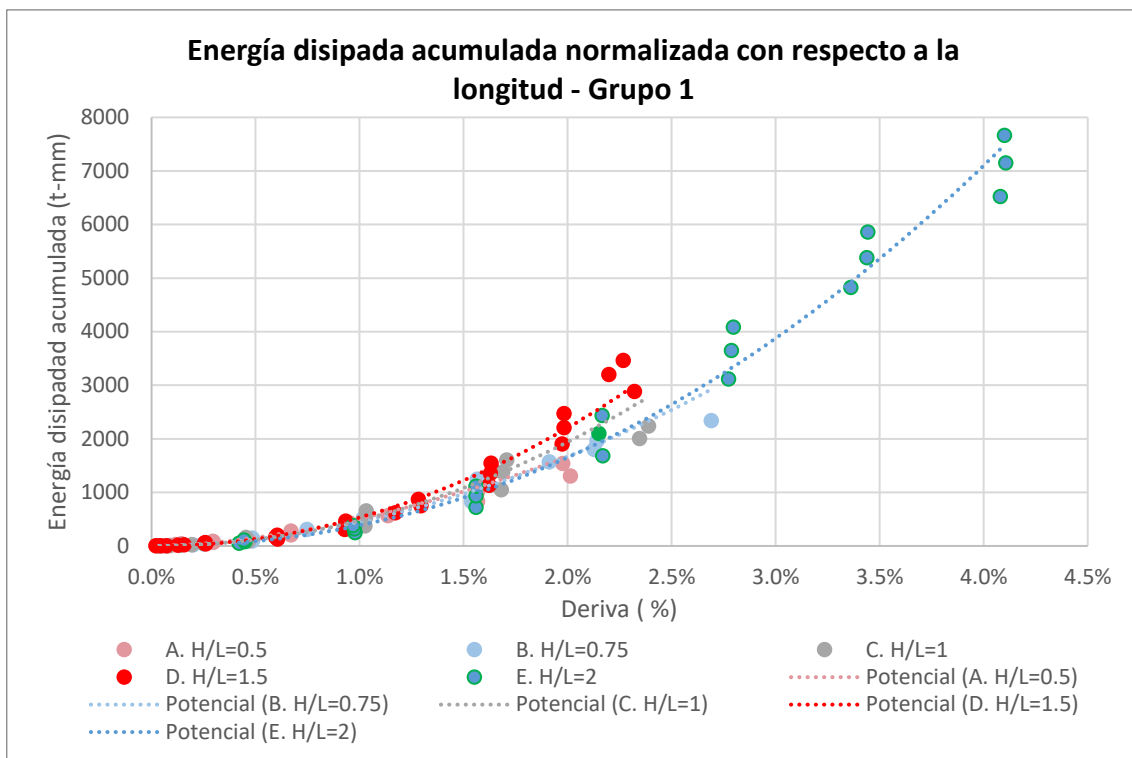


Figura 2-56. Energía disipada acumulada en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 1.

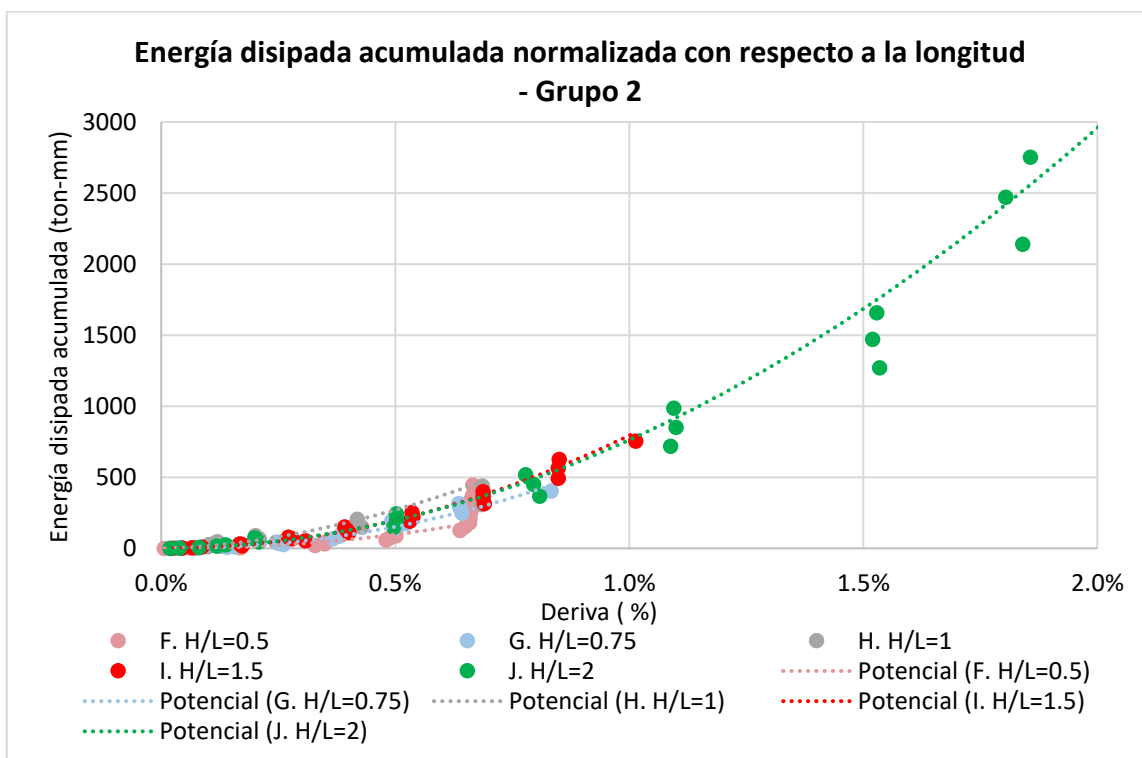


Figura 2-57. Energía disipada acumulada en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 2.

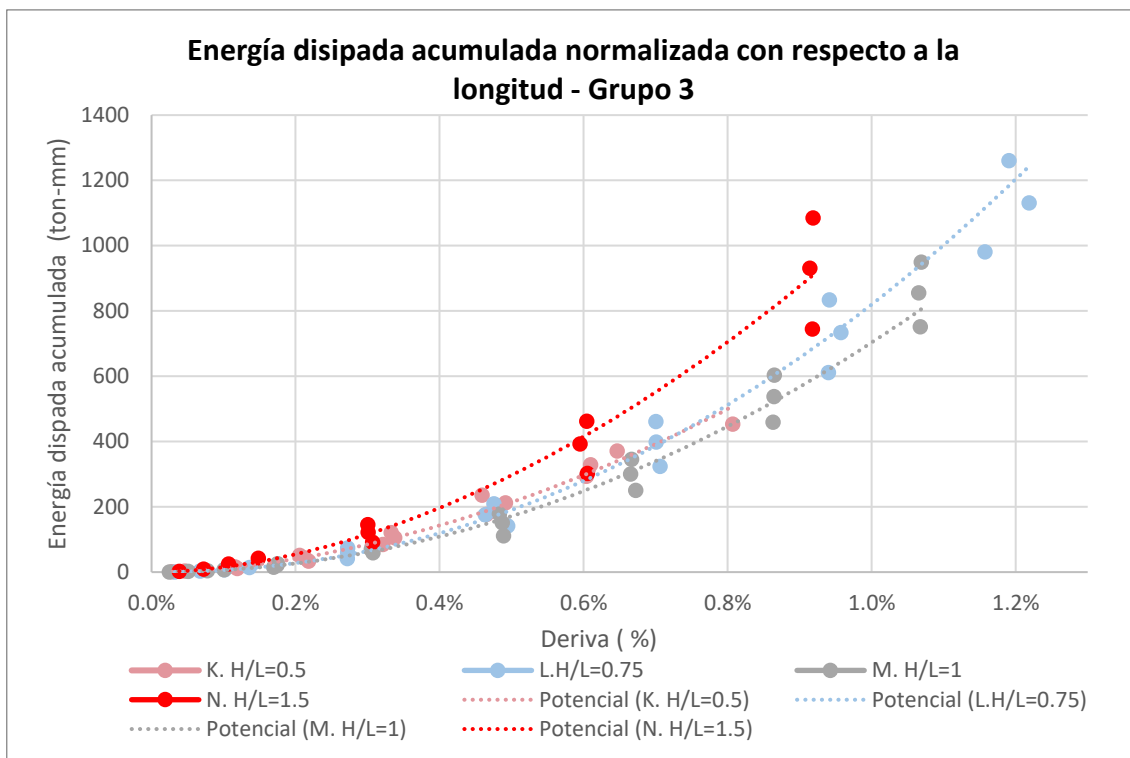


Figura 2-58. Energía disipada acumulada en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 3.

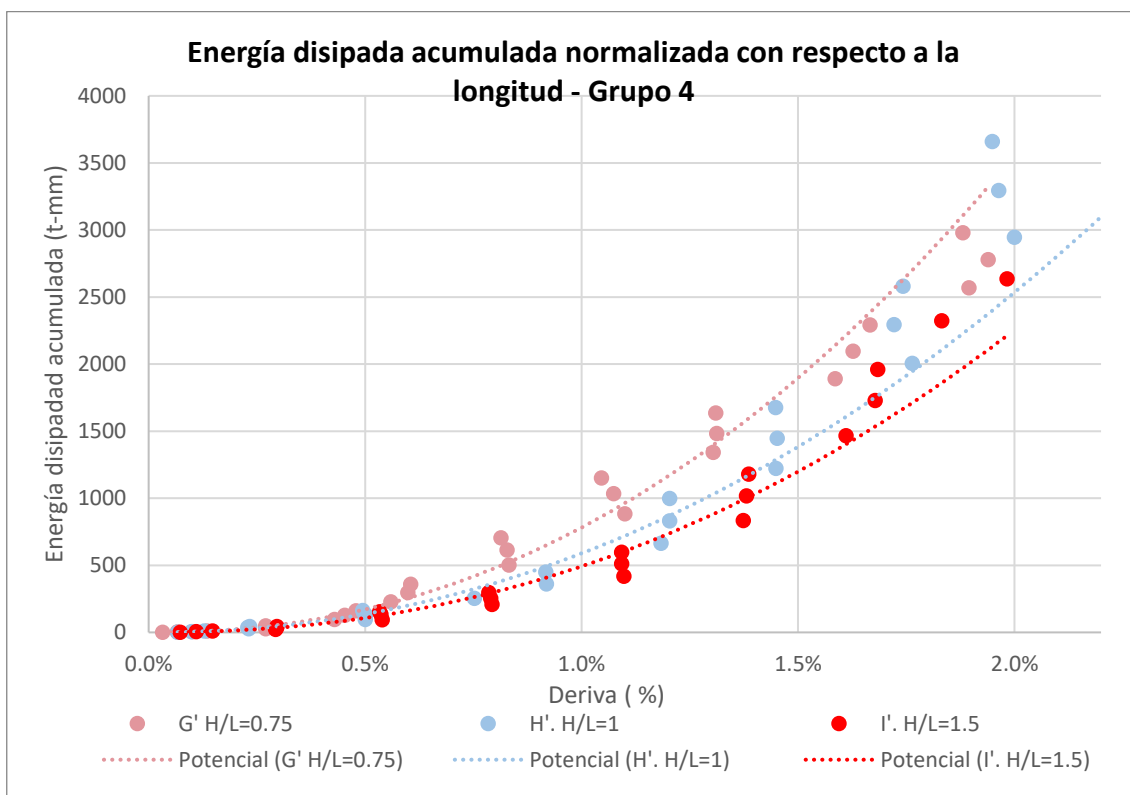


Figura 2-59. Energía disipada acumulada en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 4.

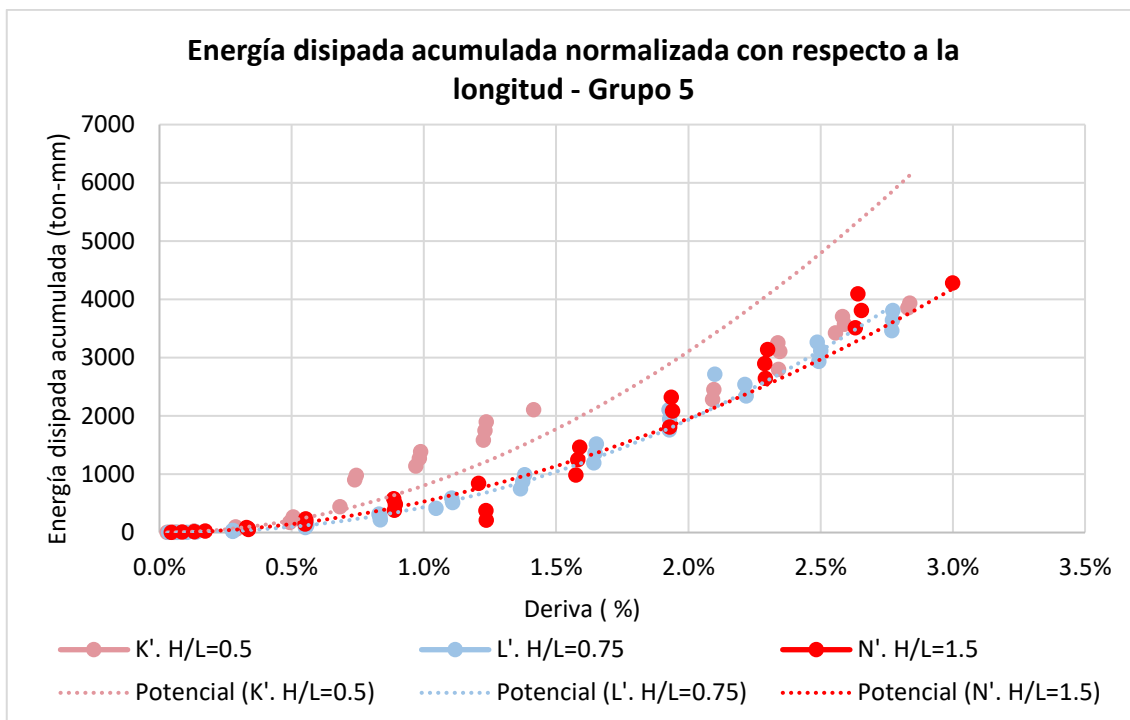


Figura 2-60. Energía disipada acumulada en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 4.

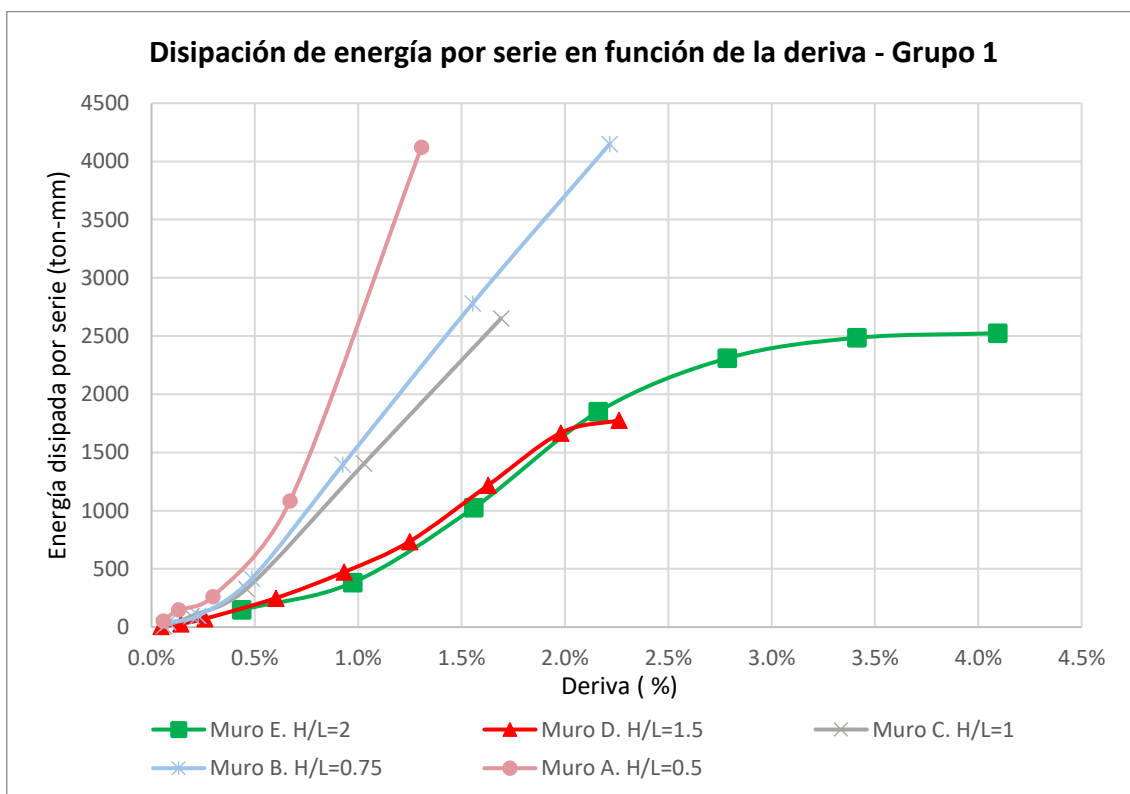


Figura 2-61. Energía disipada por serie en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 1.

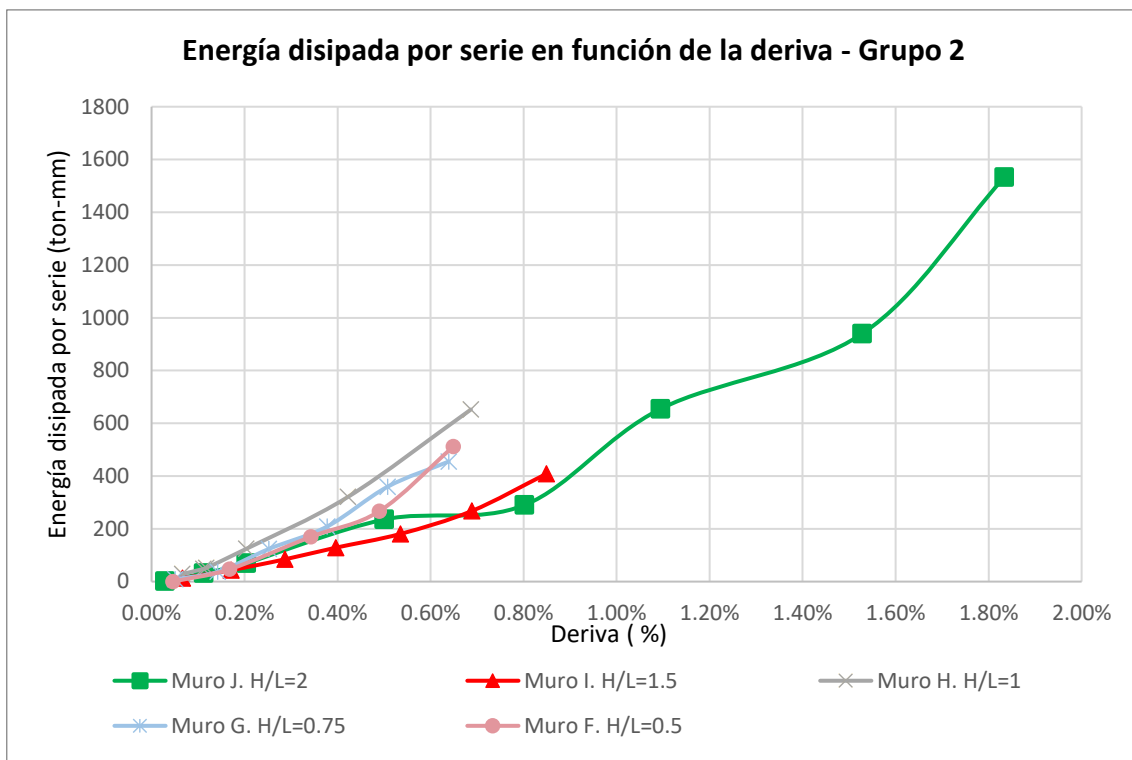


Figura 2-62. Energía disipada por serie en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 2.

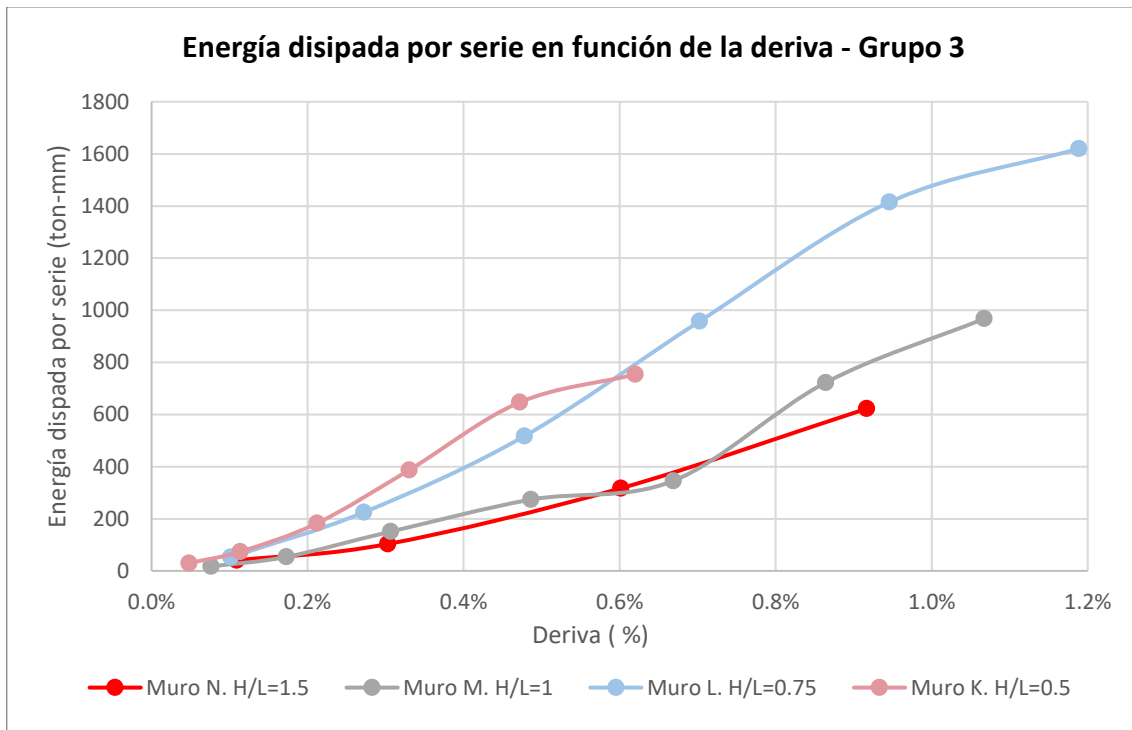


Figura 2-63. Energía disipada por serie en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 3.

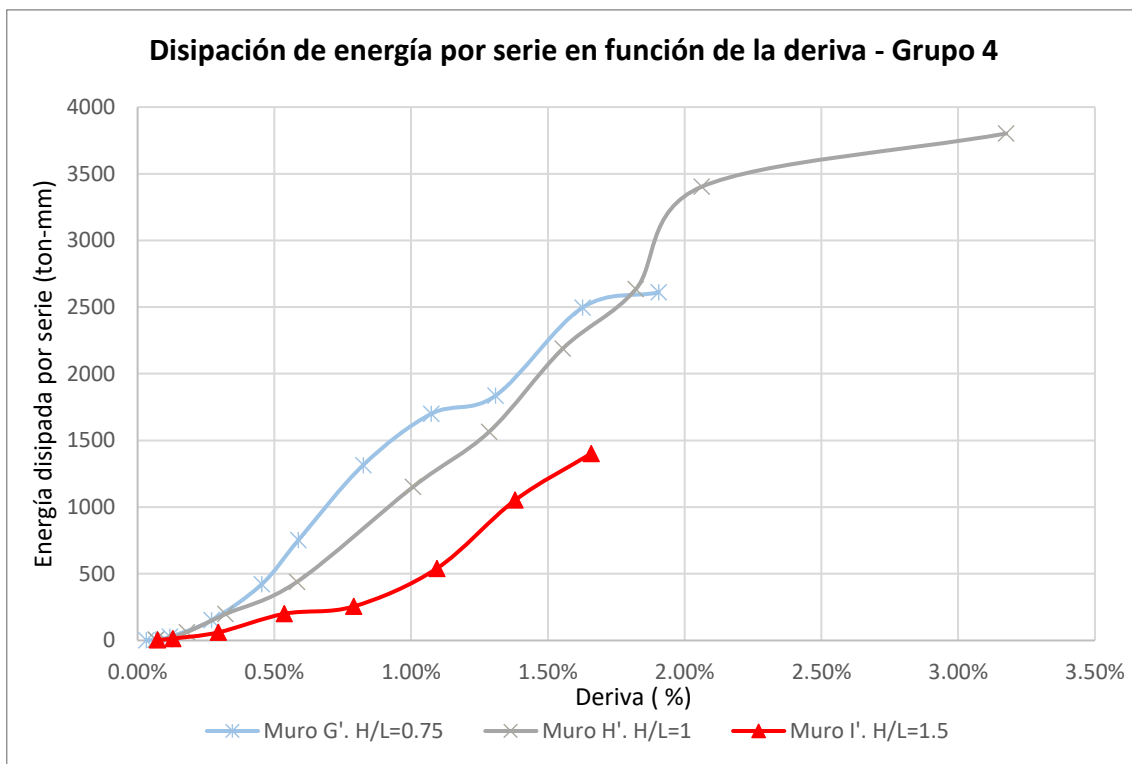


Figura 2-64. Energía disipada por serie en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 4.

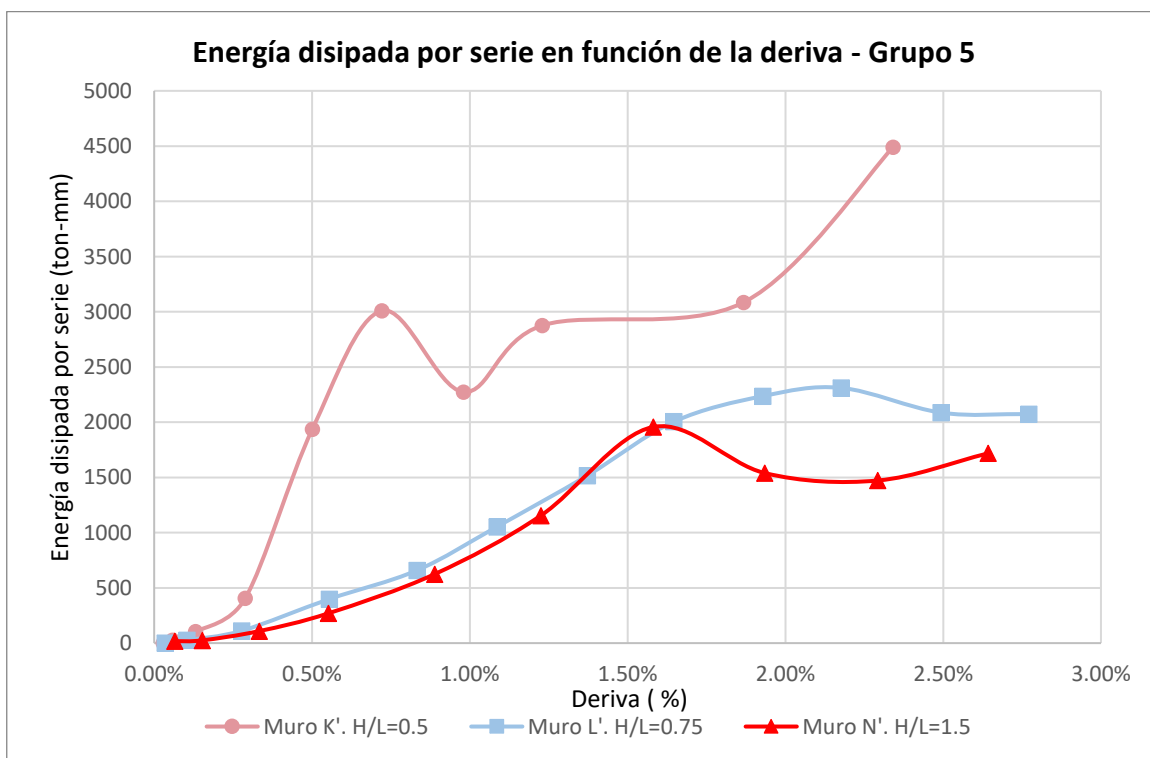


Figura 2-65. Energía disipada por serie en función del nivel de desplazamiento para los muros del Grupo 5.

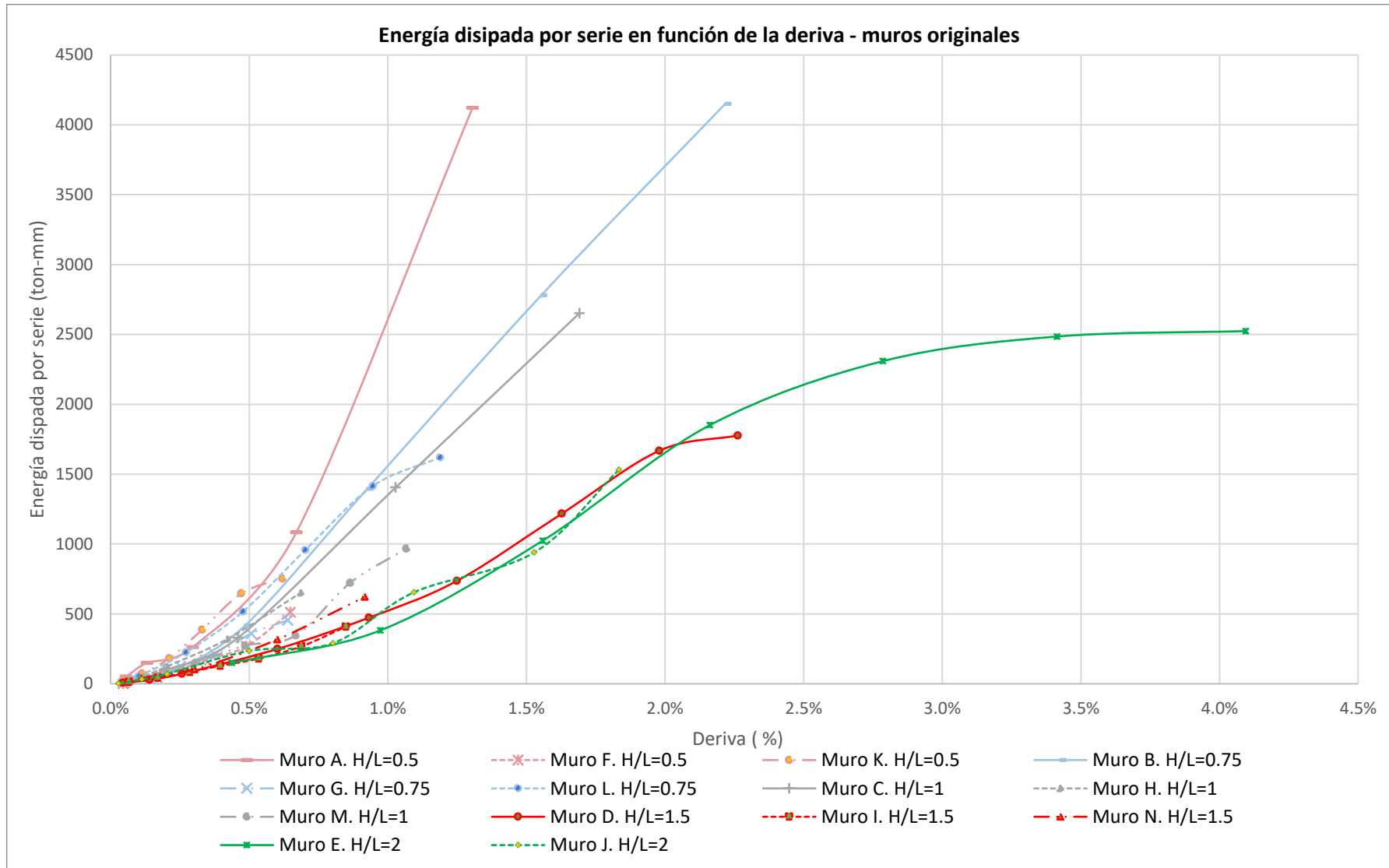


Figura 2-66. Energía disipada por serie en función del nivel de desplazamiento para los muros originales.

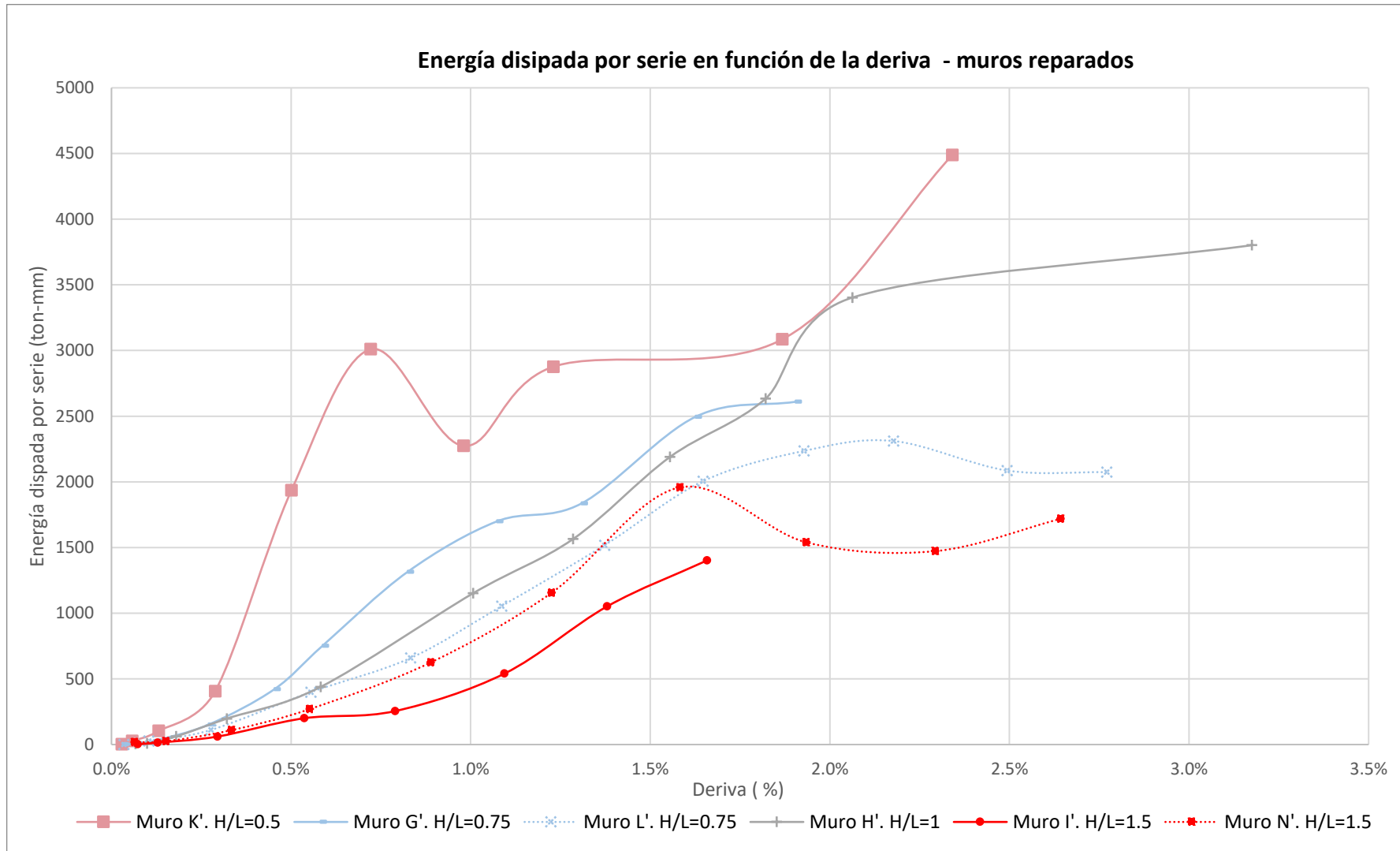


Figura 2-67. Energía disipada por serie en función del nivel de desplazamiento para los muros reparados.

2.8 Amortiguamiento viscoso equivalente

En los siguientes gráficos se muestra la variación del amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_{eq}) en función del nivel de desplazamiento, calculado de acuerdo a lo expuesto en la metodología. Los resultados se muestran por grupos. Los valores a partir de los cuales se generaron los gráficos se muestran en el Anexo D.

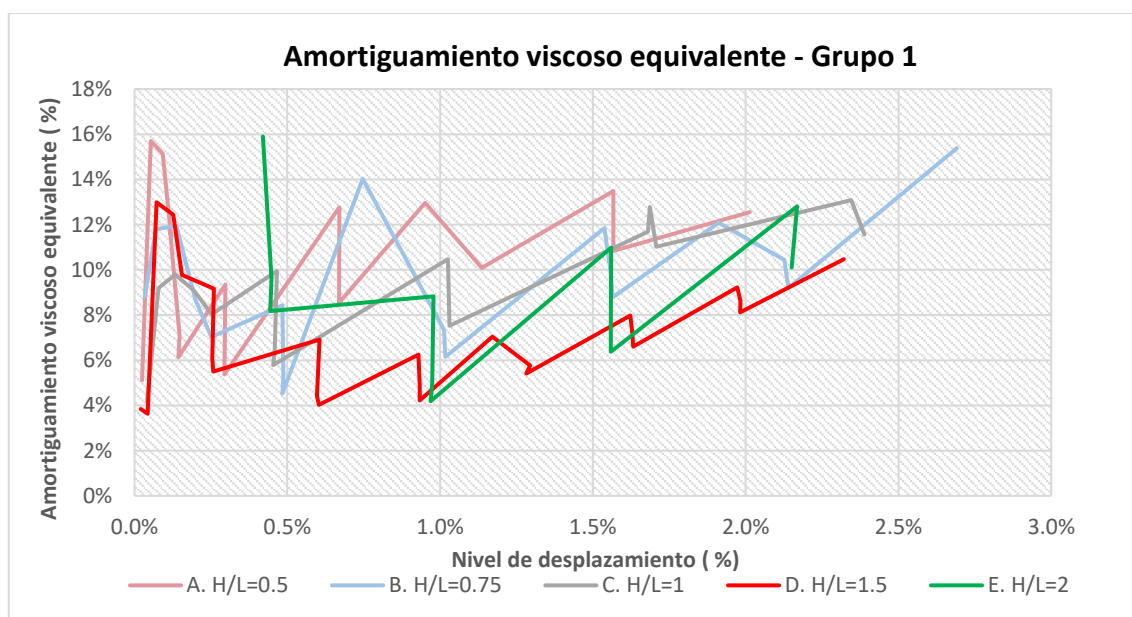


Figura 2-68. Amortiguamiento viscoso equivalente en función del nivel de desplazamiento para los muros del grupo 1.

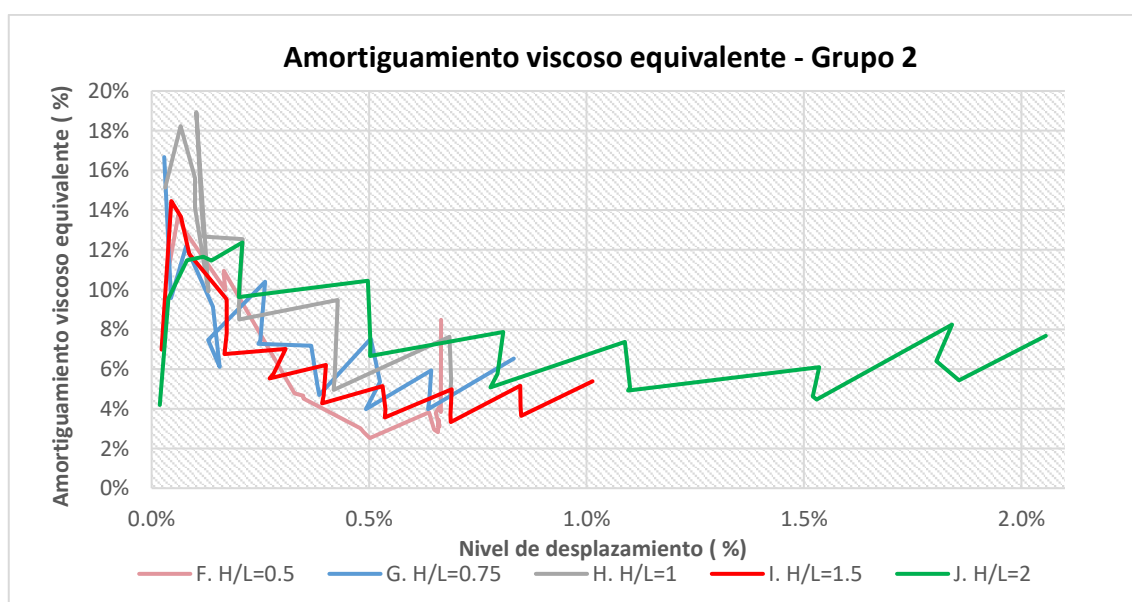


Figura 2-69. Amortiguamiento viscoso equivalente en función del nivel de desplazamiento para los muros del grupo 2.

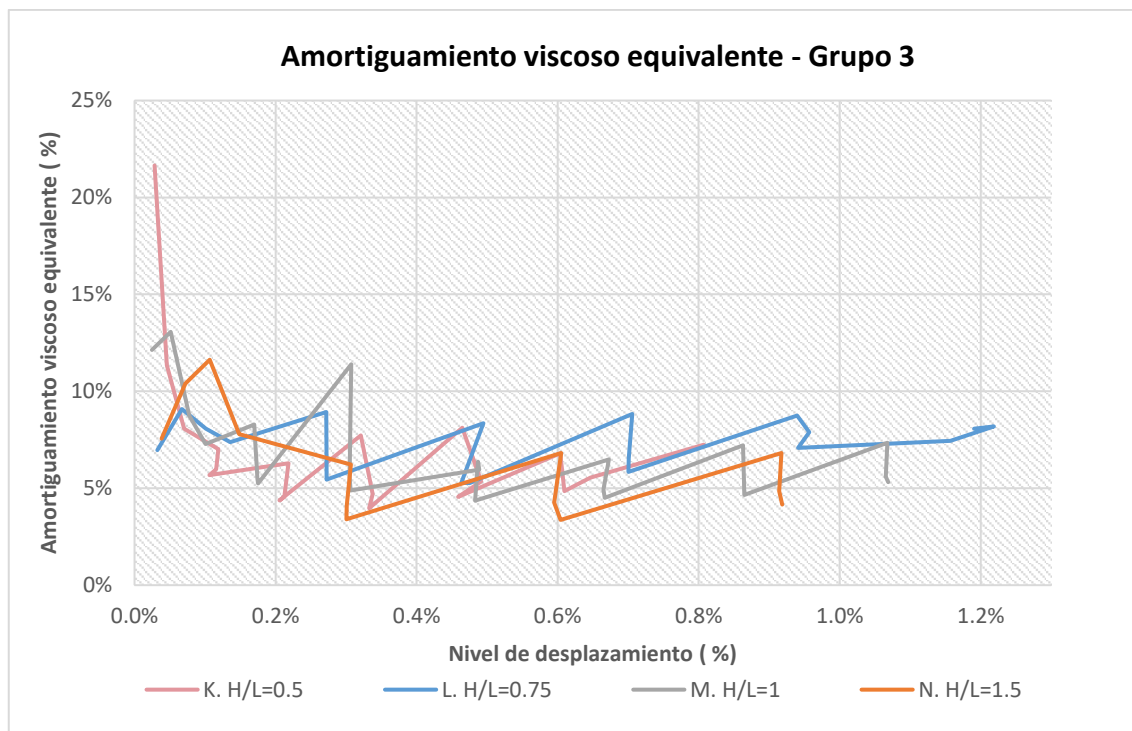


Figura 2-70. Amortiguamiento viscoso equivalente en función del nivel de desplazamiento para los muros del grupo 3.

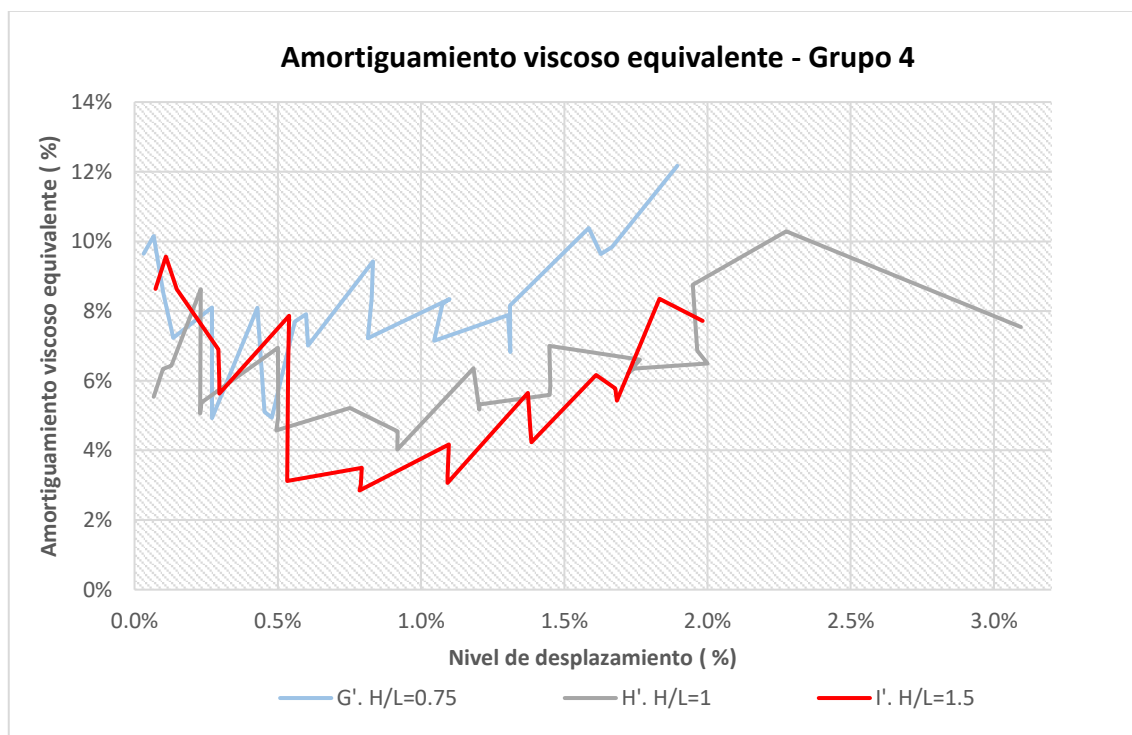


Figura 2-71. Amortiguamiento viscoso equivalente en función del nivel de desplazamiento para los muros del grupo 4.

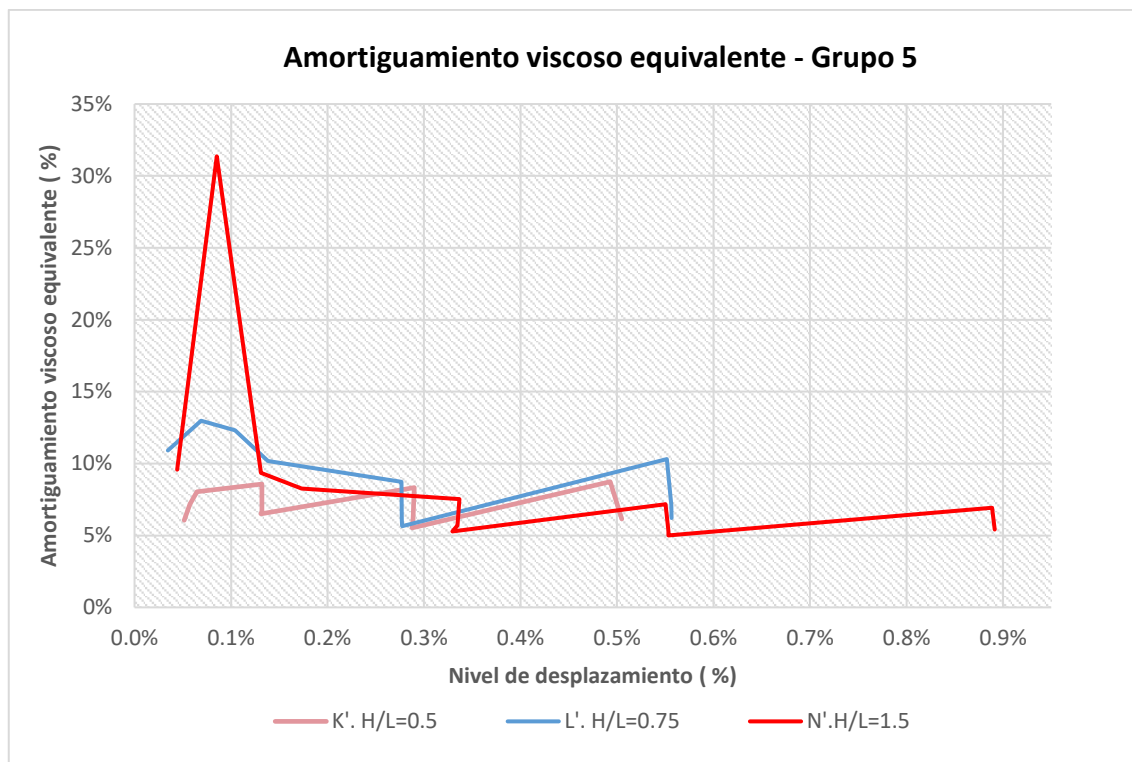


Figura 2-72. Amortiguamiento viscoso equivalente en función del nivel de desplazamiento para los muros del grupo 4.

3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

3.1 Curvas de fuerza desplazamiento y diagramas bilineales

Como se mencionó anteriormente, debido a las circunstancias específicas de este proyecto, todos los muros de los Grupos 2 y 3 (a excepción de $h/l=2$) no se llevaron hasta su carga última por lo que sus curvas histeréticas y envolventes no pueden considerarse completas y analizarse de la misma forma que los muros del Grupo 1.

Por esta razón, en la sección 2.2, se definen dos metodologías distintas para el tratamiento de las curvas, se les denomina método I y método II a los análisis realizados a cada tipo de falla.

Asimismo, se tiene los grupos 4 y 5, que corresponden a los mismos muros de los grupos 2 y 3 reparados con dos métodos distintos y cargados nuevamente, esta vez hasta la falla. Estos muros se analizan de forma independiente por el hecho de estar reparados y se utiliza el método I para obtener las idealizaciones bilineales.

El método I se utilizó para los muros de falla completa y corresponde a la aproximación de la norma ASTM E 2126 (ASTM, 2011), este método genera, mediante fórmulas matemáticas, un diagrama bilineal elasto-plástico, que idealiza adecuadamente las curvas de fuerza-desplazamiento con zonas de fluencia identificables. Sin embargo, este método no genera idealizaciones adecuadas para las curvas de los muros cuyas fallas se detuvieron antes de fallar, en estos casos, se generan diagramas bilineales con fluencias falsas o forzadas, que claramente no corresponden con una fluencia real (ver figura 2-2).

Para el método II, se utilizó la aproximación bilineal utilizada por Ramírez et al. (2016), quienes a su vez indican que esta aproximación es sugerida por Hidalgo (1987) y El-Dakhkhni (2013). En este método, descrito en la sección 1.11.3.1 de este documento, genera una aproximación bilineal cuyo segundo segmento tiene una pendiente mayor que cero, y representa una rigidez degradada. Esta aproximación resultó adaptarse mejor para los muros cuyas cargas se detuvieron antes de llegar a la falla.

Los muros de la investigación de Ramírez et al. (2016) sí fueron llevados hasta su carga última, sin embargo, el último punto de la curva que utilizan en su análisis corresponde al de carga máxima debido a que “la mayoría de los muros ensayados mostraron una rápida degradación después de alcanzar este nivel de carga”, lo cual es un comportamiento más frágil que el experimentado por los muros de este estudio, donde no se da una caída abrupta en la resistencia una vez alcanzado el punto de carga máximo.

Los muros con curvas del tipo I exhiben curvas de histéresis con zonas de fluencia apreciables y su comportamiento es aproximadamente simétrico, con pequeñas variaciones de rigidez y fuerza de fluencia en una dirección con respecto a la otra. Para los muros con curvas del tipo II, al ser curvas incompletas, en algunos casos no se observa una clara degradación de la rigidez, sin embargo, sí es posible medir la rigidez elástica en sus curvas.

En dos de los muros del grupo 2 (muro F en dirección de carga positiva y Muro G en dirección de carga negativa), las curvas presentan formas totalmente atípicas que no representan adecuadamente el comportamiento de un muro de mampostería, pues se observa un aumento de la rigidez conforme avanza el nivel de desplazamiento. Si bien en la literatura se observa comportamientos similares en muros de mampostería donde el mecanismo de falla es controlado por deslizamiento en la base (Paulay y Priestley, 1992), éste se presenta luego de varios ciclos de carga y no desde el inicio, como es el caso de los muros F y G. Por lo tanto, la forma que presentan las curvas de estos muros se atribuye a un error experimental ocurrido durante el proceso de montaje o carga. En estos casos únicamente se tomó en cuenta la dirección de carga que no presentó forma atípica para el análisis.

En el caso de los grupos 4 y 5, se excluyeron dos curvas del análisis. Se excluyó la envolvente positiva del muro K' ($h/l=0.5$) ya que debido a un error en el registro de los datos en este sentido no fue posible realizar las mediciones correctas, este mismo problema se repitió con la envolvente positiva del muro M' ($h/l=1$). Por esta razón, para estos dos muros únicamente se utiliza la envolvente negativa en el análisis.

En la mayoría de los casos de los muros de grupos 1, 2 y 3, al igual que lo señalado por Picado (2019), la resistencia fue ligeramente mayor para la dirección positiva, esto se debe a que corresponde a la dirección en la que se inició la carga y esto tiene como consecuencia que las primeras grietas se generen en este sentido de carga, lo cual, ante la reversión de esfuerzos se traduce en una sección con más daño y menor capacidad. Este fenómeno no sucede con los muros de los grupos 4 y 5.

En las curvas de histéresis de la mayoría los muros, se observa cómo al inicio de la carga, cuando el comportamiento es elástico, los lazos de histéresis son angostos y se van ensanchando conforme avanza el nivel de desplazamiento lo que lleva al desarrollo de mayores niveles de disipación de energía, deformación inelástica y progresión del daño. Este comportamiento se evidencia mejor en los muros con curvas del tipo I (A, B, C, D, E y F) pero también está presente

en los muros con curvas del tipo II. Este comportamiento también se repite en los muros de los grupos 4 y 5, donde se emplea el método I.

Asimismo, en las curvas histeréticas puede observarse una clara degradación de la rigidez conforme avanza el desplazamiento, es decir, se observa cómo la pendiente de los lazos histeréticos va disminuyendo al aumentar los ciclos.

También se observa, como lo expone Picado (2019), un estrechamiento de los lazos cerca del origen, lo cual es propio de un material frágil como la mampostería. La baja pendiente de descarga se debe a que durante la reversión de esfuerzos se da una apertura de grietas en la zona de tracción antes de que las grietas del ciclo anterior se cierren. Este comportamiento vuelve a estar presente en las curvas de los muros reparados.

Las envolventes para la relación de aspecto de 0.5 son muy similares entre sí, a excepción de la envolvente del muro F, que presenta una pendiente elástica menor y más alejada del resto de curvas. En la figura 3-1 se puede observar claramente los resultados de detener la falla antes de su capacidad máxima, pues se observa una larga zona de fluencia para las envolventes del muro A, mientras que para los envolventes de los muros F y K la carga se detiene antes de que se forme una zona de fluencia definida.

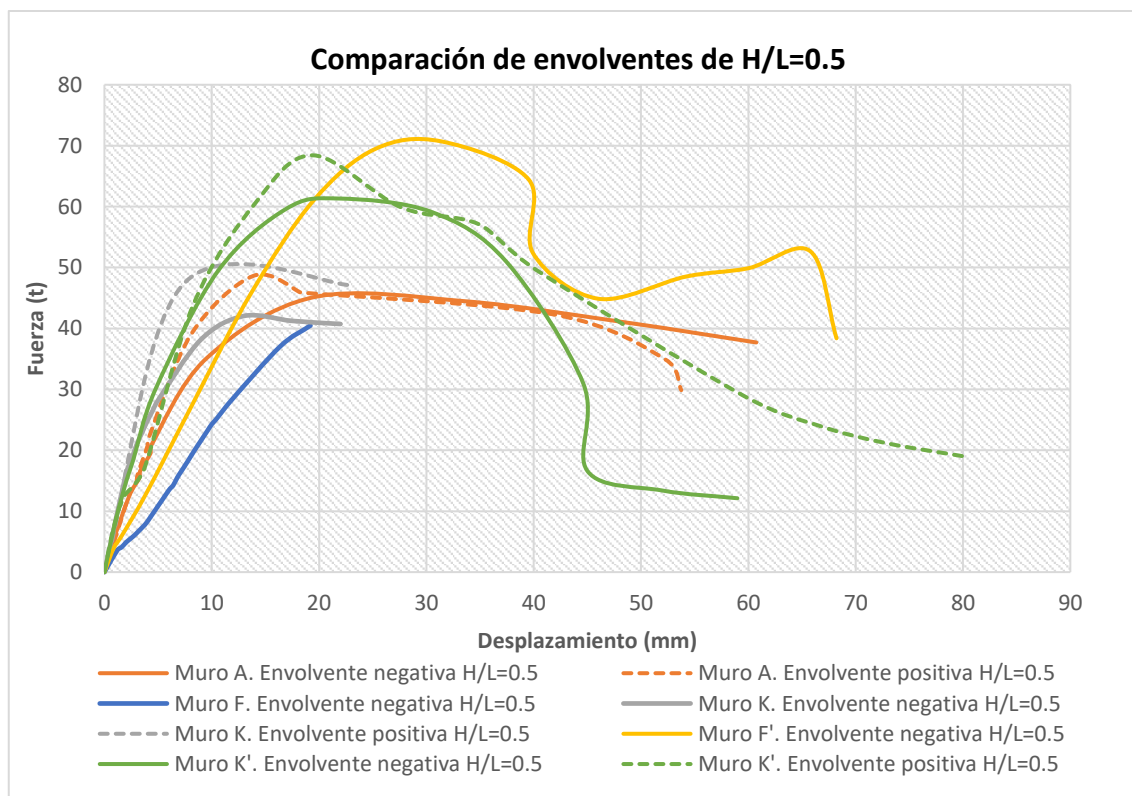


Figura 3-1. Comparación de envolventes de relación $h/l=0.5$

Las curvas de los muros reparados (K' y F') presentaron mayores cargas de fluencia que sus contrapartes en el grupo 1 y que las cargas máximas a las que se llegó en los grupos 2 y 3, y las pendientes elásticas se mantuvieron cerca de las curvas de los grupos 1, 2 y 3.

En cuanto a las aproximaciones bilineales de estas envolventes, en las figuras 2-4, 2-5 y 2-6, se muestra cómo los métodos utilizados se adaptan aceptablemente para idealizar cada una de las curvas envolventes. Asimismo, en las figuras 2-7 y 2-8, se puede observar cómo también este método adapta bien las curvas de los muros reparados.

Las envolventes para la relación de aspecto de 0.75 se muestran en la figura 3-2, en la cual también se aprecia el comportamiento elasto-plástico de los muros llevados hasta su carga última, así como las curvas truncadas de los muros G y L y las curvas de muros reparados.

En las figuras 2-7, 2-8 y 2-9 se muestran las idealizaciones bilineales para las envolventes de esta relación de aspecto, las cuales representan adecuadamente sus respectivas envolventes.

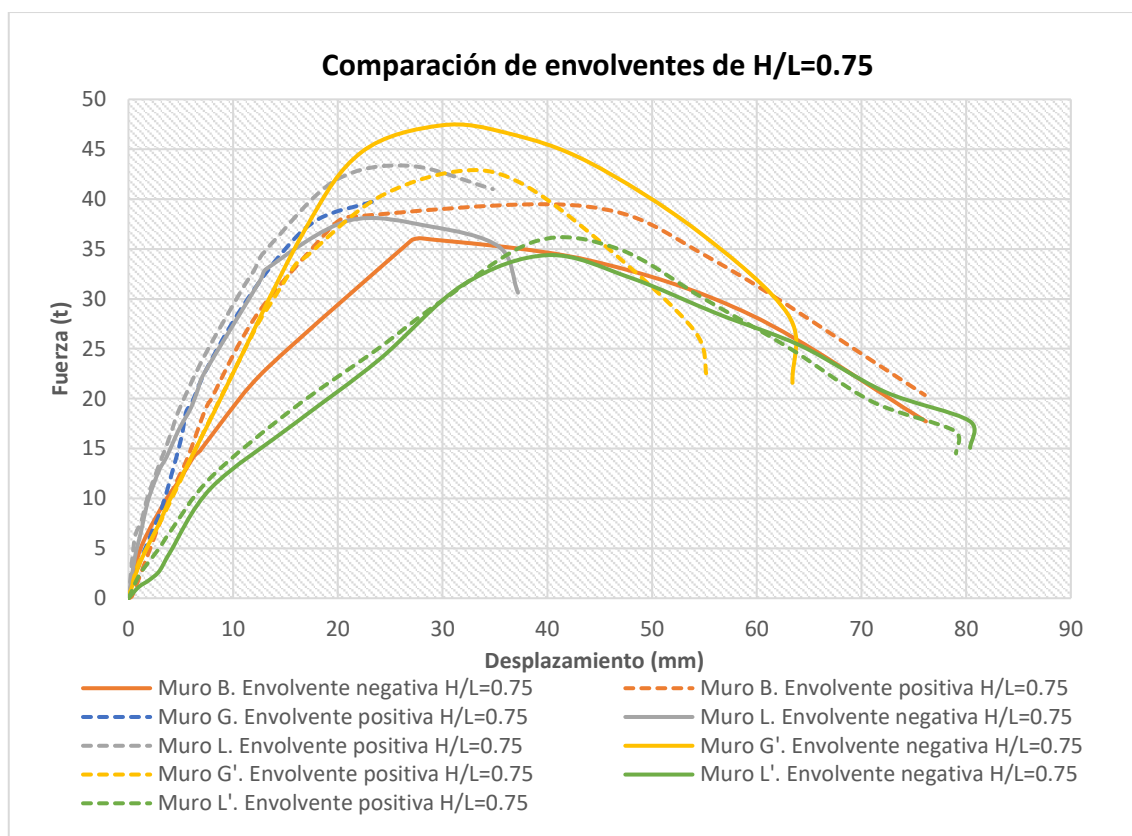


Figura 3-2. Comparación de envolventes de relación $h/l=0.75$

En este caso, los muros reparados alcanzaron mayores fuerzas máximas solamente para un caso (G'). Todos los muros mantuvieron rigideces elásticas similares a los muros originales.

La discontinuidad de las curvas envolventes de los grupos 2 y 3 se observa también para la relación de aspecto de $h/l=1$ y 1.5, como se observa en la figura 3-3 y 3-4.

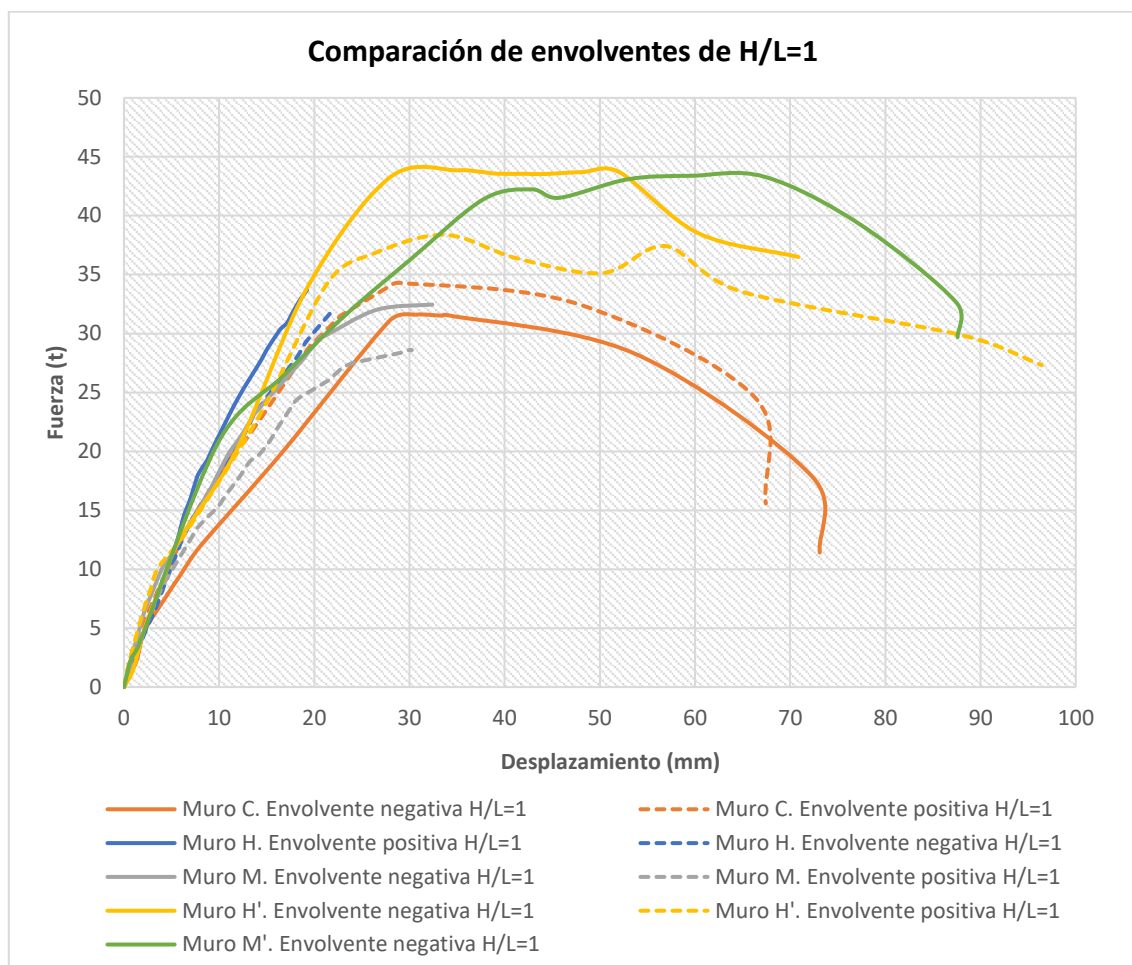


Figura 3-3. Comparación de envolventes de relación $h/l=1$

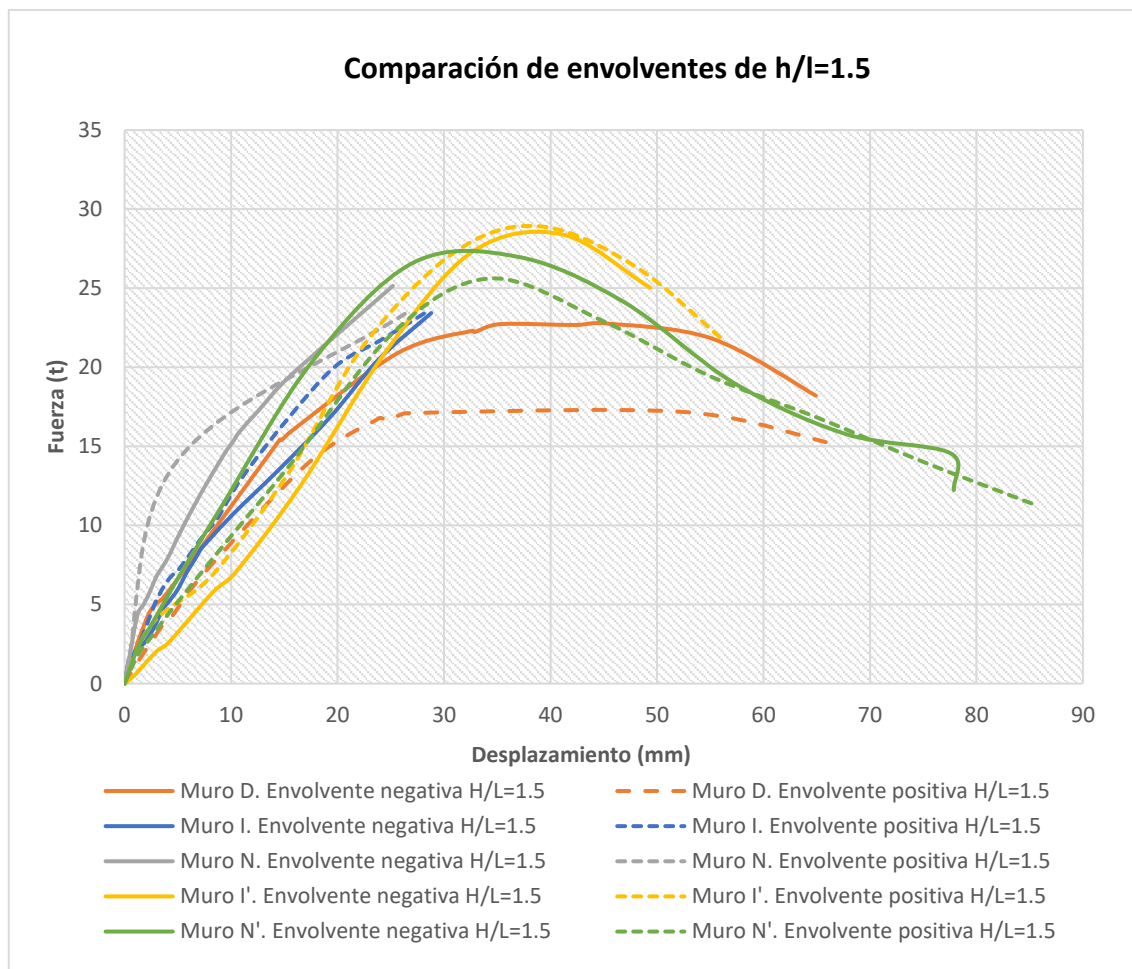


Figura 3-4. Comparación de envolventes de relación $h/l=1.5$

En las figuras de la 2-10 hasta la 2-15 se muestran los diagramas bilineales correspondientes a las relaciones de aspecto de 1 y 1.5. En la mayoría de los casos se observa cómo la idealización es adecuada, no obstante, para el muro N, las envolventes presentan un cambio temprano en la rigidez, es decir, ocurre un cambio en la rigidez cuando el desplazamiento es todavía bajo. Al compararlas con el resto de curvas de la misma relación de aspecto (muro D y muro I), se infiere que el inicio de la curva tiene una rigidez mayor a la del promedio, y esto pudo deberse a algún error experimental al inicio de la medición.

En el caso de los muros de relación de aspecto de 2, se observó una rigidez y resistencia mayores en el muro J en relación con el muro E, sin embargo, este segundo presentó una mayor ductilidad, esto pudo generarse por alguna diferencia en la velocidad de carga utilizada en la falla. Lo anterior se ilustra en la figura 3-5. En las figuras 2-16 y 2-17 se puede observar cómo los diagramas bilineales generados se adaptan adecuadamente a todas las envolventes.

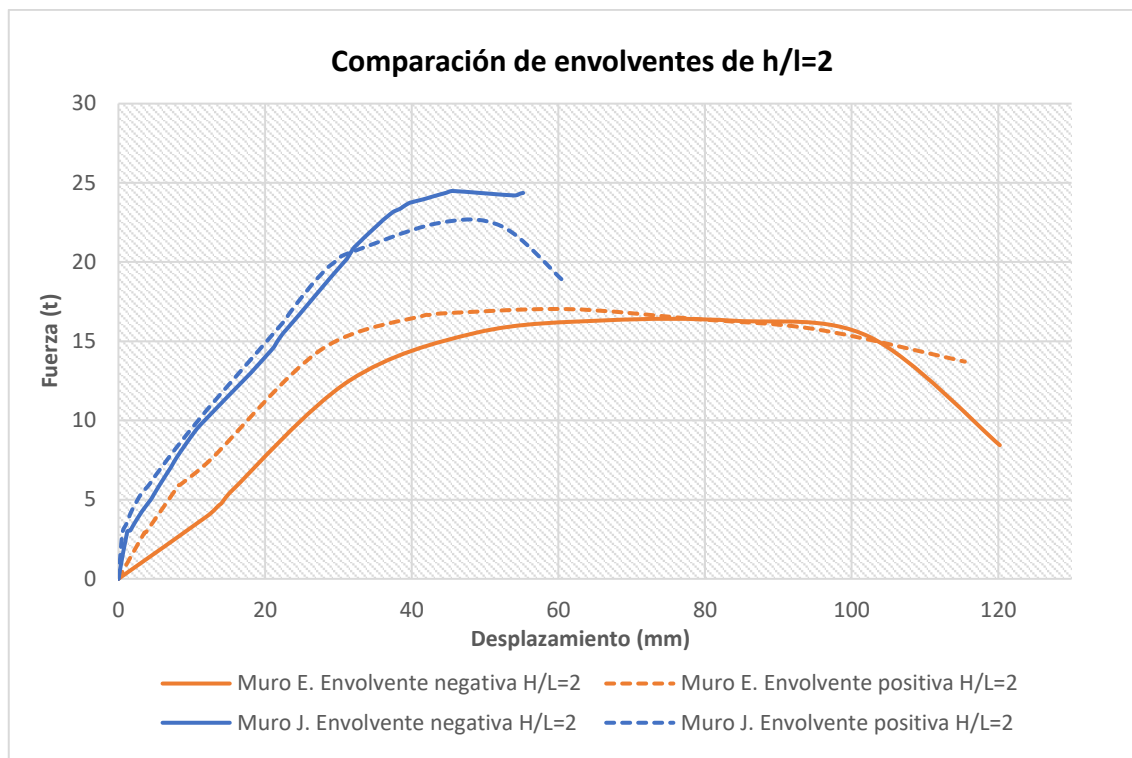


Figura 3-5. Comparación de envolventes de relación $h/l=2$

Como comentario general, de ninguna forma se debe interpretar el comportamiento de los muros con curvas del tipo II como frágil, ya que la falta de una zona de fluencia en las curvas fuerza-desplazamiento se debe a la finalización prematura de la aplicación de carga y no a una característica intrínseca del material.

En general, la forma de los gráficos de fuerza-desplazamiento, es similar a la obtenida por otros investigadores para muros de mampostería, como Ramírez et al. (2016), Sandoval et al. (2018), Shedid et al. (1991), El-Dakhkhni et al. (2012), Shing et al. (1991), entre otras, donde se tiene un comportamiento mayoritariamente simétrico en ambas direcciones y un estrechamiento de los lazos histeréticos cerca del origen, producto del comportamiento de un material como la mampostería. Las curvas de los muros reparados muestran un comportamiento muy similar a los muros de los grupos 1, 2 y 3. No obstante, las curvas de esta investigación presentaron zonas de fluencia más extensas que las investigaciones realizadas en Chile con mampostería integral (Ramírez et al., 2016, Sandoval et al., 2018).

Este comportamiento, llamado “pinching” en inglés, según indican Miniae et al. (2010), se presenta solo en muros sin carga axial, como los de esta investigación. Sin embargo, en la investigación de Ramírez et al. (2016) también se observó en muros con carga axial.

Modos de falla

La mayoría de los muros fallaron por cortante diagonal, a excepción de los muros A y B, que fallaron por cortante deslizante con un ligero agrietamiento diagonal. Las fallas fueron progresivamente más dúctiles al aumentar la relación de aspecto. De forma similar a lo experimentado por Ramírez et al. (2016), la mayor cantidad de daño ocasionada por este modo de falla consiste en grietas diagonales y escalonadas, penetración de grietas en los nudos superiores y base de los elementos de borde, falla a través de las sisas, desprendimiento de la cara de las unidades de mampostería, fracturas en el concreto de relleno y deformación lateral del refuerzo vertical.

En los muros del primer grupo (principalmente A, B, y C), se presentó falla en el nudo antes de la aparición de grietas diagonales, esto se debió a un inadecuado detallado del acero, lo cual fue rectificado para los grupos de muros posteriores.

A pesar de esto, la obtención de curvas de fuerza-desplazamiento fue satisfactoria para lograr el objetivo principal de esta investigación, que es estudiar la rigidez elástica de los muros de mampostería.

Una mayor descripción de los modos de falla de los muros del primer grupo se puede encontrar en la tesis de Andrés Picado (2019). En el Anexo F se muestra fotografías de los muros ensayados.

3.2 Comparación de rigidez experimental versus teórica

Como se ha mencionado con anterioridad, a pesar de que se utilizaron dos métodos distintos para generar diagramas bilineales, en ambos se utiliza el mismo criterio para la definición del límite elástico (Δ_{LE}, V_{LE}), por lo que se obtiene la misma rigidez.

En los cuadros 2-3, 2-4 y 2-5, se resumen los resultados obtenidos para la rigidez elástica experimental, en ellos puede observarse cómo la rigidez experimental disminuye conforme aumenta la relación de aspecto, lo cual coincide con el comportamiento esperado desde un punto de vista teórico. No obstante, los valores experimentales obtenidos están muy por debajo de la predicción teórica (K_T), siendo la razón de la rigidez teórica y la experimental (K_E/K_T) de aproximadamente 0.100 en todos los casos (promedio de 0.102).

Al igual que en esta investigación, Ramírez et al. (2016) reportan valores experimentales de rigidez considerablemente inferiores a su valor teórico. Según citan los mismos autores, esto

indica que utilizar la ecuación teórica basada en propiedades elásticas y exclusiva para materiales homogéneos e isotrópicos sobreestima los valores de rigidez elástica.

El orden de magnitud de los valores obtenidos para la rigidez experimental en esta investigación, son similares a los obtenidos por Acuña (2014).

Lo anterior concuerda con lo expuesto por Paulay y Priestley (1992), quienes tras exponer la ecuación para la rigidez teórica de un muro de concreto o mampostería en voladizo (equivalente a la ecuación 1-16) hacen el hincapié de que debe notarse que las estructuras de concreto y mampostería no pueden ser considerarse estrictamente sistemas lineales, la inercia y el área equivalente dependen del nivel de agrietamiento, y por lo tanto, los niveles de fuerza lateral, el módulo de elasticidad y cortante del material dependen del nivel de esfuerzos. Por lo tanto, al utilizar una aproximación elástica bajo supuestos que no cumple el material, es esperable encontrar diferencias con los valores teóricos.

No obstante, las previsiones que se toman actualmente para el diseño en Costa Rica, es decir, el hecho de reducir la inercia y/o el área a valores equivalentes, podría no ser lo suficientemente conservador, y que, por lo tanto, no se estén estimando adecuadamente las fuerzas sísmicas para estructuras de este tipo y sus desplazamientos.

La razón de $K_E/K_T \sim 0.102$, mostrada en el cuadro 2-5, ilustra en qué magnitud está alejado el valor teórico del experimental actualmente, pero no representa un factor de equivalencia por el cual multiplicar el área o la inercia para el modelado de muros.

En el cuadro 2-5, se muestran los valores teóricos de la rigidez tanto en su forma pura (solo con teoría de mecánica del sólido, K_T), su valor con las consideraciones del Código Sísmico actual (CSCR 2010/14, K_T') y con las consideraciones del nuevo código sísmico, aún no publicado (K_T''). Puede observarse cómo estas aproximaciones teóricas se encuentran muy por encima de los valores experimentales obtenidos para esta investigación. Lo anterior puede observarse gráficamente en la Figura 2-41.

El hecho de que la rigidez experimental esté tan alejada de su valor teórico es un indicador de que las ecuaciones para el cálculo de la rigidez no son tan adecuadas para el cálculo de este parámetro. No obstante, el hecho de que la rigidez experimental sea una fracción de la rigidez teórica, no implica, necesariamente, que las estructuras de mampostería estén siendo diseñadas de forma poco conservadora, ya que los valores de resistencia de cortante están por encima de los valores teóricos.

Se observa una uniformidad en la relación K_E/K_T , la cual se mantuvo en 0.1 en todos los casos, de modo que, los resultados bajos de rigidez no estarían influyendo en la distribución de fuerzas. No obstante, la baja rigidez podría tener un efecto poco conservador en el cálculo de las derivas y desplazamientos máximos en estructuras de mampostería. Sin embargo, este no es un problema común en las estructuras para las cuales aplica principalmente esta investigación (viviendas de mampostería, donde la densidad de muros es por lo general, alta y la altura baja).

La hipótesis para esta investigación planteaba que la inercia efectiva que el CSCR-2010/14 (CFIA, 2016) asigna a los muros de mampostería en flexión es poco conservador para aquellos con relaciones de aspecto h/l bajas; y que, de ser así, se estarían subestimando los cortantes sísmicos de los muros de corte con relaciones de aspecto h/l altas e intermedias. De acuerdo con los resultados y análisis de esta investigación, no se comprueba esta hipótesis, ya que no se observó un patrón de degradación de rigidez ni de la rigidez elástica agrietada en función de la relación de aspecto, únicamente se observa que el método para el cálculo actual tiene como resultado valores de inercia efectiva poco conservadores para todas las relaciones de aspecto estudiadas.

En el caso de la investigación de Ramírez et al. (2016), los valores obtenidos K_E/K_T por los investigadores fueron mayores que los obtenidos en esta investigación. En esa investigación se obtuvo valores de K_E/K_T entre 0.32 y 0.63 para muros con relaciones de aspecto similares a los analizados en este trabajo.

La comparación de valores teóricos y experimentales para el caso de los muros reparados queda fuera del alcance de este documento, ya que estos temas son abarcados en las investigaciones de Irías (2021) y Campos (sin publicar).

No obstante, en el cuadro 2-6 se muestra el efecto en la recuperación de la rigidez en todos los muros reparados con respecto al muro original, en dos casos se tiene una rigidez mayor para los muros reparados (146 % para F' y 108 % para M'), en el resto de casos el porcentaje de recuperación de la rigidez se ubicó entre 34 % y 85 %. Es decir, los valores para este indicador están muy dispersos como para obtener una conclusión.

3.3 Degradación de la rigidez

La degradación de la rigidez que experimenta un muro cuando es sometido a carga cíclica en su plano, depende del nivel de daño que experimenta durante los ciclos de carga. Al igual que diversos autores lo han realizado, una forma de evaluar la degradación de la rigidez es

representar de forma gráfica la relación de la rigidez secante en cada ciclo con respecto a la rigidez secante al inicio del ciclo de carga $K_{s,i}/K_0$.

Esta comparación se realizó para la presente investigación y se muestra en las figuras 2-23, 2-24 y 2-25¹⁰. De forma general, se aprecia cómo disminuye la relación $K_{s,i}/K_0$ en función del avance del desplazamiento, este comportamiento se presentó en todos los muros, a excepción del muro F, ya que este presentó un comportamiento atípico y contrario a la realidad que se atribuye a errores durante del proceso de falla y toma de datos, razón por la cual no se muestra dentro de los resultados.

En esas figuras no se observa una relación estrecha entre la rapidez con la que se degrada y la relación de aspecto, ya que el orden en el que se superponen los conjuntos de datos y sus líneas de mejor ajuste varía de grupo a grupo. Por ejemplo, con los datos del primer grupo se observa que los datos del muro de $h/l = 2$ están mucho más “alejados” de los datos del resto de muros, pero en el grupo 2, la curva de esta relación de aspecto está cercana y con un comportamiento similar al resto de datos.

Al igual que los resultados reportados por Ramírez et al. (2016) y Sandoval et al. (2018), la rigidez secante de los muros disminuyó rápidamente en los primeros niveles de desplazamiento, después de esto continuó disminuyendo, pero a un ritmo menor hasta el final del proceso de carga.

Asimismo, a pesar de que para el Grupo 1 parece formarse cierto patrón, donde los muros más chatos se degradan más rápidamente que los demás (también observado por Picado, 2019), este comportamiento no se repite con el Grupo 2 y no se distingue tan claramente en el Grupo 3. Este hallazgo es contrario a lo encontrado por las investigaciones de Ramírez et al. (2016) y Sandoval et al. (2018), en donde ambos encontraron que el parámetro más influyente en la degradación de la rigidez era la relación de aspecto. En estas investigaciones se encontró que los muros chatos y ordinarios experimentan una degradación mayor que los esbeltos durante el proceso de carga.

De forma similar a lo reportado por las investigaciones mencionadas en el párrafo anterior, las curvas obtenidas se adaptaron a una función potencial (mostrada en la Ecuación 1-27), de

¹⁰ Cabe mencionar que, en el caso de la curva del Muro E, se le suprimieron los datos de los primeros ciclos debido al inadecuado uso de los pernos, lo que provocó el desplazamiento a la derecha de la curva, sin embargo, esto no supone una afectación significativa para el análisis, puesto que es la **pendiente** de las curvas el objeto principal de estudio en esta investigación (Picado, 2019).

acuerdo con lo establecido por Tomazevic (1999), y de donde se extraen los parámetros de degradación de la rigidez α y β .

En el cuadro 2-14 y Figura 2-55, se recopilan los parámetros de degradación de rigidez, establecidos por Tomazevic (1999) y se puede observar también la ausencia de una tendencia en función de la relación de aspecto. En el caso de α , la mayoría de valores oscilan entre 0.01 y 0.05, y para el caso de β , los valores se ubican entre -0.71 y -0.10, sin una tendencia definida. De acuerdo con Tomazevic, valores típicos de estos parámetros son 0.3 y -0.85, respectivamente. Esto para casos donde la compresión axial no exceda el 20 % de la resistencia de la mampostería.

El dato anterior indicaría que los muros de la presente investigación se degradan a un ritmo más veloz que el valor típico sugerido por Tomazevic (1999), y que los encontrados por Ramírez et al. (2016) y Sandoval et al. (2018).

En el caso de las curvas de degradación de rigidez de los muros reparados tampoco se evidencia un patrón en función de la relación de aspecto. También los factores de ajuste (R^2), son menores para estos muros. Tampoco se nota una correlación al analizar los factores de α y β .

3.4 Ductilidad

Como ya se ha mencionado en varias ocasiones, debido a las limitaciones experimentales, se utilizó dos métodos distintos en el análisis de los datos experimentales, lo que resulta también, en dos tipos de ductilidades, según se definieron en la metodología (ecuaciones 1-24 y 1-25): μ y μ_{MR} . Debido a la naturaleza de estos cálculos, estas ductilidades deben interpretarse por separado y no se deben comparar entre sí.

La primera de estas, μ , caracteriza la ductilidad más comúnmente utilizada, asociada al desplazamiento último y al desplazamiento de fluencia, en este caso particular, asignada al método I. La segunda, μ_{MR} , se encuentra asociada al desplazamiento correspondiente al punto de máxima resistencia y al punto de inflexión del diagrama bilineal, donde se ha establecido un cambio importante en la rigidez.

Los resultados experimentales asociados a la ductilidad se muestran en los cuadros del 2-6 al 2-10 y en las figuras 2-31 y 2-43.

Como se puede observar, para ambos métodos (figuras 2-31 y 2-43) la variación de la relación de aspecto no provoca cambios significativos en la ductilidad, pues no se define un patrón claro en ninguno de los casos. Estos hallazgos coinciden con los de las investigaciones de Ramírez et

al. (2016) y Sandoval et al. (2018). De acuerdo con Picado (2019), esto puede deberse a una baja degradación de la resistencia, ya que para todos los muros; la caída de la resistencia no es tan pronunciada para ninguno de los muros, y tampoco se forma un patrón en función de la relación de aspecto.

Las ductilidades asociadas al método I oscilan entre 2.6 y 6.2, estos valores son similares a los encontrados por Ramírez et al. (2016) y Sandoval et al. (2018) en sus investigaciones y son indicadores de un buen desempeño para muros de mampostería reforzados¹¹.

Asimismo, de acuerdo con lo expuesto por Tomazevic (1999), valores *permisibles* de ductilidad para muros de mampostería oscilan entre 3.0 y 4.0 para mampostería confinada y para mampostería reforzada (integral) entre 4.0 y 5.0. No obstante, indica que en resultados experimentales estos valores pueden ser mayores. Por lo tanto, se confirma que los valores de ductilidad obtenidos son adecuados para el estudio.

Las ductilidades asociadas al método II, como es de esperarse, son valores menores a los del método I, los cuales se encuentran entre 1.1 y 4.2, y menores a los encontrados por Ramírez et al. (2016) y Sandoval et al. (2018), a pesar de que se utiliza el mismo método para el cálculo de la ductilidad. Sin embargo, de este hecho no se puede concluir que estos muros sean menos dúctiles, pues sus procesos de carga se detuvieron, y en algunos casos, no queda claro si se alcanzó el punto de fuerza máxima. Al desconocerse el desplazamiento último de estos muros, no se realiza un análisis más profundo sobre estos valores.

No obstante, cabe mencionar que, en estos dos estudios chilenos, la forma de las envolventes es un poco diferente a las obtenidas en este estudio. En este caso, en ambas investigaciones se afirma que la curva decae rápidamente después de alcanzar el valor máximo de carga lateral, y que, por esta razón es que se despreja el segmento de la curva fuerza desplazamiento más allá de este punto. Asimismo, se define un valor de estado límite elástico menor, lo que tiene como resultado el segundo segmento de su diagrama sea más extenso, y, por lo tanto, los valores de ductilidad sean mayores.

En el caso de las idealizaciones de esta investigación, se define un valor fijo para el estado del límite elástico (en 40 % de la carga lateral máxima obtenida), esta decisión podría estar

¹¹ Paulay y Priestley (1992), indican que un valor de ductilidad de desplazamiento de 2.5 indica un desempeño adecuado para muros reforzados chatos. En los resultados experimentales de esta investigación se están obteniendo valores de ductilidad mayores.

acortando el segundo segmento del diagrama bilineal (y por lo tanto también la ductilidad). Asimismo, como se mencionaba en el párrafo anterior, la forma de las curvas envolventes difiere con respecto a la de las investigaciones chilenas, en el hecho de que estas no presentan una rápida caída después de alcanzar la carga lateral máxima, si no que, presentan un alargado segmento pasado este punto. Este comportamiento podría atribuirse al hecho de que los muros ensayados por los investigadores chilenos son de mampostería integral, y los muros de la presente investigación son del tipo confinado-reforzado. El efecto del confinamiento puede estar contribuyendo al comportamiento plástico.

En el caso de los muros reparados, se obtuvo valores de ductilidad ligeramente menores en comparación con los muros del grupo 1 (con excepción de la relación de aspecto de 1). Lo cual podría ser un indicador de pérdida de capacidad plástica para este caso.

Como se mencionó previamente, la ductilidad está estrechamente relacionada con la capacidad para disipar energía y ambas son una consideración importante en el diseño sismorresistente.

3.5 Resistencia de cortante

Los resultados relacionados con la capacidad de cortante de los muros se muestran en el cuadro 2-11 y en las figuras 2-45 y 2-46.

Es importante recordar que los muros del grupo 1 fueron llevados de forma ininterrumpida hasta su estado último mediante la aplicación de carga cíclica en su plano. La intención con los muros de los grupos 2 y 3, era repetir los muros, pero en la carga alcanzar un 80 % de la carga máxima alcanzada por sus pares correspondientes del primer grupo, ya que se quería obtener muros con cierto nivel de daño, para luego someterlos a técnicas de reparación y ensayarlos nuevamente una vez reparados¹². Sin embargo, durante la aplicación de la carga para estos muros, al alcanzar ese 80 %, los daños en los muros no eran perceptibles, por lo que los investigadores a cargo del ensayo siguieron aplicando carga hasta obtener un nivel de daño apreciable. Como resultado, se alcanzaron cargas prácticamente iguales o inclusive superiores a las obtenidas con los muros del primer grupo (entre 95 y 110 %).

Como puede observarse, en todos los casos de las cargas incompletas¹³ se alcanzó prácticamente el mismo valor de los muros respectivos en el grupo 1. Como puede observarse

¹² Tesis de maestría de Maciel Irías (2021) para las relaciones de aspecto de 0.5 y 1.0 y tesis de maestría de Luis Campos (en desarrollo) para las relaciones de aspecto de 0.75 y 1.5.

¹³ Grupos 2 y 3, con excepción de $H/L=2$

en las curvas de fuerza-desplazamiento, así como por el nivel de daño observado en las fotografías de los muros luego de esta carga, para algunos muros es posible que no se hayan alcanzado los valores máximos en las fallas de los muros de los Grupos 2 y 3.

Como consecuencia de lo anterior, podría inferirse que los muros del grupo 1 tenían resistencias laterales inferiores que las de los grupos 2 y 3. En este punto es importante recordar que los muros del grupo 1 presentaron fallas en los nudos debido a un inadecuado detallado y, por lo tanto, su capacidad de cortante inferior podría estar correlacionada con esto. Sin embargo, debido a que para los grupos 2 y 3 no se realizaron fallas completas, no es posible saber con certeza, cuál sería la carga máxima de los muros en su estado original. El muro de $h/l=2$ del grupo 2, es el único que fue replicado y llevado hasta la carga última sin interrupciones ni alteraciones, este en particular alcanzó un 144 % de la carga máxima alcanzada por su equivalente del grupo 1. Adicionalmente, se debe tomar en cuenta la variabilidad intrínseca, que es relativamente alta y podría ser hasta de un 20 % aproximadamente.

En relación con la resistencia por unidad de longitud (ver figura 2-46), puede observarse como para todos los casos (con excepción del muro E), hay un claro aumento en función de la relación de aspecto. Es decir, los muros más chatos resisten menos carga por unidad de longitud que los muros más esbeltos, en el caso más crítico, esta diferencia es de más del doble de magnitud.

En el caso de este estudio, los valores experimentales estuvieron por encima de los teóricos, tanto como de acuerdo al CSCR 2010/14 (CFIA, 2016) como al borrador del nuevo CSCR. Estos resultados se muestran y comparan en el cuadro 2-13 y la figura 2-48. Como puede observarse, los valores estuvieron entre 123 y 200 % mayores que los valores teóricos del CSCR 2010/14 (CFIA, 2016) y entre 101 y 156 % mayores que los valores teóricos del borrador del nuevo CSCR. Como se puede observar en la figura 2-49, no surge una tendencia de la diferencia de valores en función de la relación de aspecto. Por lo tanto, es posible concluir, que, de acuerdo con los resultados experimentales de este estudio, la resistencia de cortante es conservadora con las fórmulas del CSCR 2010/14 (CFIA, 2016) y más adecuada, sin perder el aspecto conservador, de acuerdo con el nuevo borrador del código sísmico.

3.6 Disipación de energía

Los resultados presentados en las figuras 2-57 a la 2-67 agrupan los valores relacionados con disipación de energía de los muros de este estudio. Como puede observarse, la cantidad de energía disipada se ve influenciada por la relación de aspecto. En este caso, los muros más esbeltos requirieron un mayor nivel de deformación para disipar la misma cantidad de energía

que los muros más chatos. Lo anterior, coincide con lo encontrado en las investigaciones de Ramírez et al. (2016) y Sandoval et al. (2018). Este efecto explica por qué los muros chatos empiezan a sufrir daños visibles con menores desplazamientos, esto es porque en estos niveles de desplazamiento, los muros se encuentran disipando grandes cantidades de energía.

3.7 Amortiguamiento viscoso equivalente

Como se expuso en el marco teórico de este documento, el amortiguamiento viscoso equivalente, es una representación de cuánta de la energía que se le es suministrada al muro, es disipada por este mediante deformaciones inelásticas. Sin embargo, una de las formas más simples de representar este parámetro, es mediante la técnica utilizada en la investigación de Ramírez et al. (2016), como se explicó en la metodología. Es importante destacar que el amortiguamiento viscoso equivalente se define por cada ciclo de carga, y, por lo tanto, varía en función del nivel de desplazamiento.

Con el fin de evaluar el efecto de la relación de aspecto en el amortiguamiento viscoso equivalente, éste se grafica en función del nivel de desplazamiento. Los resultados se muestran en las figuras de la 2-68 a la 2-72. Como se puede observar, el amortiguamiento tiende a exhibir mayores valores en el principio de su respuesta cíclica (esta tendencia queda mejor marcada con los muros del grupo 2). En general, los valores oscilan entre 12 y 20 % aproximadamente, y empiezan a disminuir conforme incurre en el rango no lineal, con valores que oscilan entre 5 y 12 % aproximadamente. En el grupo 1 se observó una tendencia a aumentar en el último tercio de la curva y una ausencia de estabilización marcada dentro de un rango específico, como lo realizaron los muros de los otros dos grupos.

Los resultados anteriores son similares a los obtenidos por Ramírez et al. (2016) en su investigación con muros de mampostería. Ramírez et al. (2016), encontraron una tendencia evidente de los muros más esbeltos a tener un mayor amortiguamiento cuando el desplazamiento se encontraba entre 0.1 y 0.4 %. Esta tendencia no se obtuvo para los muros del presente estudio, donde no se marca una diferencia clara en función de la relación de aspecto para ninguno de los grupos de la investigación.

4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo con los resultados y análisis expuestos en las secciones anteriores, es posible concluir lo siguiente:

1. Se determinó la influencia de la relación de aspecto en el comportamiento de la rigidez en muros de mampostería. No se confirmó la hipótesis planteada en el sentido de que el factor de reducción de la inercia efectiva que el CSCR-2010/14 (CFIA, 2016) asigna a los muros de mampostería en flexión es poco conservador para todas las relaciones de aspecto estudiadas y no solamente para aquellas relaciones de aspecto h/l bajas.
2. No se identificó una correlación entre la relación de aspecto de los muros y la degradación de rigidez conforme avanza el nivel de desplazamiento. La mayoría de las curvas de degradación de rigidez siguen formas potenciales similares entre sí y a las investigaciones chilenas, en donde la rigidez disminuye más rápidamente en los primeros ciclos de carga y es más lenta después alcanzar aproximadamente 0.2 % de la deriva. La mayoría de las curvas se ajustan adecuadamente a la función potencial (R^2 mayor de 0.85), sin embargo, en algunos casos no se ajustaron bien y sus R^2 son menores de 0.7.
3. Tanto la rigidez agrietada teórica del actual código sísmico como la de su nuevo borrador (a la fecha aún no publicado) sobreestiman el valor de la rigidez agrietada experimental. El valor experimental se ubicó muy por debajo de su respectivo valor teórico, el promedio fue de 15 % del valor teórico del CSCR-2010/14 (CFIA, 2016) y de 20 % del valor teórico del nuevo borrador del código sísmico. Es decir, la rigidez experimental está por debajo de la rigidez teórica incluso tomando en consideración los valores para la reducción de la inercia y el área de cortante previstos para la nueva publicación. Por lo tanto, es posible concluir que las actuales ecuaciones y factores de modificación para el cálculo de la rigidez no representan adecuadamente los valores reales para muros de mampostería.
4. La disipación de energía se ve influenciada por la relación de aspecto. En general, por unidad de longitud los muros chatos disiparon menos energía que los muros esbeltos. Esta tendencia se invierte para los muros reparados, pues en ellos disipan más energía los muros de relaciones de aspecto bajas. En general, los muros reparados presentan menor disipación de energía que las contrapartes originales, esto se observó tanto en la ductilidad como en los gráficos de disipación de energía. No obstante, la cantidad de

energía total disipada (sin normalizar con respecto a la longitud), sí fue mayor en los muros más chatos, es decir, los muros más esbeltos requirieron mayor cantidad de ciclos para disipar la misma cantidad de energía.

5. No se apreció influencia de la relación de aspecto en el amortiguamiento viscoso equivalente, sin embargo, este tiende a ser mayor en los primeros ciclos (entre 15 y 20 %) y disminuye a valores inferiores a 5 y 10 %, en la mayoría de casos, después de alcanzar 0.2 a 0.5 % de la deriva. No obstante, se observaron algunos casos atípicos donde el amortiguamiento fue mayor en ciclos de alta deriva. En general, se observó una alta dispersión, de lo cual se concluyó que no existe una relación apreciable con la variable en estudio.
6. Para efectos de análisis, resulta notable el hecho de que por la manera en que representan la curva envolvente de fuerza-desplazamiento, el método de idealización bilineal que utiliza la Energía Elastoplástica Equivalente (*Método I*) resultó más adecuado para curvas F- Δ de elementos llevados hasta la falla, mientras que el método de idealización donde el segundo tramo tiene pendiente mayor a cero (*Método II*) ajusta mejor a las curvas que se hayan interrumpido o que hayan presentado fallas frágiles.
7. En las curvas histeréticas los lazos son más angostos en los primeros ciclos y se van ensanchando conforme avanza el nivel de desplazamiento. Este comportamiento también se reflejó en las curvas de energía disipada por serie, donde la energía disipada aumentó con el nivel de desplazamiento, por lo que se confirmó que se disipa mayor cantidad de energía en los niveles más altos de desplazamiento y conforme se dan mayores incursiones en el rango inelástico. Asimismo, en todas las curvas se observó el comportamiento de estrechamiento de los lazos histeréticos (*pinching*, en inglés), lo cual es típico para un material semi-dúctil (o con resistencia al cortante reducida) como la mampostería y para muros sin carga axial.

Asimismo, se recomienda lo siguiente:

1. Debido a la gran diferencia entre valores teóricos y experimentales, se recomienda realizar más ensayos con muros de mampostería en escala natural en los cuales la falla se lleve a cabo por completo y de forma ininterrumpida o alterada. Asimismo, se incluyan nuevas variables dentro del estudio, como diferentes razones de reforzamiento, carga axial y mampostería del tipo integral, para identificar si existen diferencias en su comportamiento con respecto a la confinada reforzada.

2. Realizar una investigación similar a la de Montes de Oca (1999), con los datos de la presente investigación y otras similares realizadas en la Universidad de Costa Rica. El trabajo de Montes de Oca (1999) recolecta los datos experimentales de varias investigaciones en muros de mampostería y los analiza de forma conjunta mediante el uso de la teoría de viga. Lo anterior debido a que de acuerdo con lo indicado en los Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2013) los resultados y conclusiones de ese trabajo se utilizaron como parte del insumo para el establecimiento de los factores de reducción de la inercia y área indicados en la sección 9.3.4.e del CSCR-2010/14 (CFIA, 2016).
3. Reconsiderar el cálculo de la rigidez, ya sea mediante fórmulas derivadas de análisis experimental o mediante el establecimiento de factores de reducción de la inercia y área mayores a los establecidos actualmente por el CSCR-10/14 (CFIA, 2016) o la nueva versión de este documento, aún no publicada.
4. Durante las etapas experimentales y constructivas, se recomienda realizar una inspección rigurosa sobre el proceso constructivo.
5. Para investigaciones con numerosos colaboradores, se recomienda llevar un registro fiel y de acceso fácil de la información generada: información de fallas, fotografías, esquemas de instrumentación.

5 REFERENCIAS

- American Concrete Institute (2019); *ACI 318-19: Building Code requirements for reinforced concrete*; Farmington Hills. Estados Unidos.
- Anderson, D. y Brzev, S. (2009). *Seismic design guide for masonry buildings*. Canadian Concrete Masonry Association. Abril. Canadá.
- Acón, F. (1999). *Capacidad soportante de paredes de mampostería confinada ante cargas laterales*. Universidad de Costa Rica.
- Acuña, D. (2014). *Efecto del detallado horizontal sobre el comportamiento de muros cortantes de mampostería de concreto*. Universidad de Costa Rica.
- Aguilar, V., Sandoval, C., Adam, JM., Garzón-Roca, J. y Valdebenito, G. (2016). *Prediction of shear strength of reinforced masonry walls using a large experimental database and artificial neural networks*. Struct Infrastruct Eng; 1-14 12(12):1661-1674
- ATC (1998). FEMA 306: Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings. Washington D.C. Estados Unidos.
- Barahona, S. (2019). *Determinación del módulo de ruptura en mampostería traslapada con esfuerzos de tracción por flexión paralelos a las juntas horizontales*. Universidad de Costa Rica.
- CFIA (2013). *Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2010*. Cartago, Editorial Tecnológica de Costa Rica. Costa Rica.
- CFIA (2016). *Código Sísmico de Costa Rica 2010 (revisión 2014)*. Cartago, Editorial Tecnológica de Costa Rica. Costa Rica.
- Esquivel, L. (2020). *Avance del inventario estructural de edificaciones del cantón de San José*. Ingeniería, 30 (2), 103-114.
- García, T. (2019). *Determinación del módulo de ruptura de la mampostería traslapada con esfuerzos de tracción por flexión perpendicular a las juntas horizontales*. Universidad de Costa Rica.
- González, E. (2021). *Correlación digital de imágenes (DIC) aplicada al estudio de muros de mampostería reforzada confinada*. Universidad de Costa Rica.

- Instituto Nacional de Normalización - INN. (1993). *NCh1928Of.93 Arbañilería armada – Requisitos para el diseño y el cálculo*. Santiago, Chile.
- Irías, M. (2021). *Estudio experimental de la reparación de paredes de mampostería confinada reforzadas con malla electrosoldada después de ser sometidas a precarga*. Universidad de Costa Rica.
- Haach, V., Vasconcelos, G. y Lourenço, P. (2010). *Experimental analysis of reinforced concrete block masonry walls subjected to in-plane cycling Loading*. Journal Of Structural Engineering Vol 136(4): 452-462.
- Hernández, L. (1998). *Paredes de mampostería confinada sometidas a carga estática y cíclica*. Universidad de Costa Rica.
- Hidalgo-Leiva, D., Picado-Arguedas, A. y Sánchez-Vargas, N. (2021). *In-plane cyclic performance of confined partially grouted masonry walls with joint and vertical reinforcement*. Engineering Structures 245 (2021) 112881.
- Laird, D., Drysdale, R., Stubbs, D. y Sturgeon, G. (2005). *The New CSA s304.1-04 “Design of Masonry Structures”*. 10th Canadian Masonry Symposium, Alberta, 2005.
- Matsumura, A. (1988). *Shear Strength of reinforced masonry walls*. 9th World Conference on Earthquake Engineering; 1988.
- Montes de Oca, F. (1999). *Aplicación de la teoría de viga al análisis del comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral*. Universidad de Costa Rica.
- Minaie, E., Mota, M., Moon, F. y Hamid A. (2010). *In-plane behavior of partially grouted reinforced concrete masonry shear walls*. Journal of Structural Engineering. Vol. 136. No.9:1089–97.
- MSJC - Masonry Standards Joint Committee (2013). *Building Code Requirements and specification for masonry structures: containing TMS 402-13/ACI530-13/ASCE5-13, TMS 602-13/ACI 530 .1-13/ASCE 6-13 and companion commentaries*. American Concrete Institute. Detroit.
- Navas, A. y Cordero, M. (2013). *Comportamiento en cortante de muros de mampostería con el refuerzo embebido en concreto colocado en las sisas de los bloques* (Spanish). Ingeniería, 23(1), 75-92.

- NIST (2014). *Seismic design of special reinforced masonry walls: a guide for practicing engineers*. NIST GCR 14-917-31, prepared by the ATC for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- Park, R., y Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*, Wiley, New York.
- Paulay, T., y Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley, New York.
- Picado, A. (2019). *Análisis del comportamiento ante carga cíclica de muros de mampostería confinada reforzada con diferentes relaciones de aspecto*. Universidad de Costa Rica.
- Popov, E. (2000). *Mecánica de sólidos*. Segunda edición. Editorial Pearson Education. México.
- Poveda, A. (2019). *Diseño de estructuras de mampostería*. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. San José, Costa Rica.
- Priestley, M., Hart, G. (1989). *Design Recommendations for the Period of Vibration of Masonry Wall Buildings*. Structural Systems Research Project, Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego and Department of Civil Engineering, University of California, Los Angeles, Report SSRP-89/05, 46 pp.
- Ramírez, P., Sandoval, C y Almazán, J. (2016). *Experimental study on in-plane cyclic response of partially grouted reinforced concrete masonry shear walls*. Engineering Structures Journal Vol. 126. 598-617
- Ruiz, L. (2016). *Muros de mampostería con empalmes verticales*. Universidad de Costa Rica.
- Salazar, S. (2013). *Consideraciones sobre el comportamiento de cortante de los elementos de borde en los muros de mampostería confinada por marcos de concreto*. Universidad de Costa Rica.
- Sánchez, N. (2019). *Verificación de la capacidad de muros de mampostería confinada reforzada al variar la relación de aspecto*. Universidad de Costa Rica.
- Sandoval, C., Calderón S. y Almazán J.L. (2016). *Experimental cyclic response assessment of partially grouted reinforced clay brick masonry walls*. Bulletin of Earthquake Engineering.

- Shedid, M., Drysdale, R. y Dakhkhni, W. (2008). *Behavior of Fully Grouted Reinforced Concrete Masonry Shear Walls Failing in Flexure: Experimental Results*. J. Struct. Eng., 2008, 134(11): 1754-1767
- Shing, P. B., Noland, J. L., Klamerus, E. y Spaeh, H. (1989). *Inelastic behavior of concrete masonry shear walls*, Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No. 9, 2204-2225.
- Shing, P. B., Schuller, M., Hoskere, V. S., y Carter, E. (1990). *Flexural and shear response of reinforced masonry walls*. ACI Structural Journal, 87(6), 646-656.
- Standards Council of Canada (2010). *Design of masonry structures - S304.1-04*. Canadá.
- Standards New Zealand (2006). *NZS 3101:2006 – Concrete Structures Standard*. Nueva Zelanda.
- Standards New Zealand (2006). *NZS 4230:2004 – Design of reinforced concrete masonry structures*. Nueva Zelanda.
- Tomazevic, M. (1999). *Earthquake-resistant design of masonry buildings*. London: Imperial College Press, Covent Garden, London.
- TMS (2011). *Building Code Requirements for Masonry Structures (TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11)*. Colorado, Estados Unidos.
- TMS (2016). *Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures, TMS 402/602-16*. Colorado, Estados Unidos.
- Venegas, S. (1997). *Comportamiento histerético de paredes de mampostería confinada*. Universidad de Costa Rica.
- Wong, J., Sommer, A., Briggs, K. y Cenk, E. (2017). *Effective Stiffness for Modeling Reinforced Concrete Structures, a literature review*. STRUCTURE magazine, pp 18-21.
- Zúñiga, F. (2018). *Análisis de muros esbeltos de mampostería de 15 cm de espesor, con empalmes verticales*. Universidad de Costa Rica.

5.1 NORMAS CONSULTADAS

ASTM A370, 2019: *Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products*. (ASTM A370/A370M). ASTM International.

ASTM A615, 2018: *Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement*. (ASTM A615/A615M). ASTM International.

ASTM A706, 2016: *Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement*. (ASTM A706/A706M). ASTM International.

ASTM C29, 2017: *Standard Test Method for Bulk Density ("Unit Weight") and Voids in Aggregate*. (ASTM C29/C29M). ASTM International.

ASTM C31, 2011: *Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field*. (ASTM C31/C31M). ASTM International.

ASTM C33, 2016: *Standard Specification for Concrete Aggregates*. (ASTM C33/C33M). ASTM International. A

ASTM C39, 2018: *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. (ASTM C39/C39M). ASTM International.

ASTM C109, 2016: *Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens)*. (ASTM C109/C109M). ASTM International.

ASTM C117, 2017: *Standard Test Method for Materials Finer than 75- μ m (No. 200) Sieve in Mineral Aggregates by Washing*. (ASTM C117). ASTM International.

ASTM C127, 2015: *Standard Test Method for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Coarse Aggregate*. (ASTM C127). ASTM International.

ASTM C128, 2015: *Standard Test Method for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Fine Aggregate*. (ASTM C128). ASTM International.

ASTM C136, 2014: *Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates*. (ASTM C136/C136M). ASTM International.

ASTM C140, 2017: *Standard Test Methods for Sampling and Testing Concrete Masonry Units and Related Units*. (ASTM C140/140M). ASTM International.

- ASTM C143, 2015: *Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete. (ASTM C143/C143M)*. ASTM International.
- ASTM C188, 2017: *Standard Test Method for Density of Hydraulic Cement. (ASTM C188/C188M)*. ASTM International.
- ASTM C270, 2017: *Standard Specification for Mortar for Unit Masonry. (ASTM C270)*. ASTM International.
- ASTM C1019, 2018: *Standard Test Method for Sampling and Testing Grout. (ASTM C1019)*. ASTM International.
- ASTM C1314, 2016: *Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms. (ASTM C1314)*. ASTM International.
- ASTM E2126, 2011: *Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Building. (ASTM E2126)*. ASTM International.
- INTE C15, 2018; *Agregados para Concreto. Requisitos (MOD)*. (INTE C15). Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.
- INTE C19, 2019; *Práctica normalizada para hacer y curar especímenes de concreto para ensayo en el campo*. (INTE C19). Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.
- INTE C39, 2018; *Resistencia a la compresión uniaxial de especímenes cilíndricos de concreto. Método de ensayo*. (INTE C39). Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.
- INTE C41, 2017; *Método de ensayo para el asentamiento en el concreto del cemento hidráulico*. (INTE C41). Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.
- INTE C46, 2016; *Concreto. Análisis granulométrico en tamices de agregado fino y grueso. Método de ensayo*. (INTE C46). Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.
- INTE C49, 2018; *Determinación por lavado del material que pasa por el tamiz de 75 μm (N° 200) en agregados minerales. Método de ensayo*. (INTE C49). Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.
- INTE C50, 2018; *Unidades de mampostería de concreto y unidades relacionadas. Muestreo y método de ensayo (MOD)*. (INTE C50). Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.

- INTE C55, 2015; *Método de ensayo para determinar la resistencia a la compresión de prismas de mampostería.* (INTE C55). Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.
- INTE C56, 2018; *Concreto de relleno para mampostería. Muestreo y método de ensayo (MOD).* (INTE C56). Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.
- INTE C57, 2018; *Resistencia a la compresión de morteros de cemento hidráulico. Usando especímenes cúbicos de 50 mm (2 pulgadas). Método de ensayo.* (INTE C57). Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.
- INTE C58, 2013; *Método de ensayo para determinar la densidad masiva (peso unitario) y los vacíos en agregado.* (INTE C58). Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.
- INTE C68, 2016; *Construcción. Determinación de la densidad relativa (gravedad específica) y la absorción del agregado grueso.* Método de ensayo. (INTE C68). Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.
- INTE C69, 2016; *Construcción. Determinación de la densidad relativa (gravedad específica), y la absorción del agregado fino.* Método de ensayo. (INTE C69). Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.
- INTE C141, 2018; *Método de ensayo para la determinación de la densidad del cemento hidráulico.* (INTE C141). Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.
- INTE C400, 2019; *Barras de acero al carbono lisas y corrugadas para refuerzo de concreto. Requisitos.* (INTE C400). Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.
- INTE C401, 2017; *Barras de acero de baja aleación, lisas y corrugadas para refuerzo de concreto. Requisitos.* (INTE C401). Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.
- INTE C403, 2014; *Métodos de ensayo y definiciones para ensayos mecánicos de productos de acero.* (INTE C403). Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.

6 ANEXOS

6.1 ANEXO A: Terminología ASTM E2126

A continuación, se incluye la traducción de la Sección 3 (Terminología) de la norma ASTM E2126 (2019), utilizada para realizar los cálculos de la investigación.

Ductilidad, μ

Es la razón del desplazamiento último Δ_u entre el desplazamiento de fluencia Δ_y de un espécimen observado ante carga cíclica.

Rigidez cortante elástica, K_e

Es la resistencia a la deformación de un espécimen en el rango elástico antes de que se alcance un “primer evento importante” (FME, del inglés *First Major Event*), que se puede expresar como la pendiente determinada por la razón de la fuerza cortante y el desplazamiento correspondiente.

Curva envolvente

La curva que encierra los valores extremos de fuerza-desplazamiento de los lazos histeréticos, que contiene los valores pico del primer ciclo de cada fase de carga y desprecia los puntos de los lazos histeréticos donde el valor absoluto del par fuerza-desplazamiento es menor que el de la fase anterior.

El desplazamiento en la dirección positiva produce una envolvente positiva, de la misma forma, un desplazamiento negativo produce una curva negativa. El sentido positivo está definido por el movimiento hacia afuera del pistón hidráulico.

Curva envolvente promedio

Es la envolvente que se obtiene al promediar los valores absolutos fuerza y desplazamiento de los puntos positivos y negativos correspondientes.

Curva de energía equivalente elastoplástica, EEEP

EEEEP, del inglés *Equivalent Energy Elastic-Plastic*, es una curva idealizada que circunscribe un área igual al área bajo la curva de la envolvente entre el origen, el desplazamiento último y el eje de desplazamiento.

Estado límite de falla

Es el punto en la curva envolvente correspondiente al último punto en el cual la carga absoluta tiene un valor igual o equivalente al 80 % del valor absoluto de la carga máxima (V_{max}).

Carga de falla

La carga correspondiente al estado límite de falla.

Primer evento importante, FME

Del inglés, *First Major Event*, es el primer estado límite significativo en ocurrir (ver *estado límite*).

Estado límite

Evento que delimita dos estados de comportamiento, y que después de ocurrido, algunos comportamientos estructurales se ven alterados significativamente.

Respuesta estabilizada

Carga que no difiere en más de 5 % entre dos ciclos sucesivos con la misma amplitud.

Estado límite de resistencia

Corresponde al punto de la curva envolvente del desplazamiento máximo (Δ_{MR}) en carga máxima absoluta (V_{max}) resistida por el espécimen.

Desplazamiento último, Δ_u

El desplazamiento correspondiente al estado límite de falla en la prueba de carga cíclica.

Estado de falla de fluencia

Corresponde al punto en la curva envolvente donde la rigidez cortante elástica disminuye en 5 % o más. Para especímenes con una respuesta elástica no dúctil, se permite encentrar el punto de fluencia (Δ_y, P_y) con la curva EEEP.

6.2 ANEXO B: Curvas histeréticas y envolventes de muros

A continuación, se muestran todas las curvas histeréticas de los muros. Para su obtención, se resta el desplazamiento de la base al desplazamiento de la celda de carga.

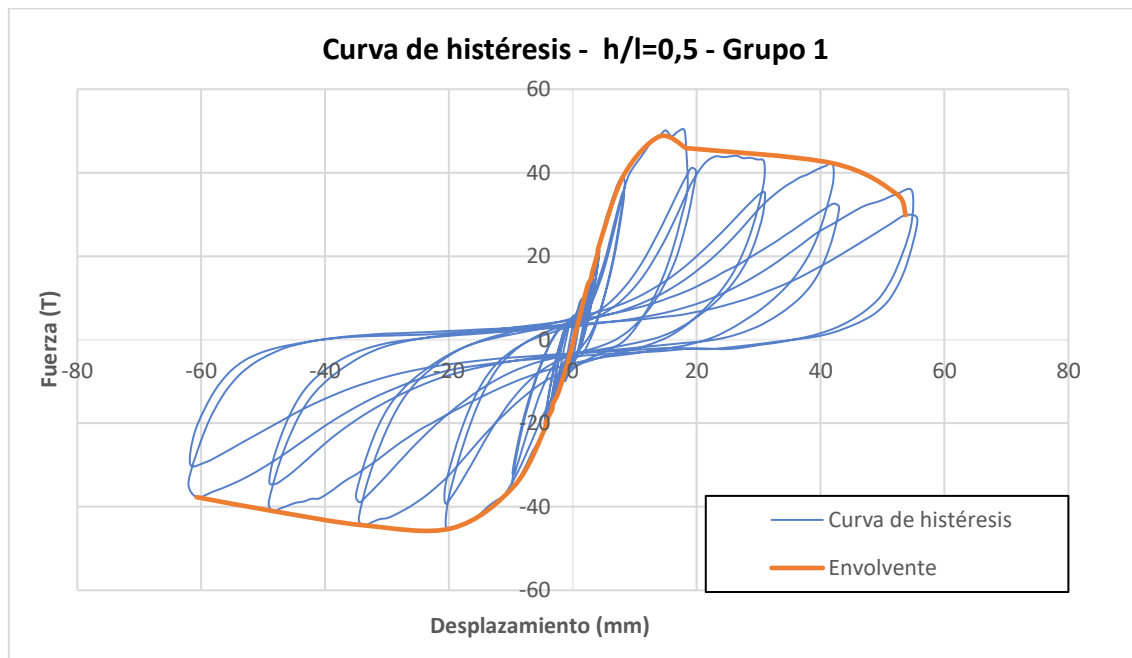


Figura B - 1. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=0.5$ del Grupo 1

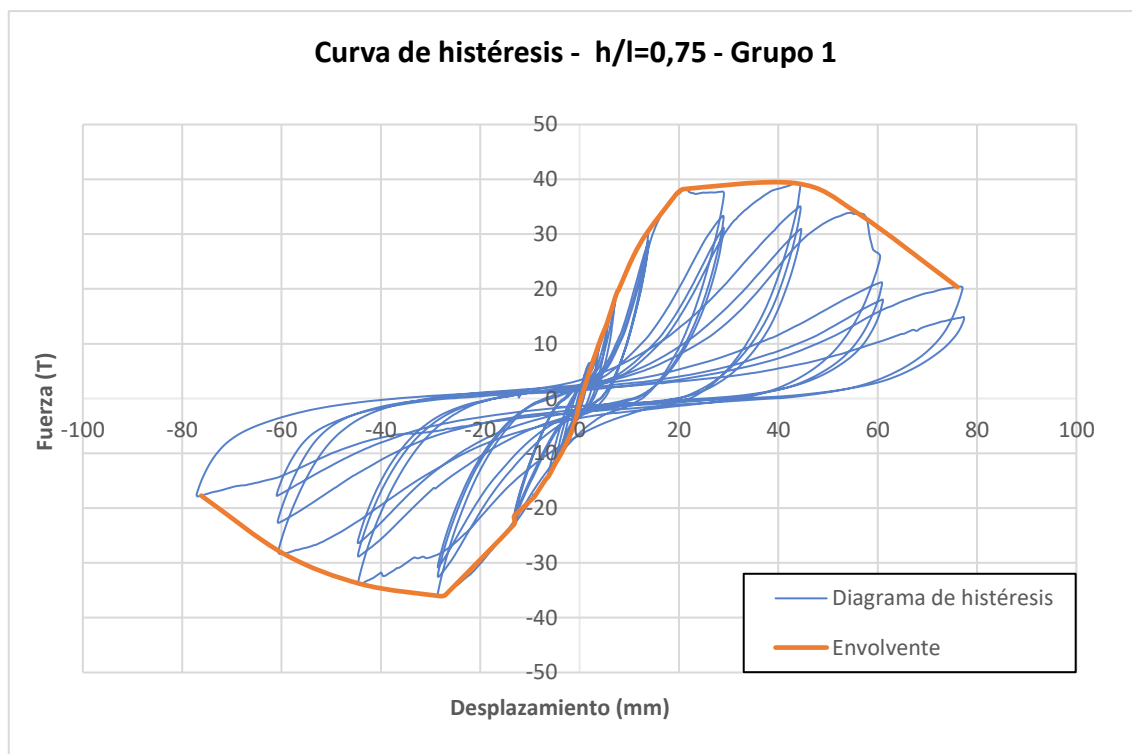
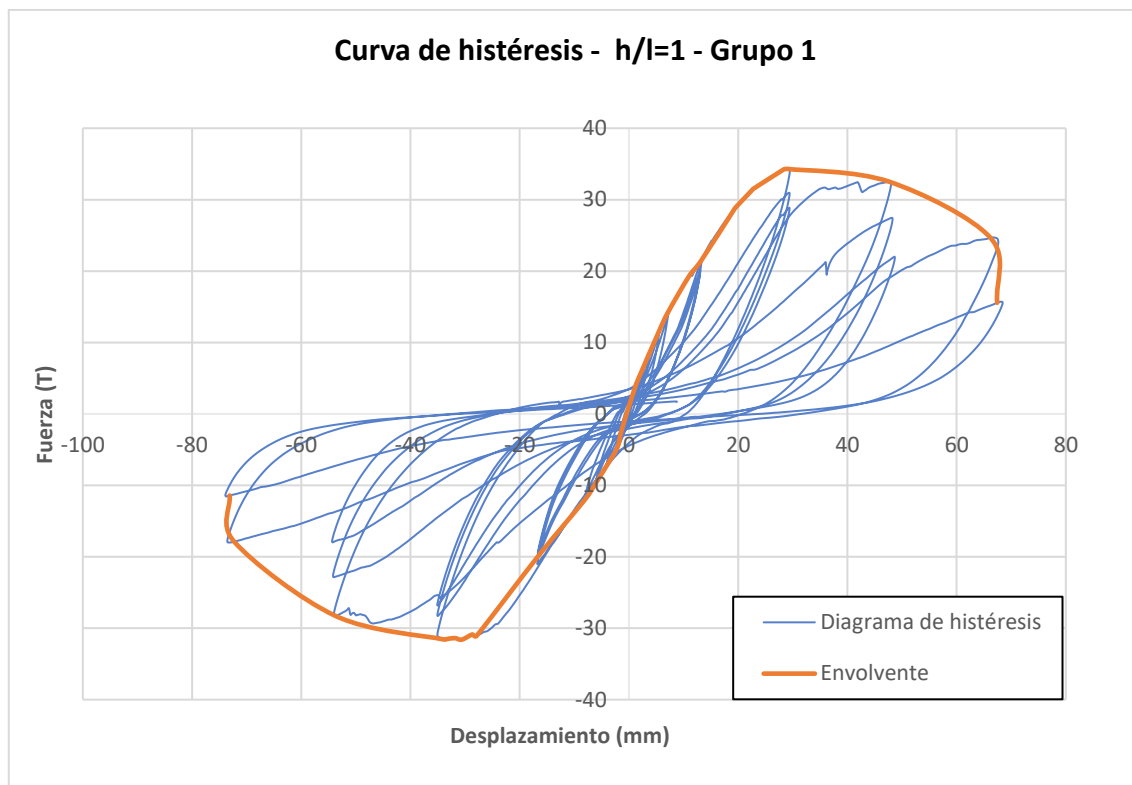
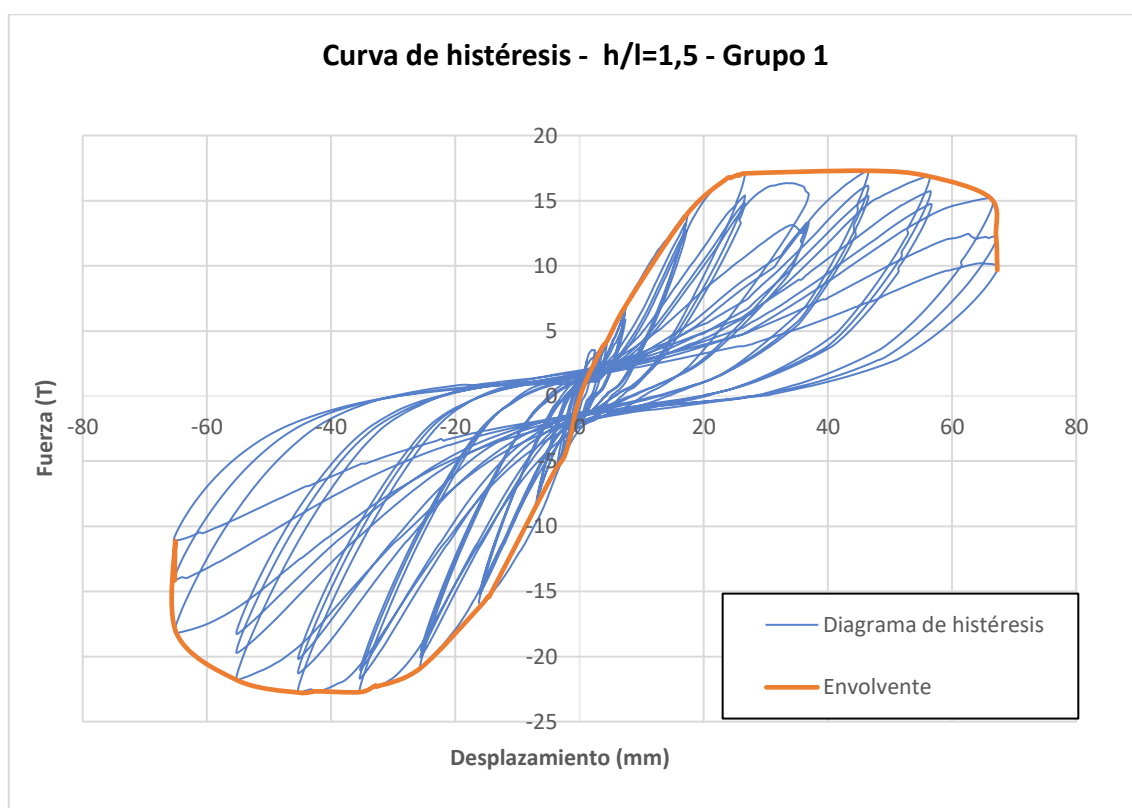
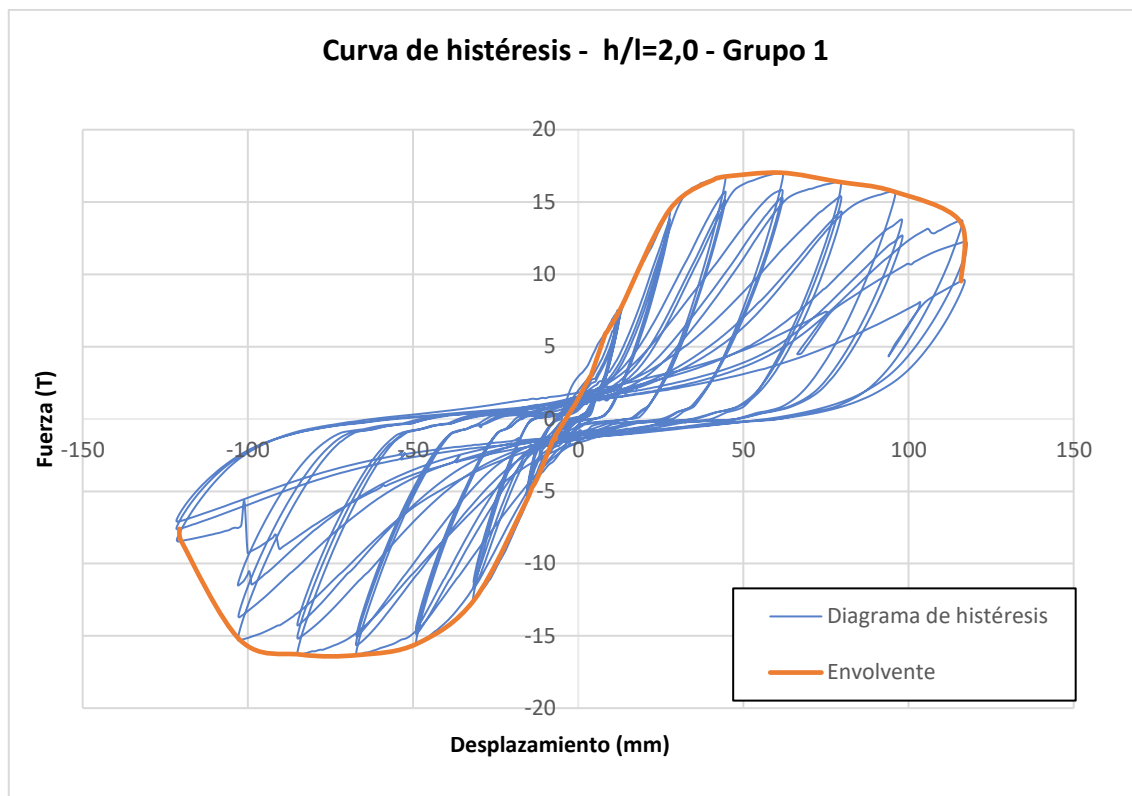
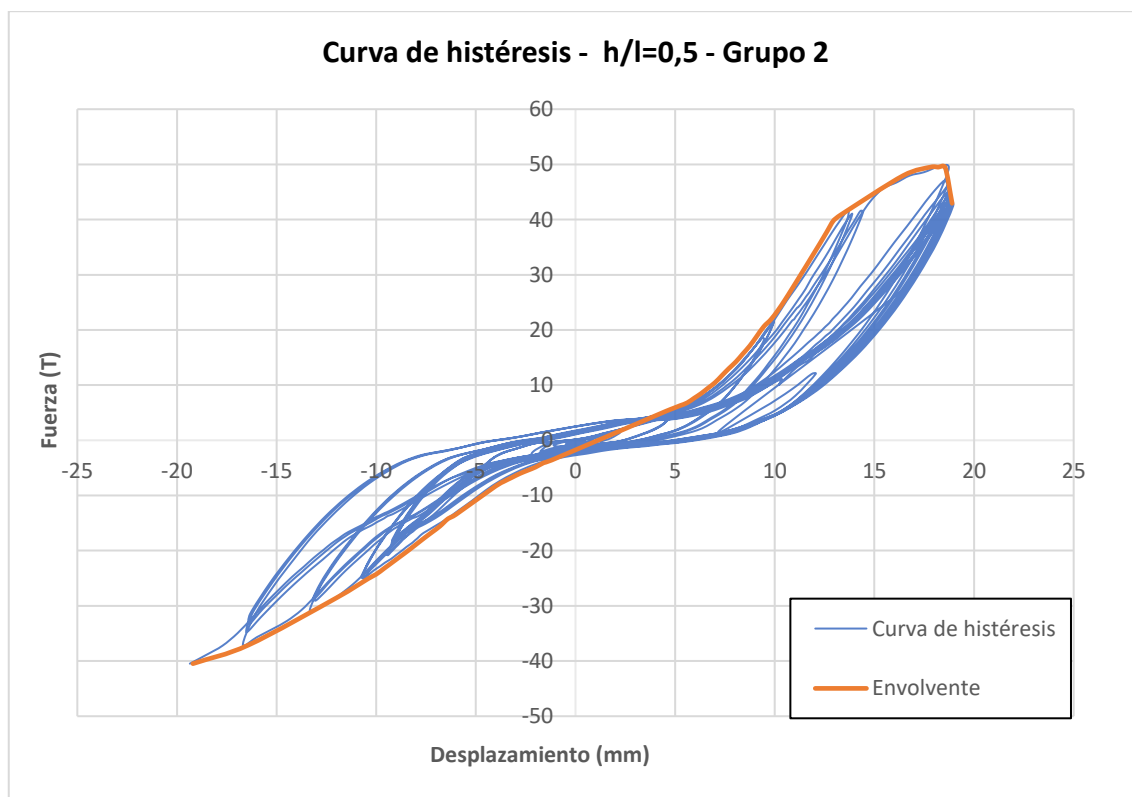
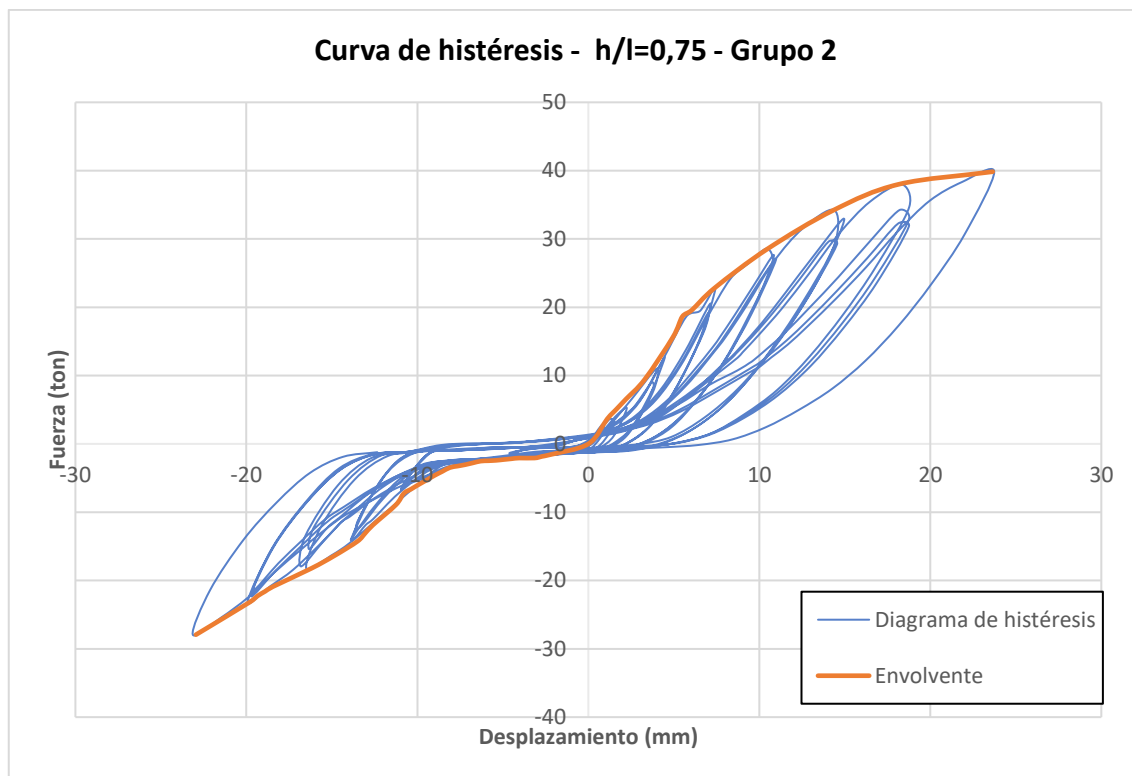
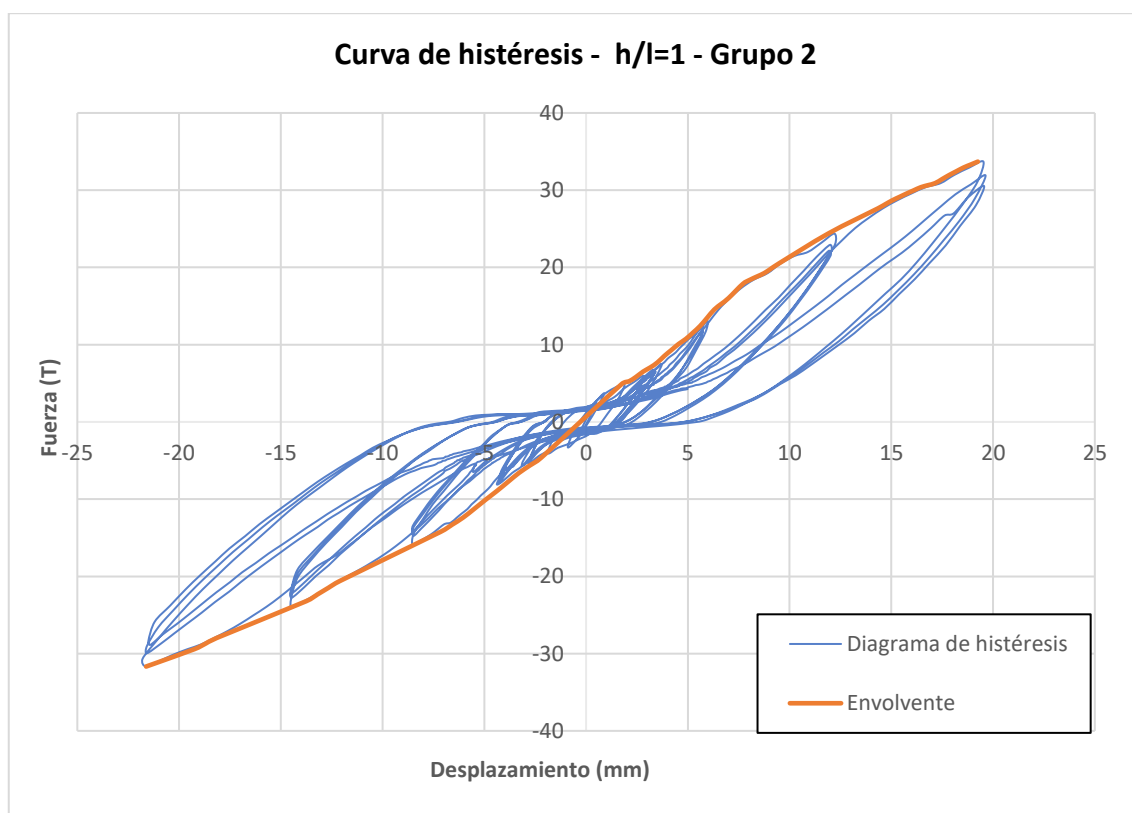


Figura B - 2. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=0.75$ del Grupo 1

Figura B - 3. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=1$ del Grupo 1Figura B - 4. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=1.5$ del Grupo 1

Figura B - 5. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=2$ del Grupo 1Figura B - 6. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=0.5$ del Grupo 2

Figura B - 7. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=0.75$ del Grupo 2Figura B - 8. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=1$ del Grupo 2

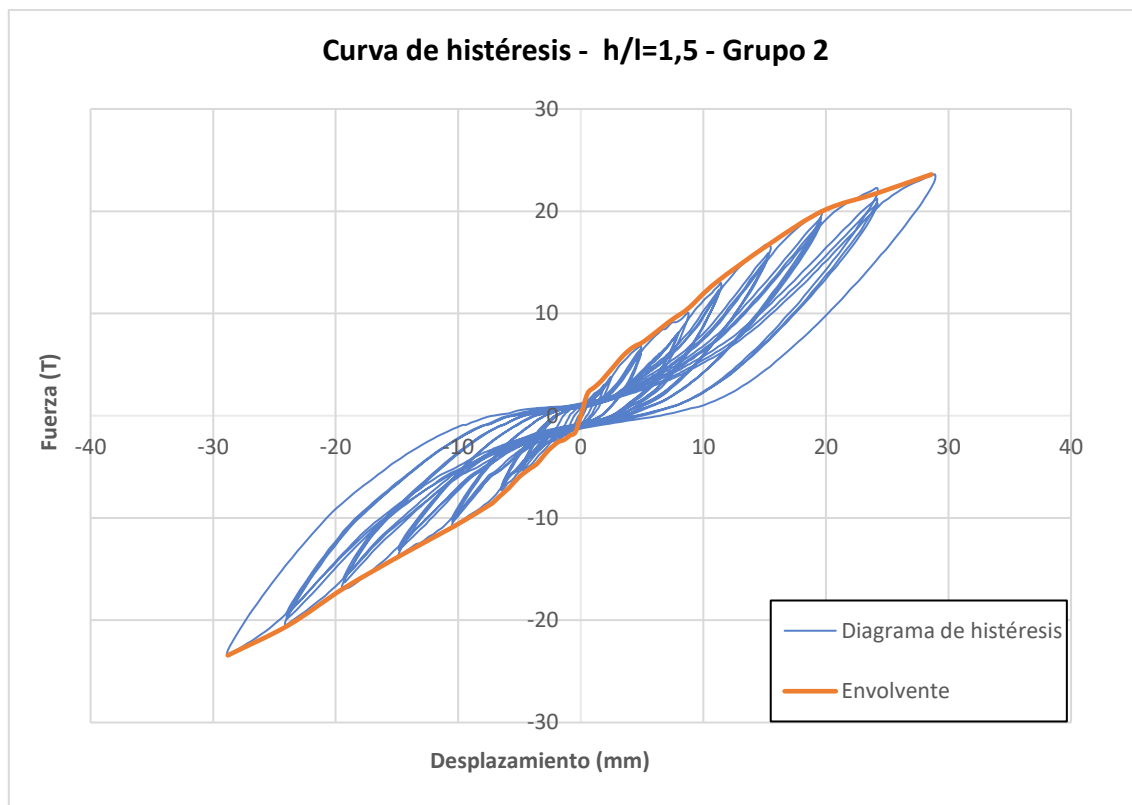


Figura B - 9. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=1.5$ del Grupo 2

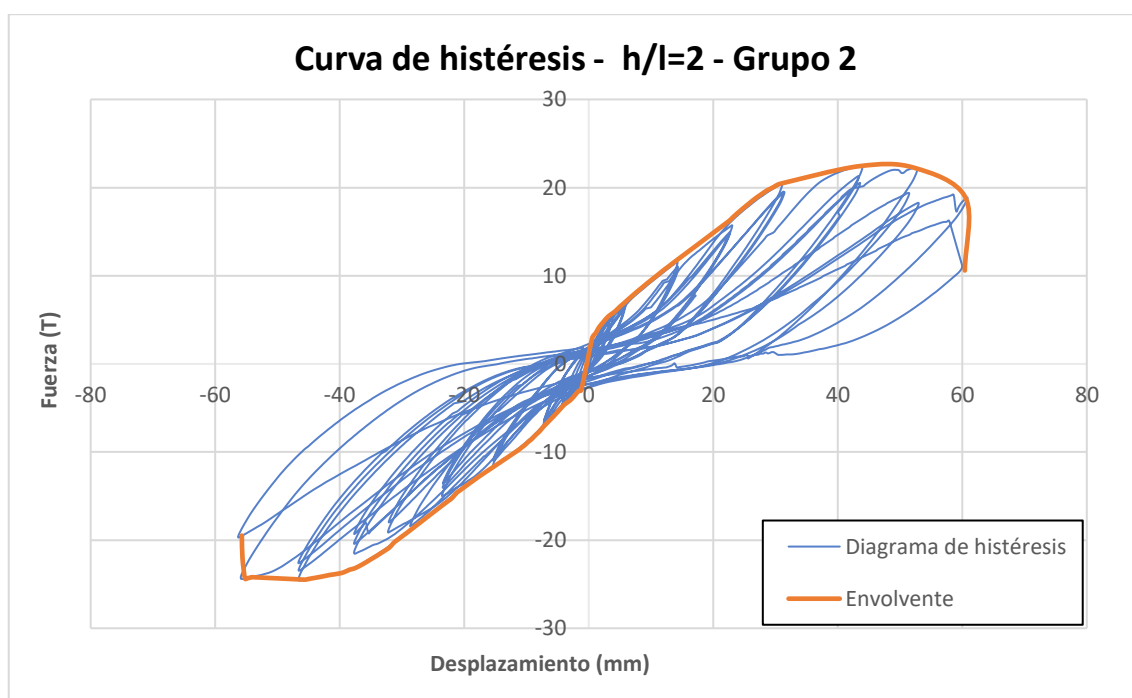
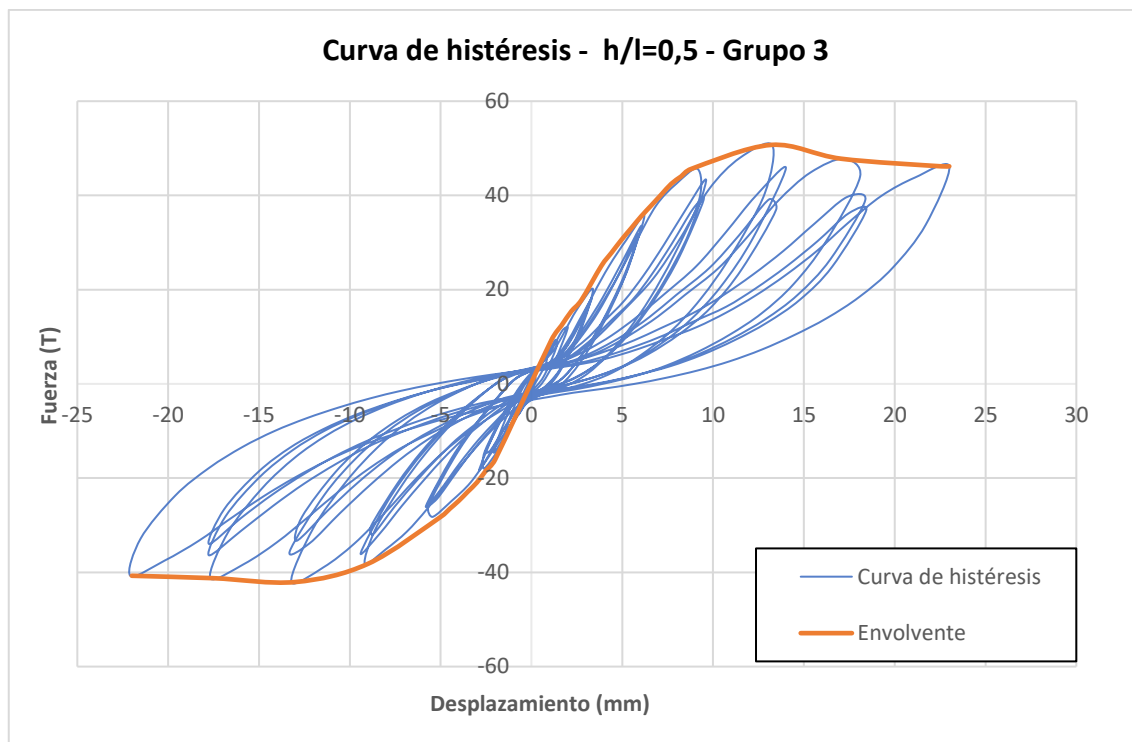
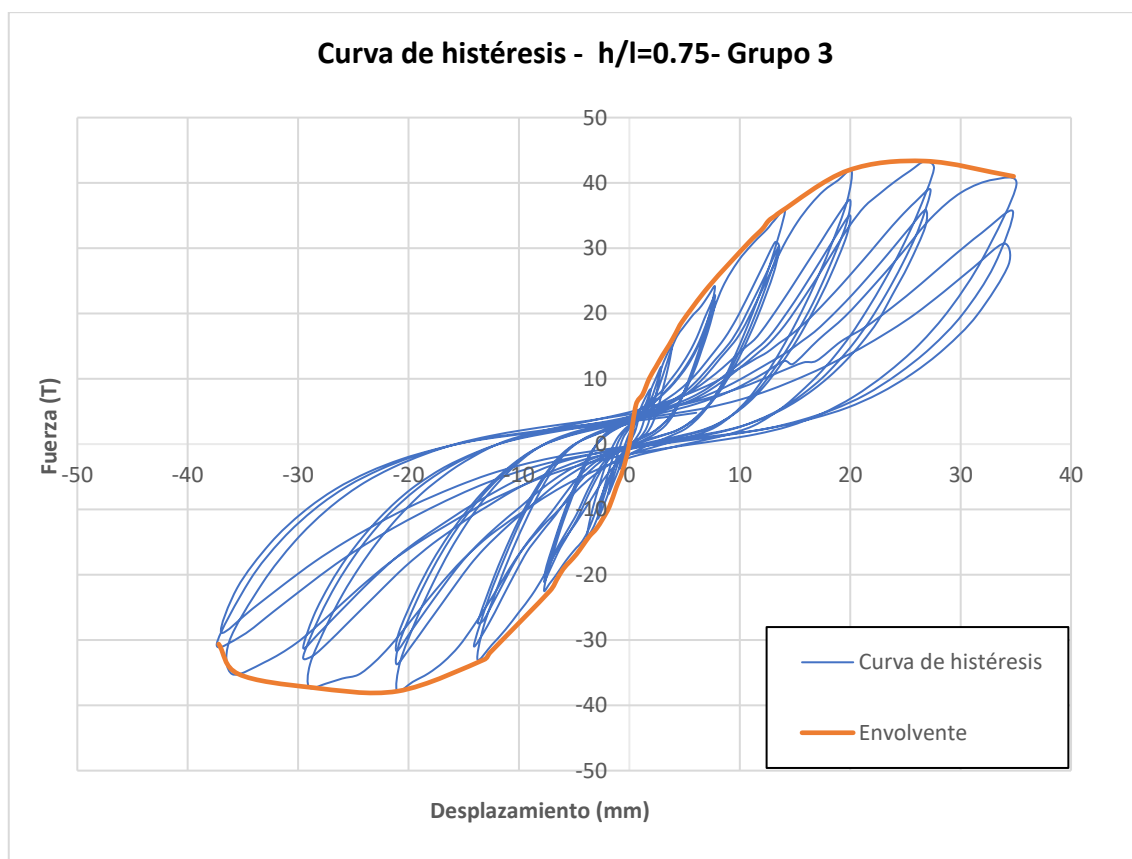
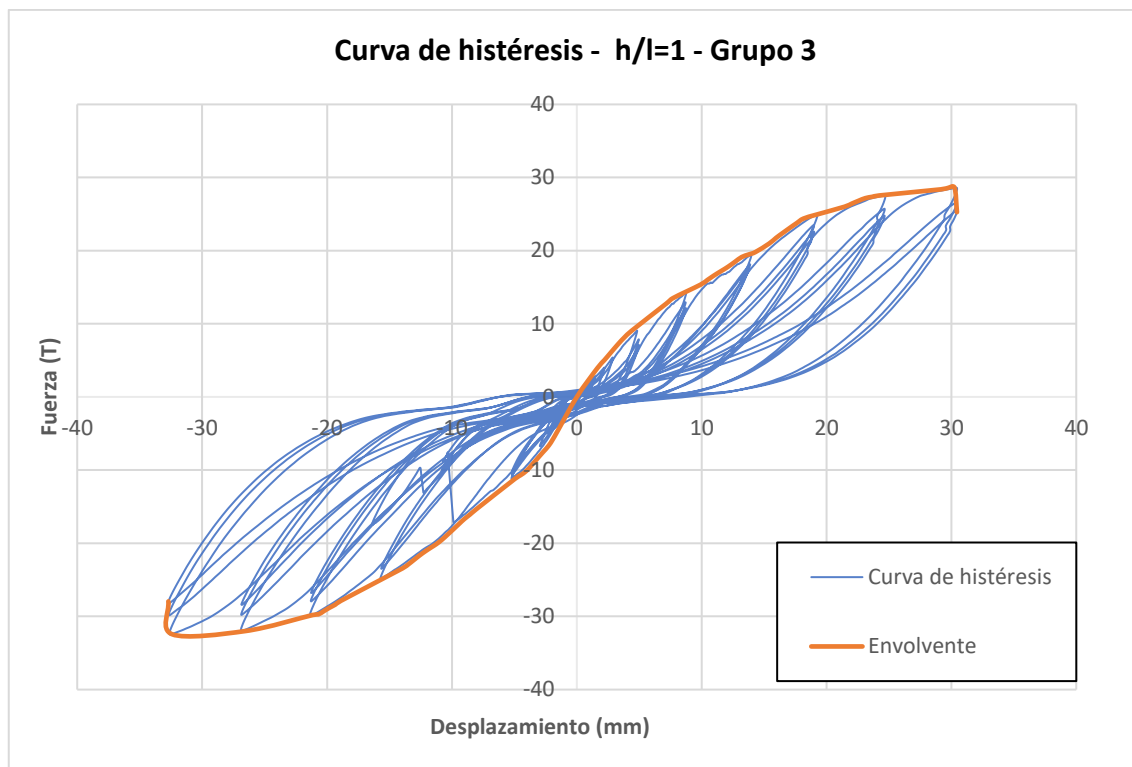
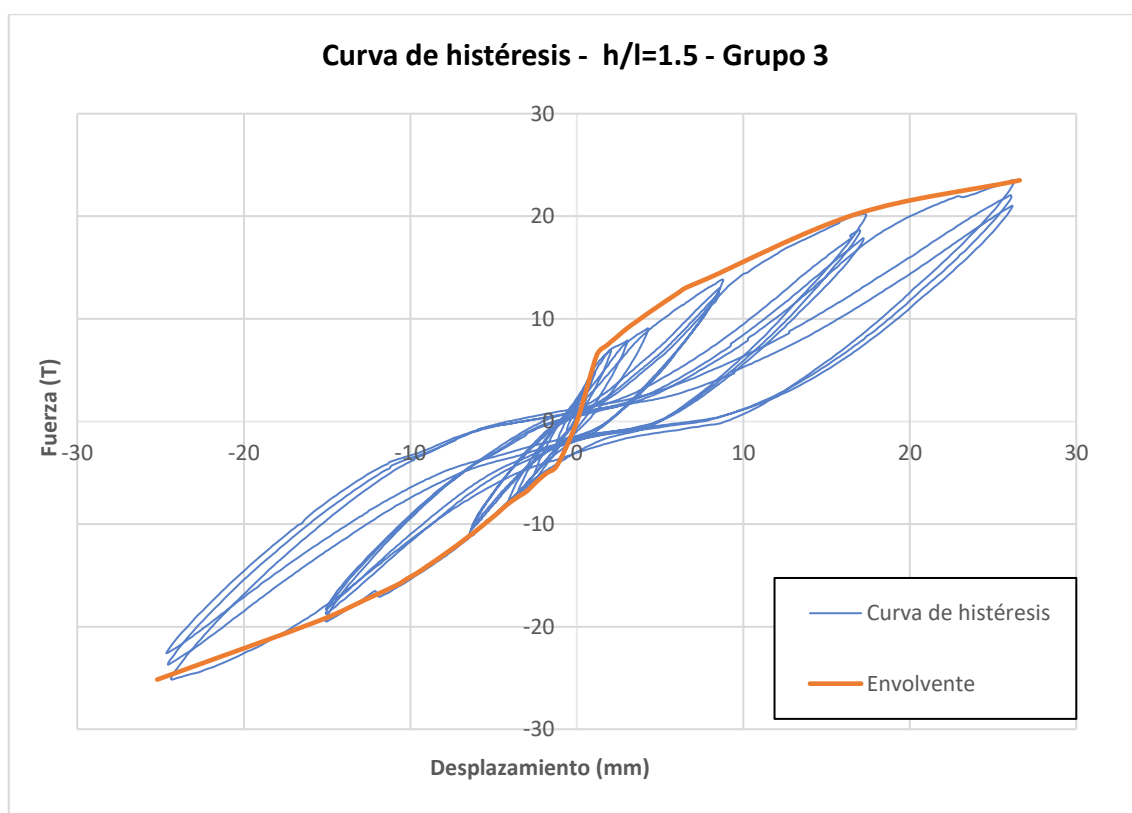


Figura B - 10. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=2$ del Grupo 2

Figura B - 11. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=0.5$ del Grupo 3Figura B - 12. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=0.75$ del Grupo 3

Figura B - 13. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=1$ del Grupo 3Figura B - 14. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=1.5$ del Grupo 3

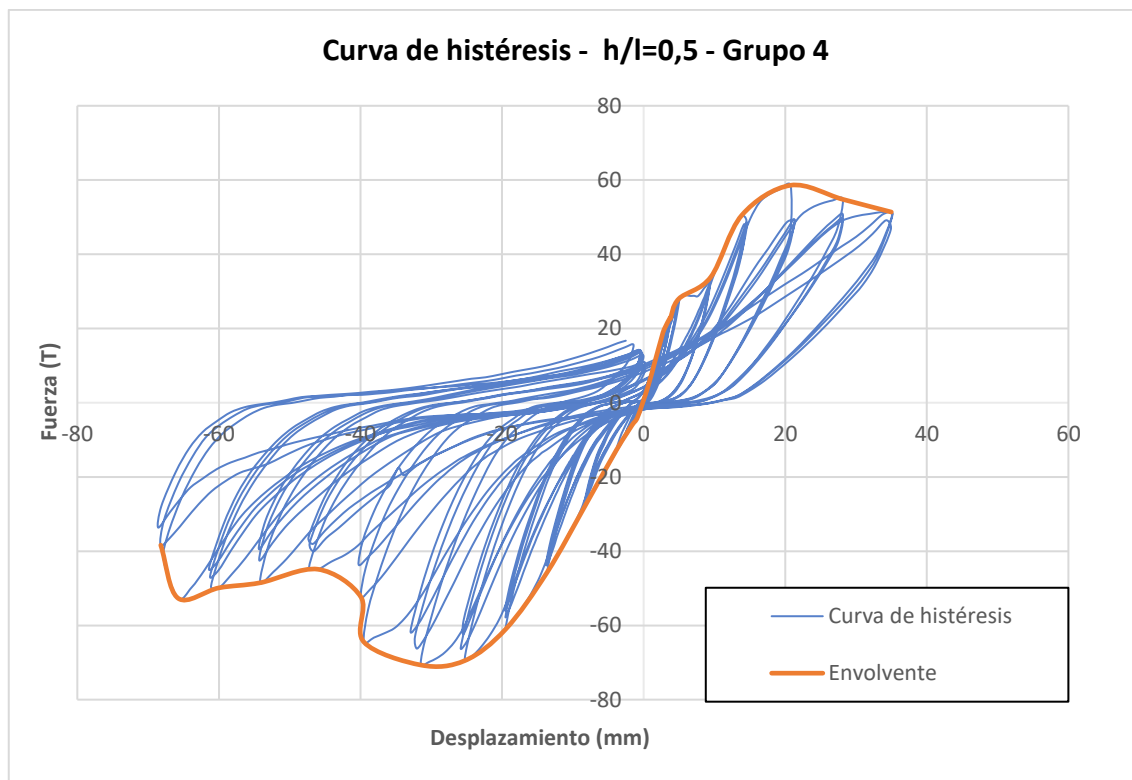


Figura B - 15. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=0.5$ del Grupo 4

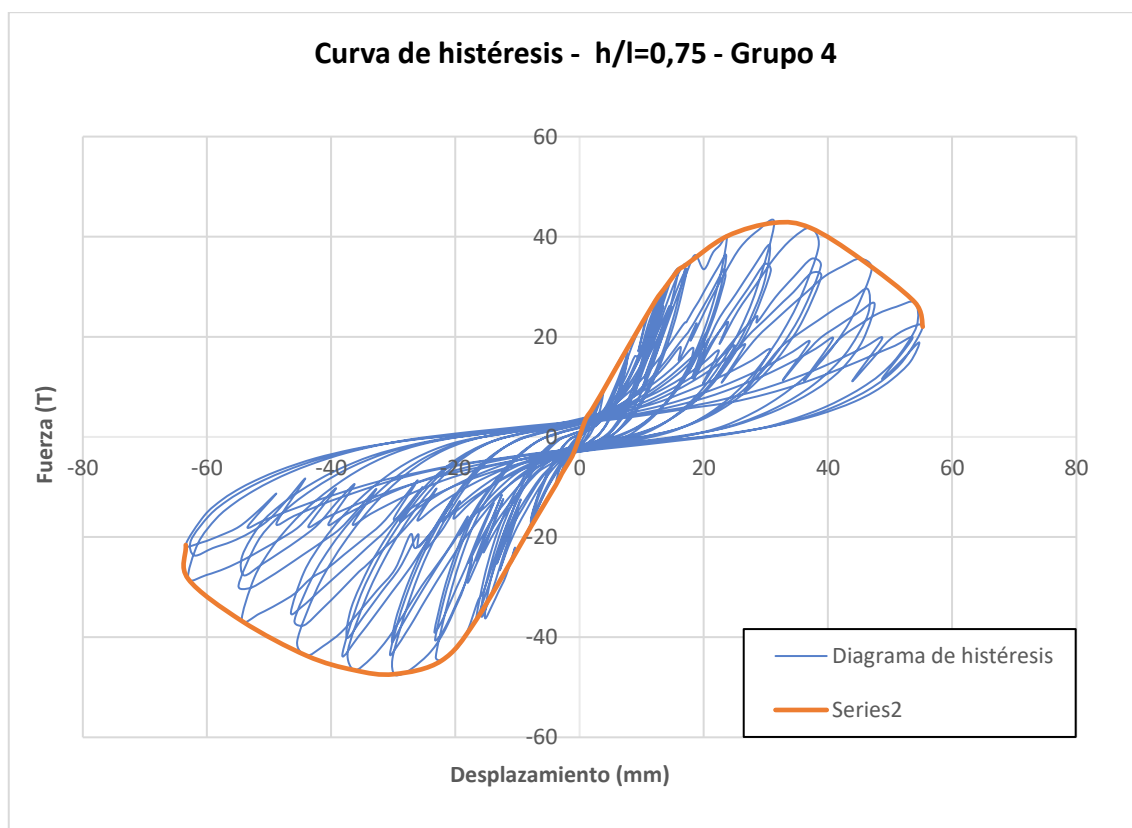


Figura B - 16. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=0.5$ del Grupo 4

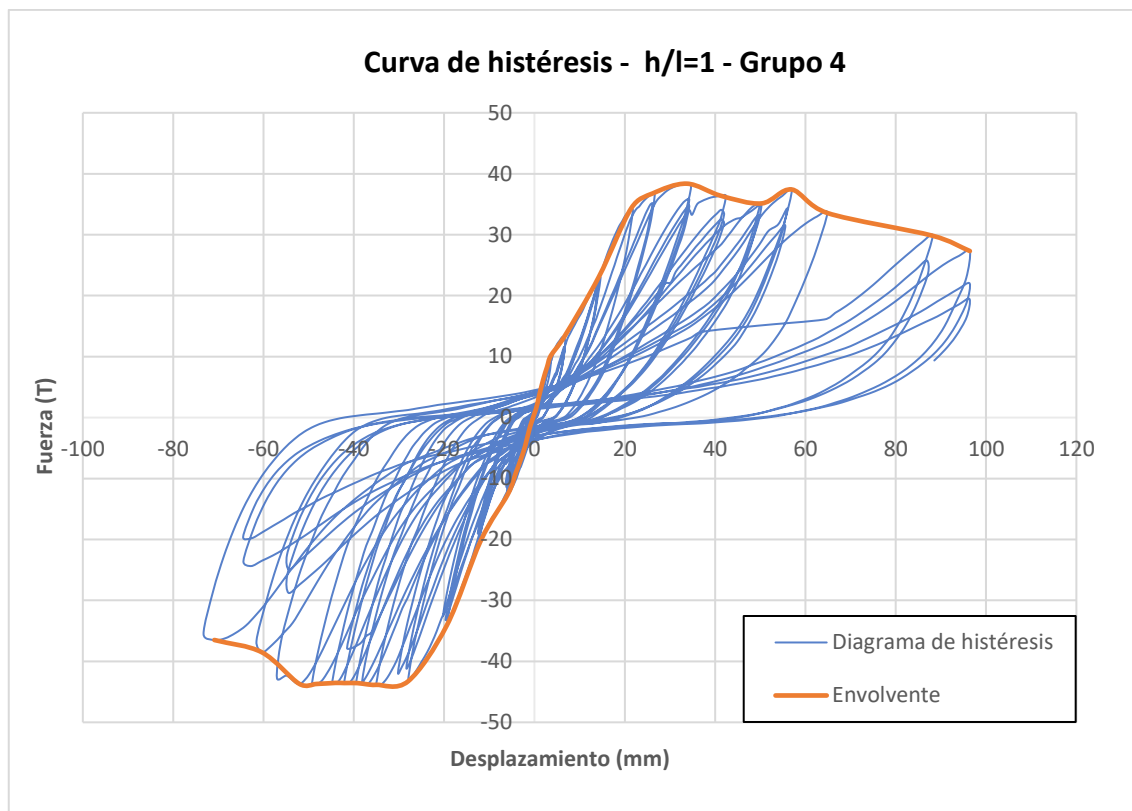


Figura B - 17. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=1$ del Grupo 4

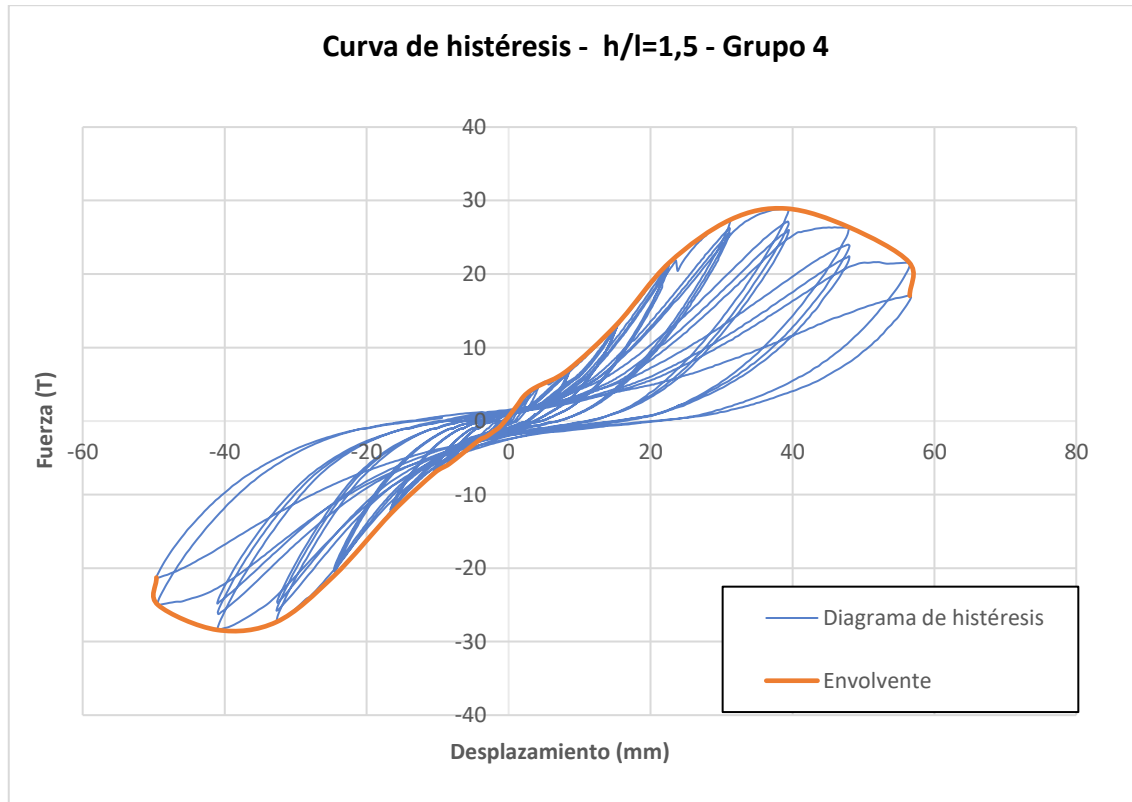
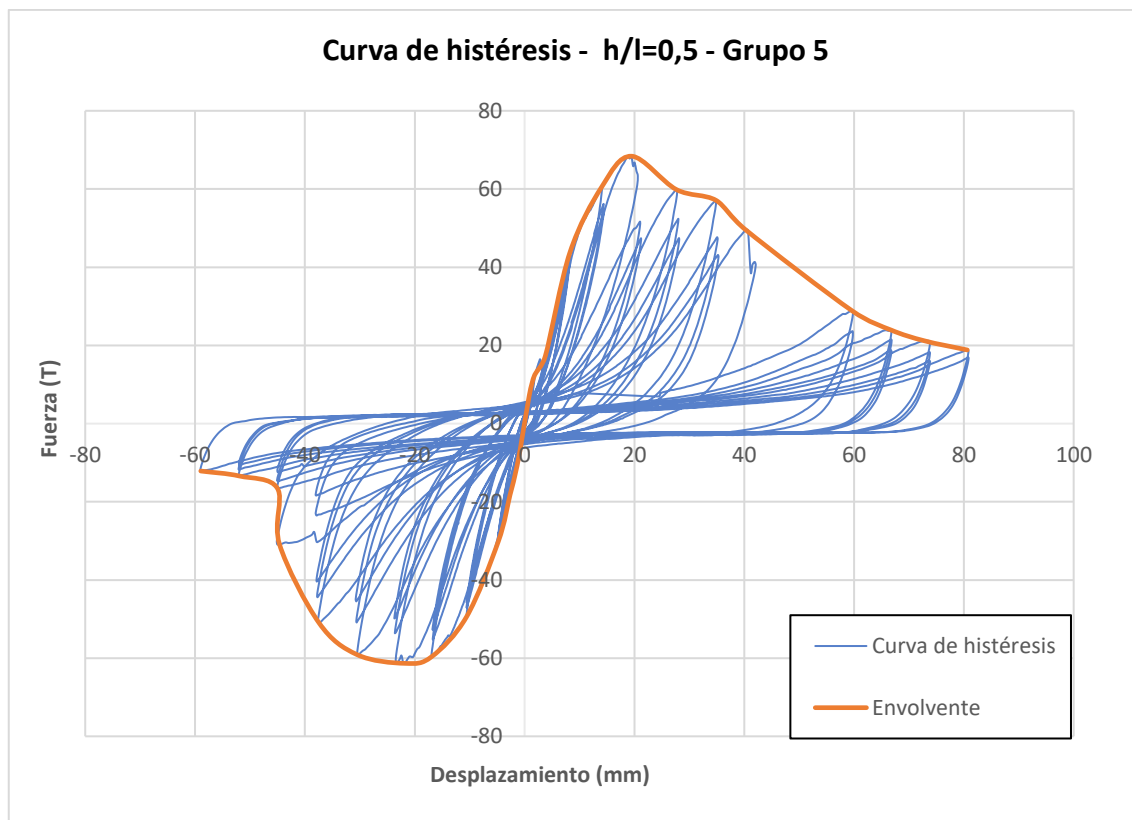
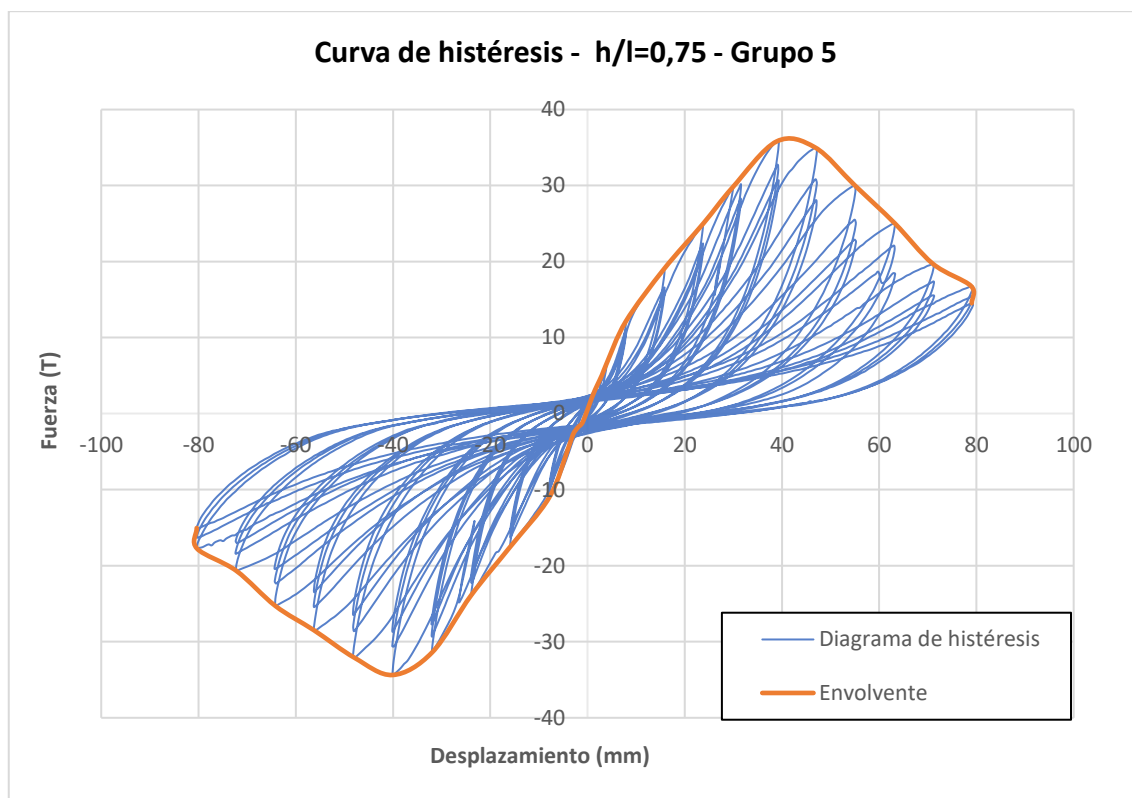
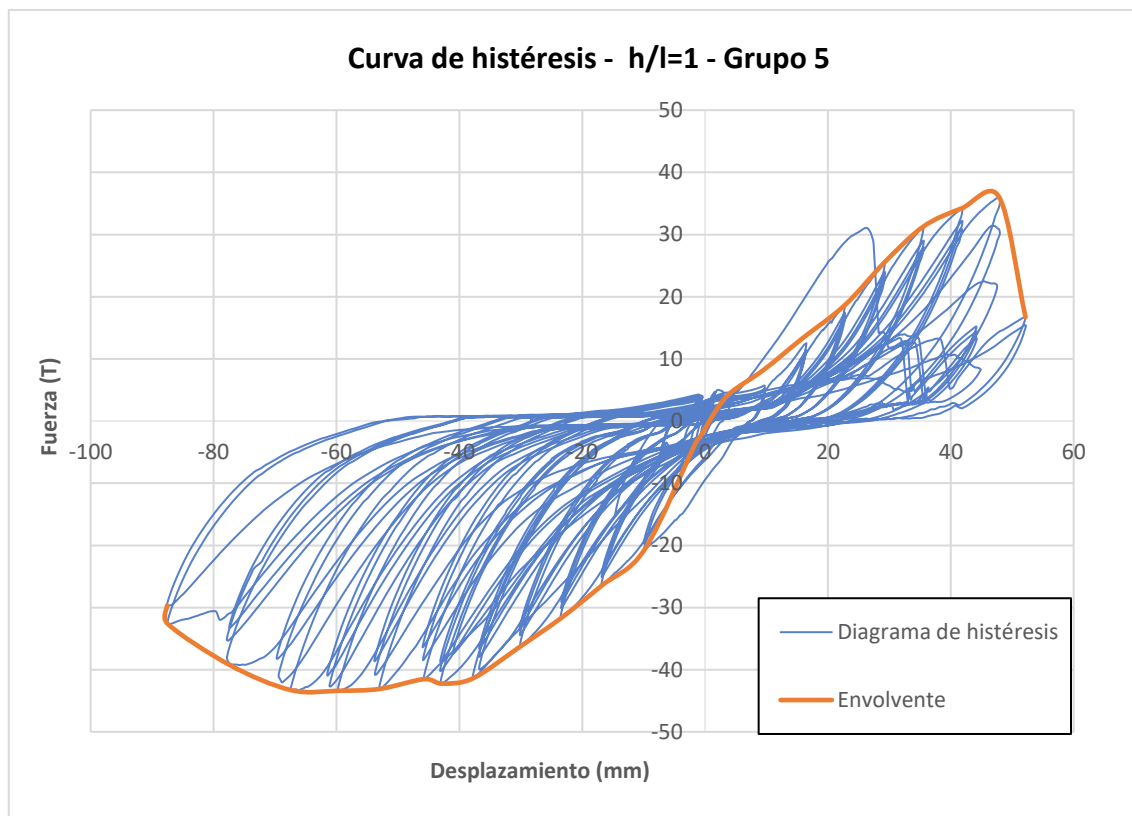
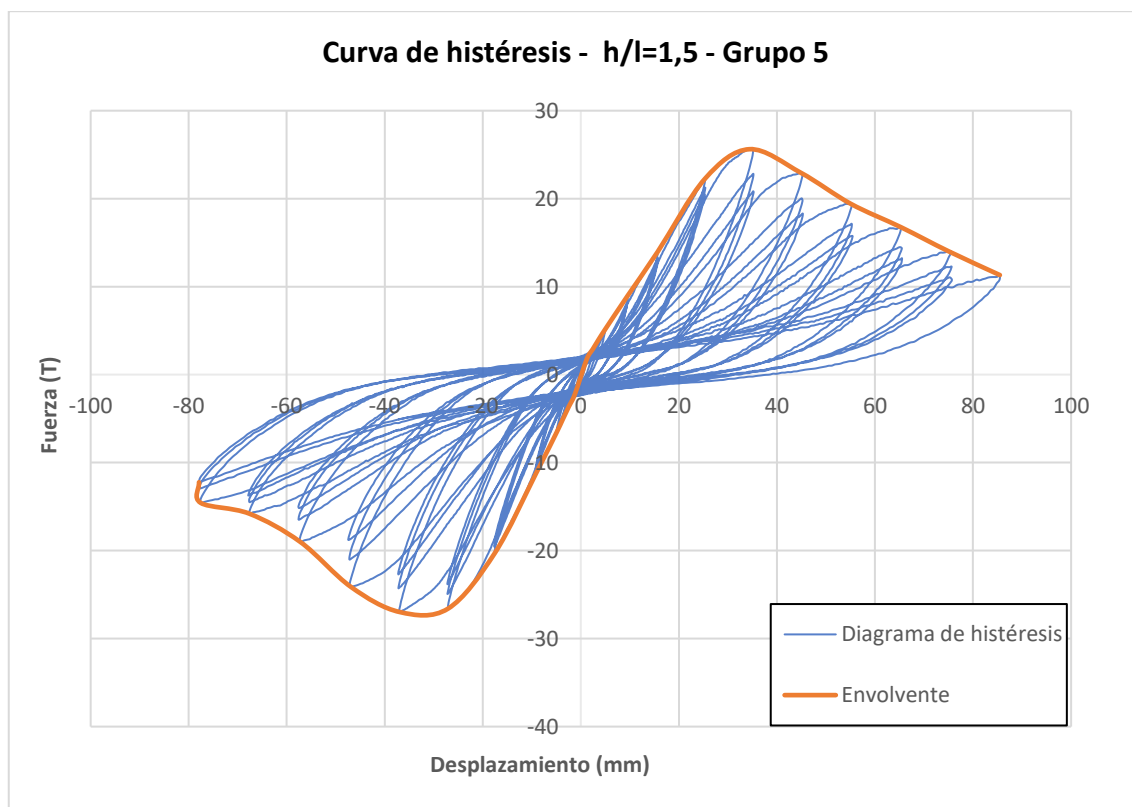


Figura B - 18. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=1.5$ del Grupo 4

Figura B - 19. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=0.5$ del Grupo 5Figura B - 20. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=0.75$ del Grupo 5

Figura B - 21. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=1$ del Grupo 5Figura B - 22. Curva de histéresis y envolvente para el muro de $h/l=1.5$ del Grupo 5

6.3 ANEXO C: Diagramas bilineales no utilizados en el análisis

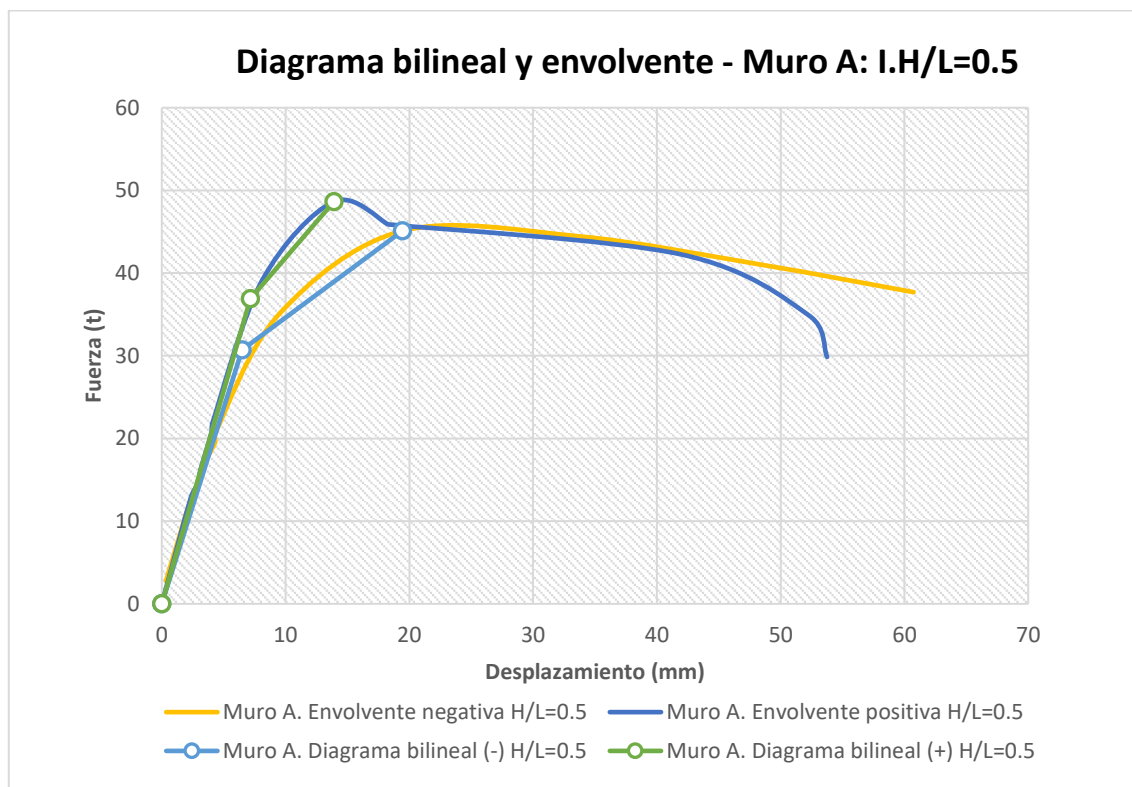


Figura C - 1. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro A – método II

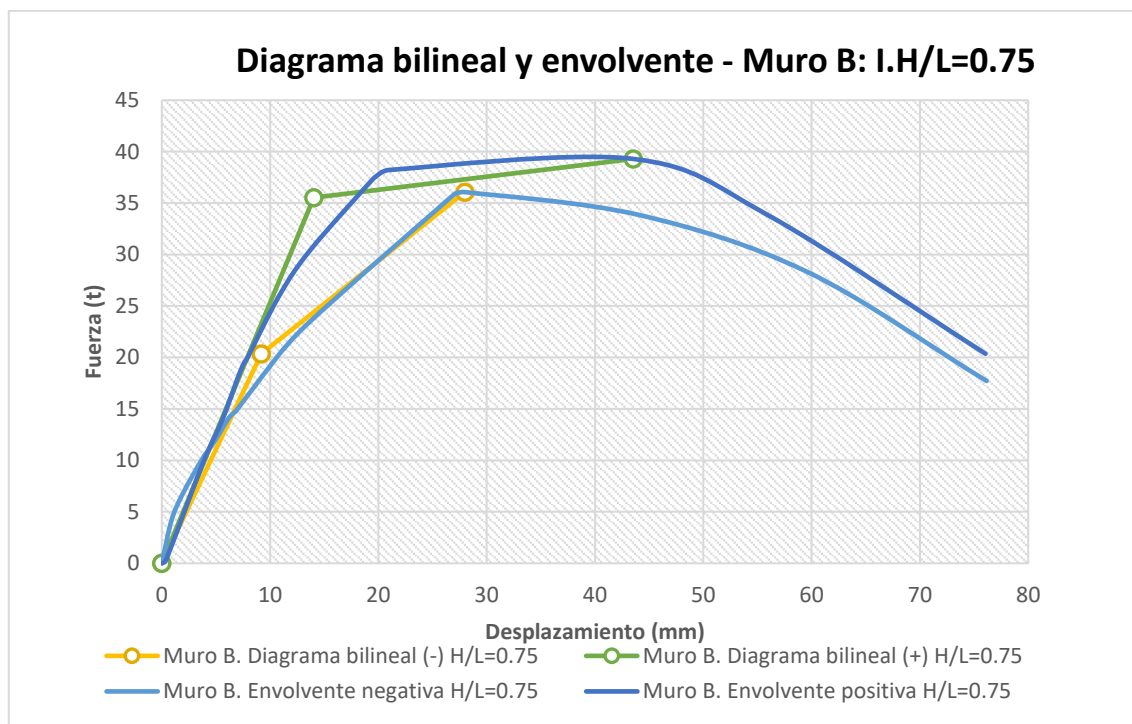


Figura C - 2. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro B – método II

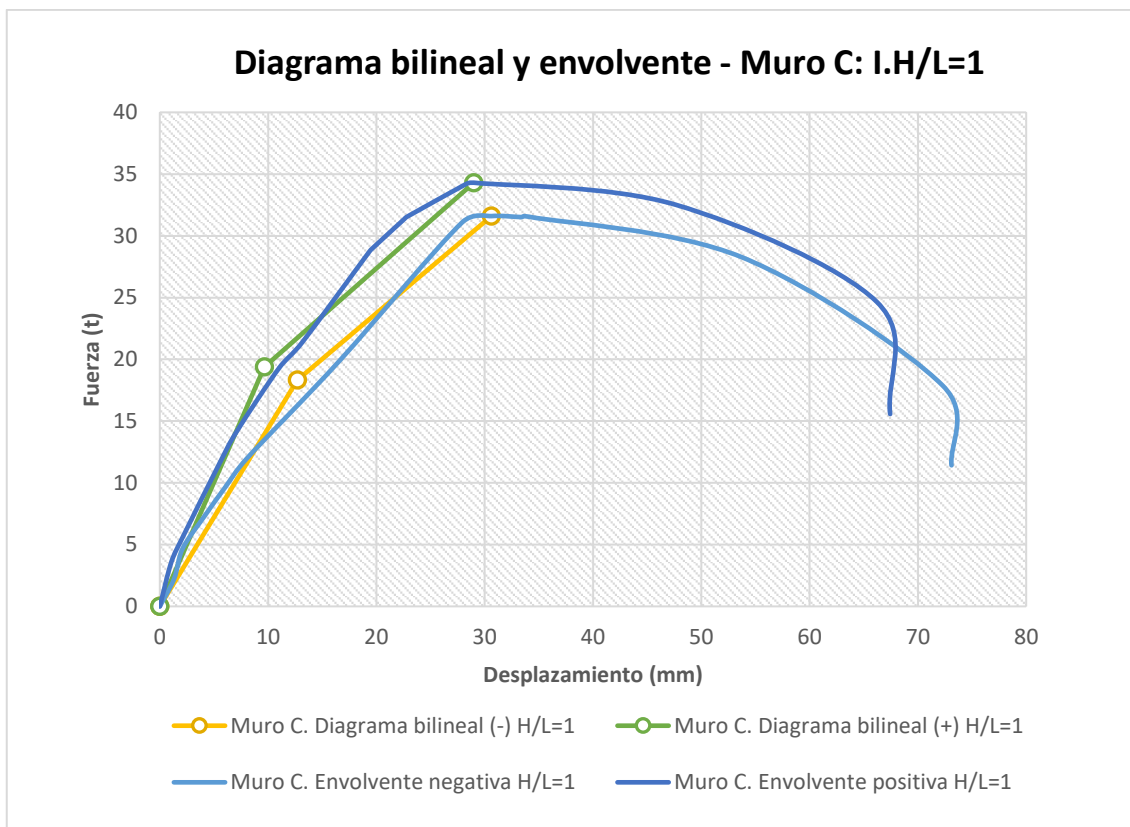


Figura C - 3. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro C – método II

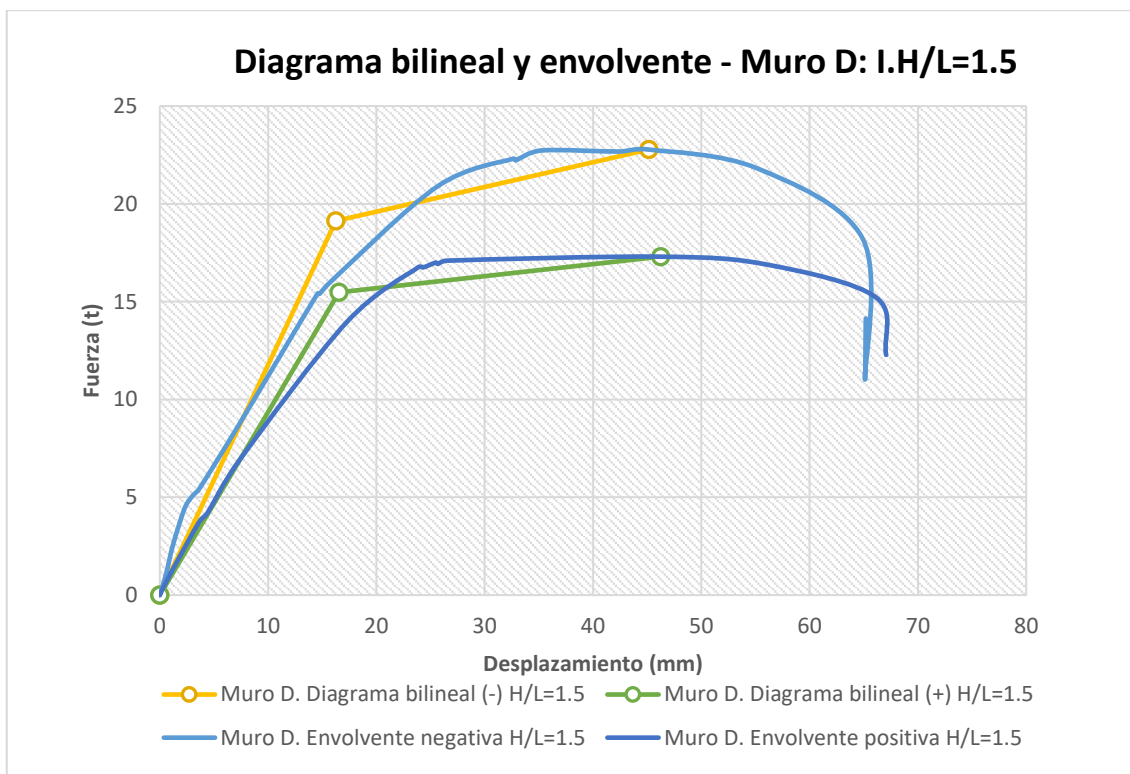


Figura C - 4. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro D – método II

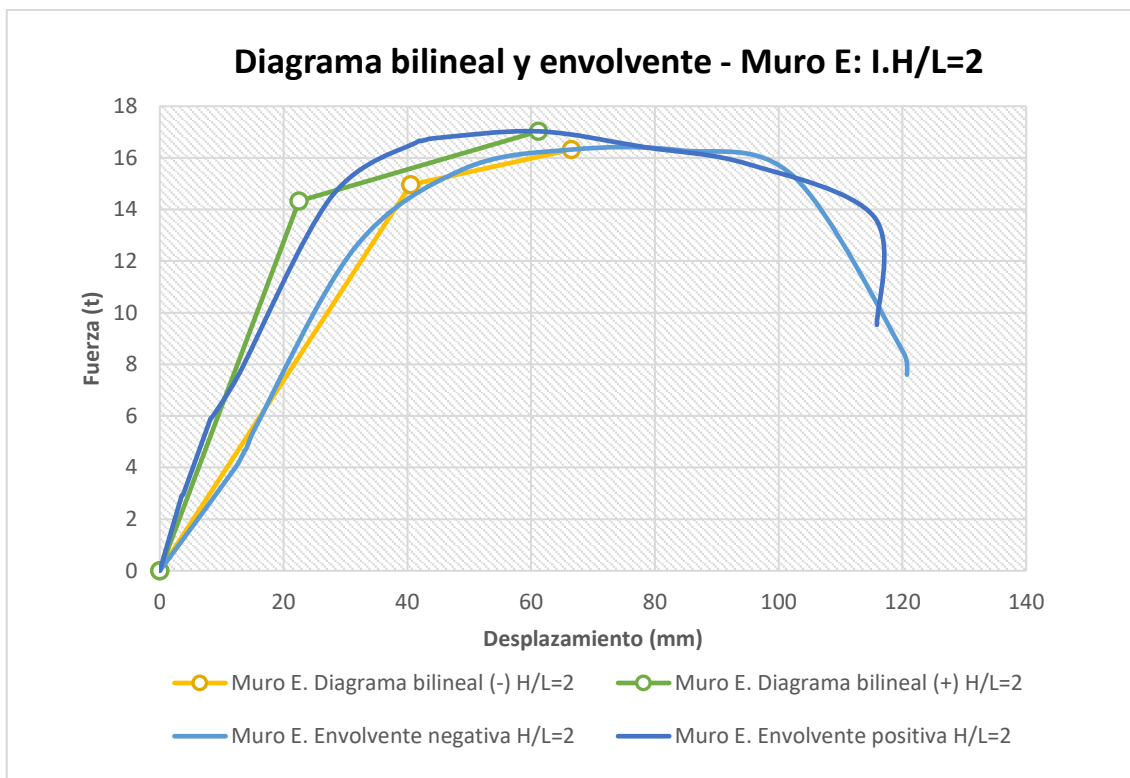


Figura C - 5. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro E – método II

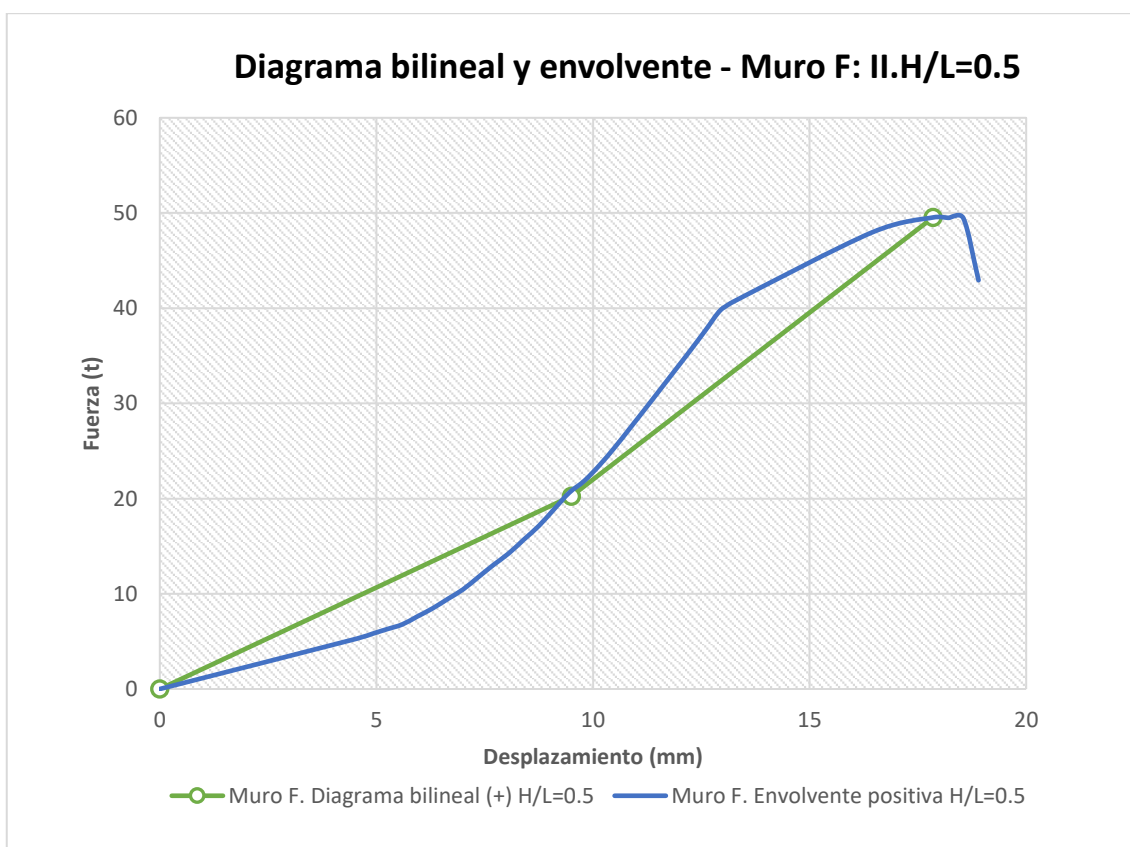


Figura C - 6. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro F – método II

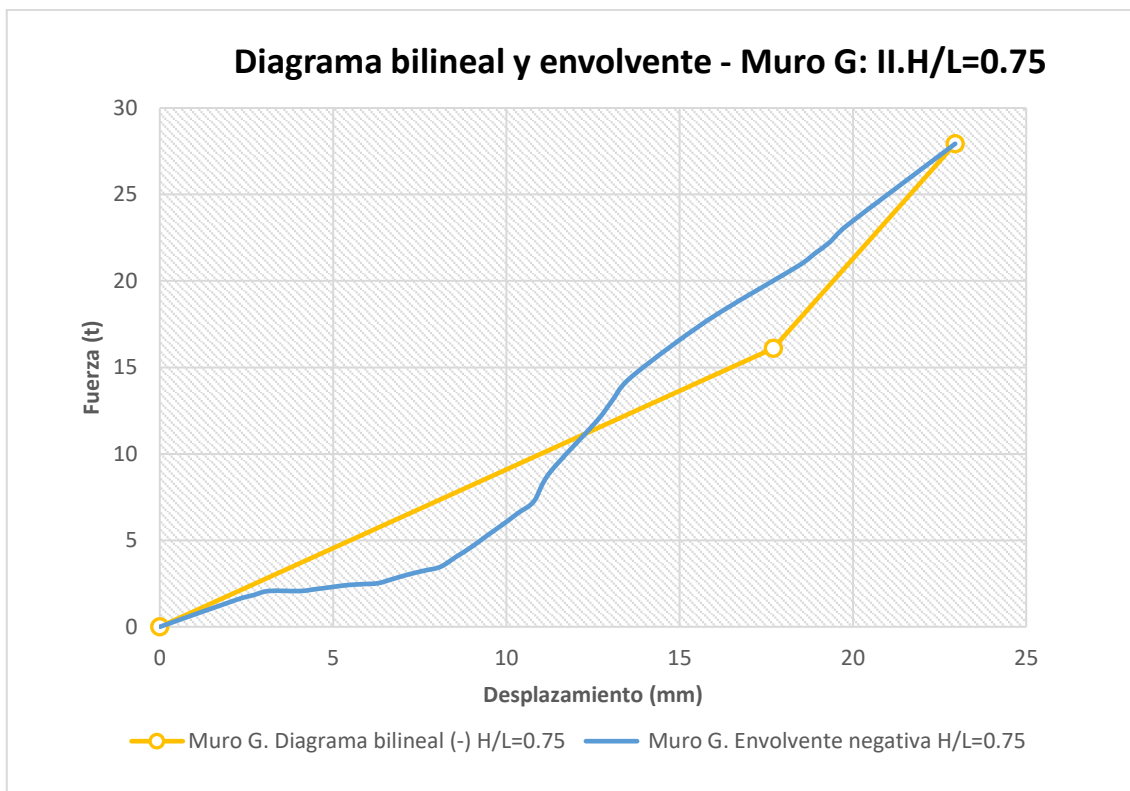


Figura C - 7. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro G – método II

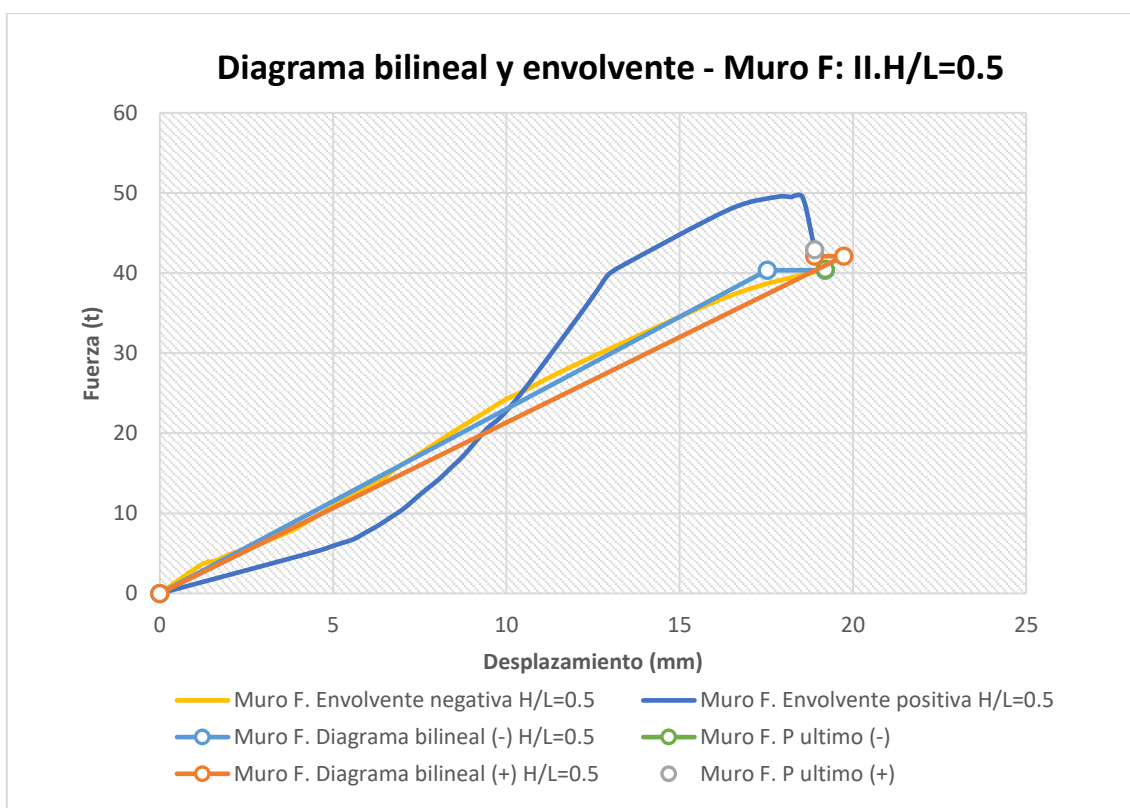


Figura C - 8. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro P – método I

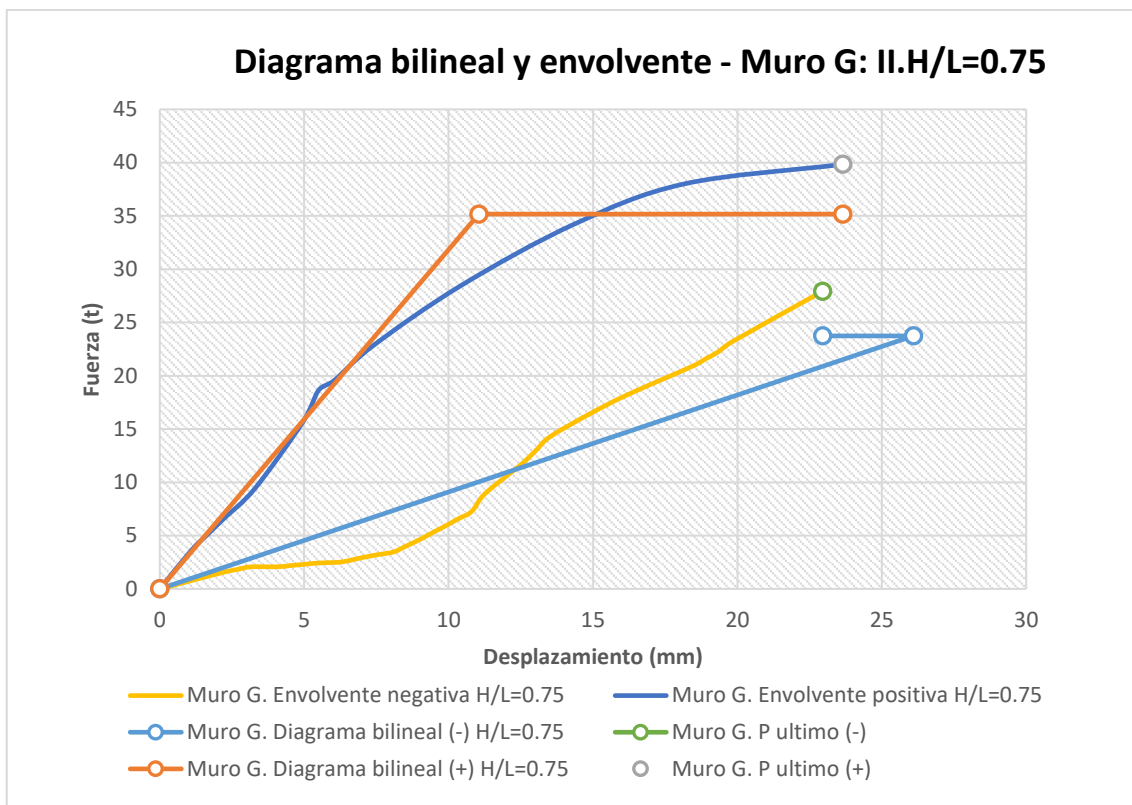


Figura C - 9. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro G – método I

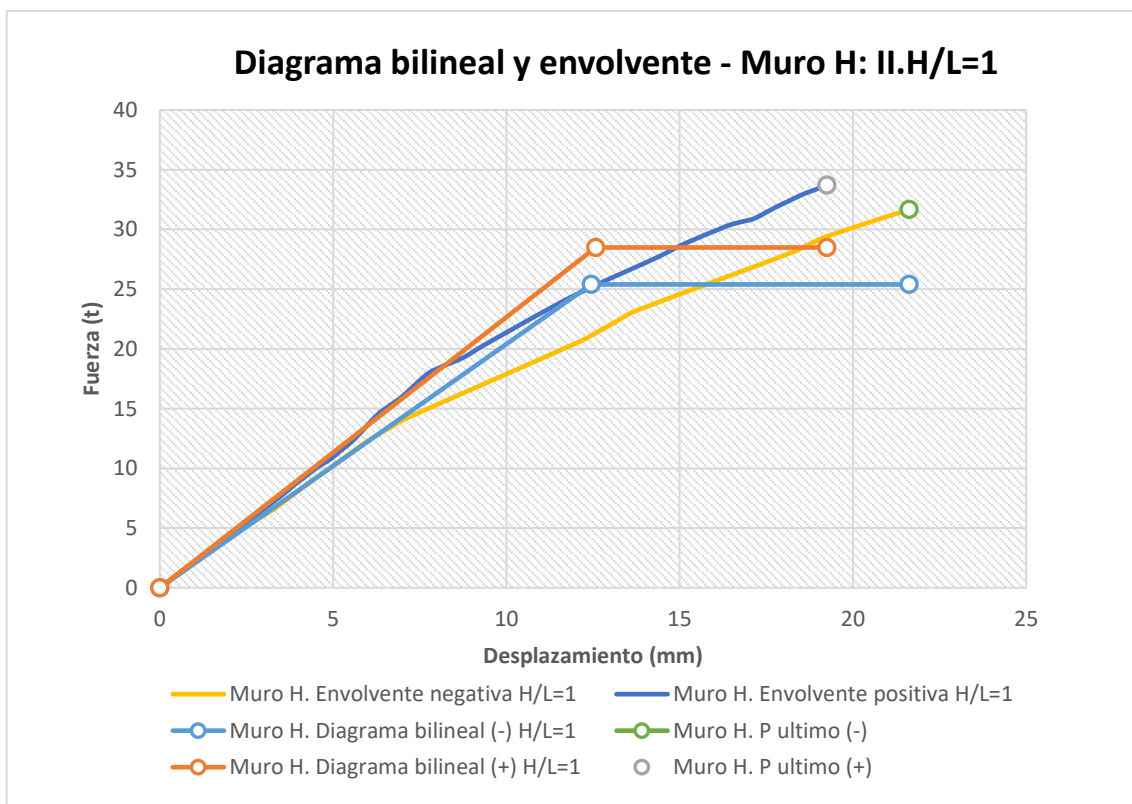


Figura C - 10. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro H – método I

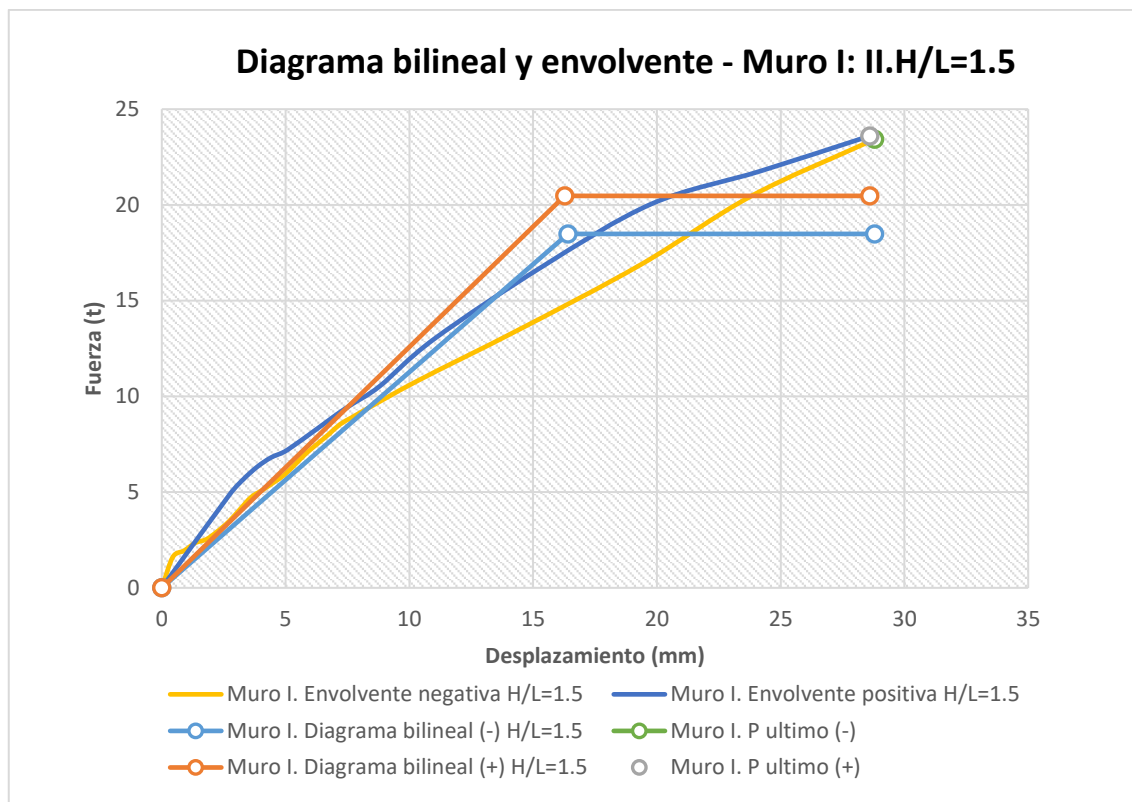


Figura C - 11. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro I – método I

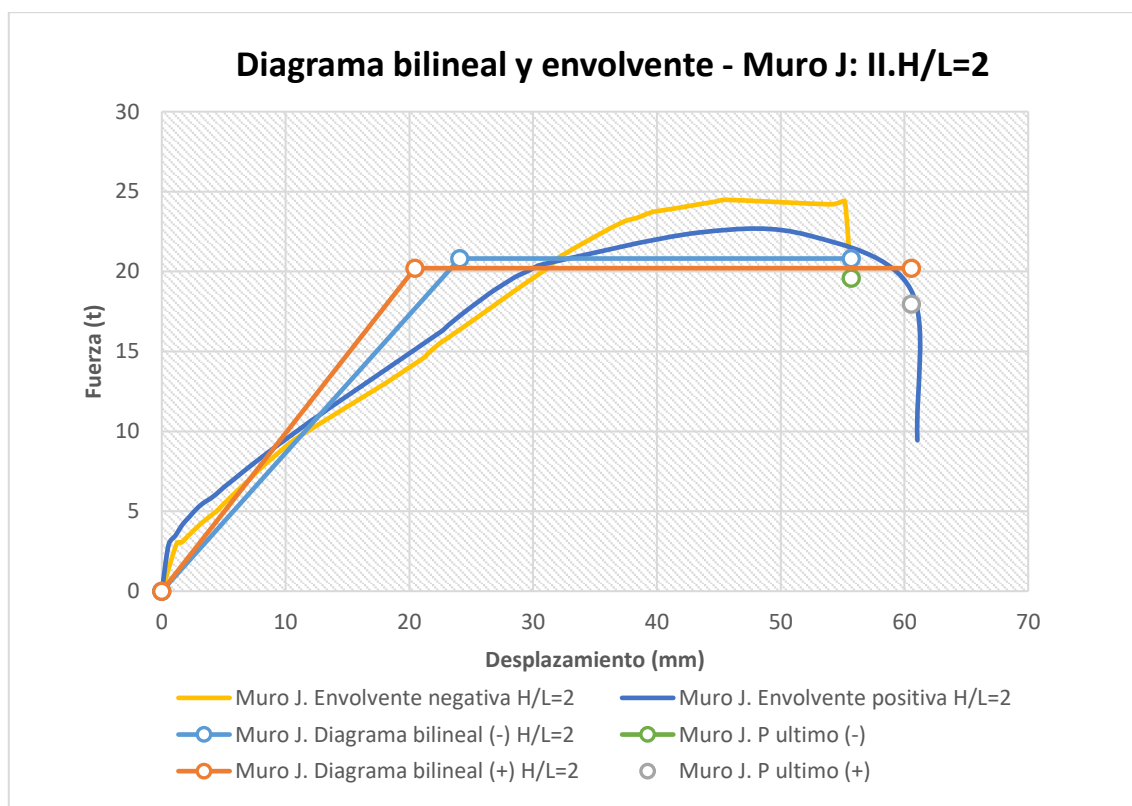


Figura C - 12. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro J – método I

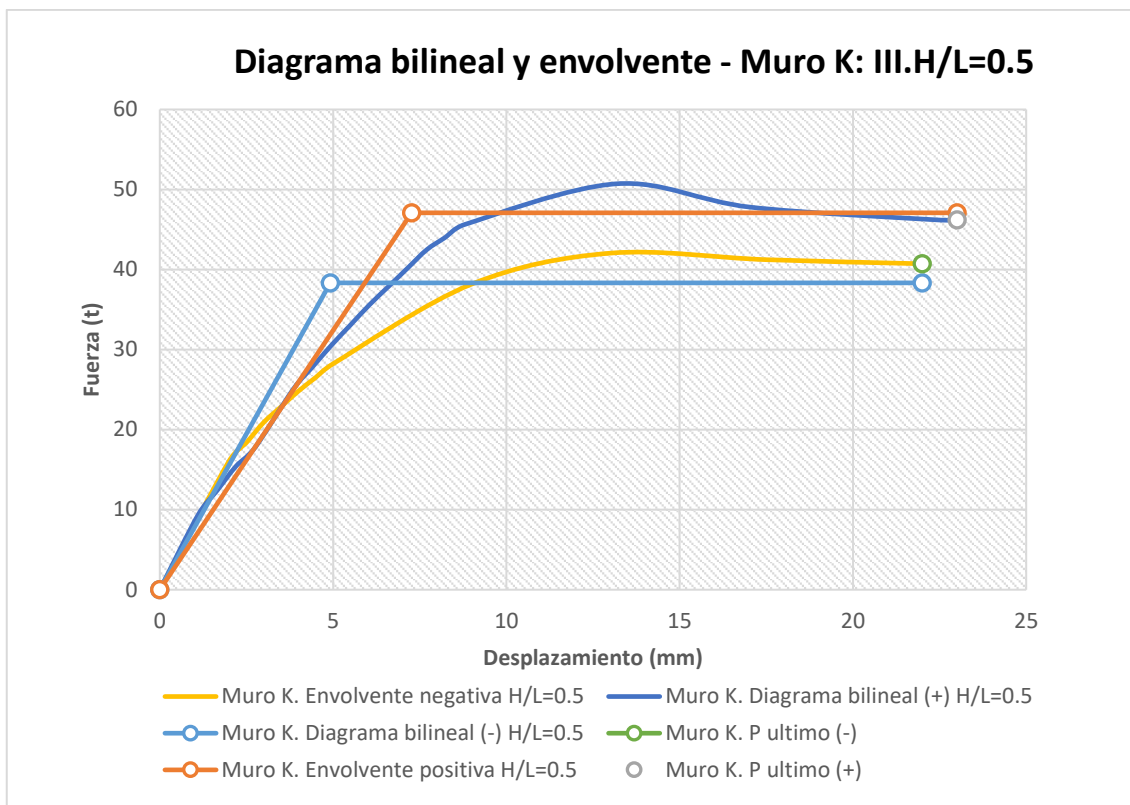


Figura C - 13. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro K – método I

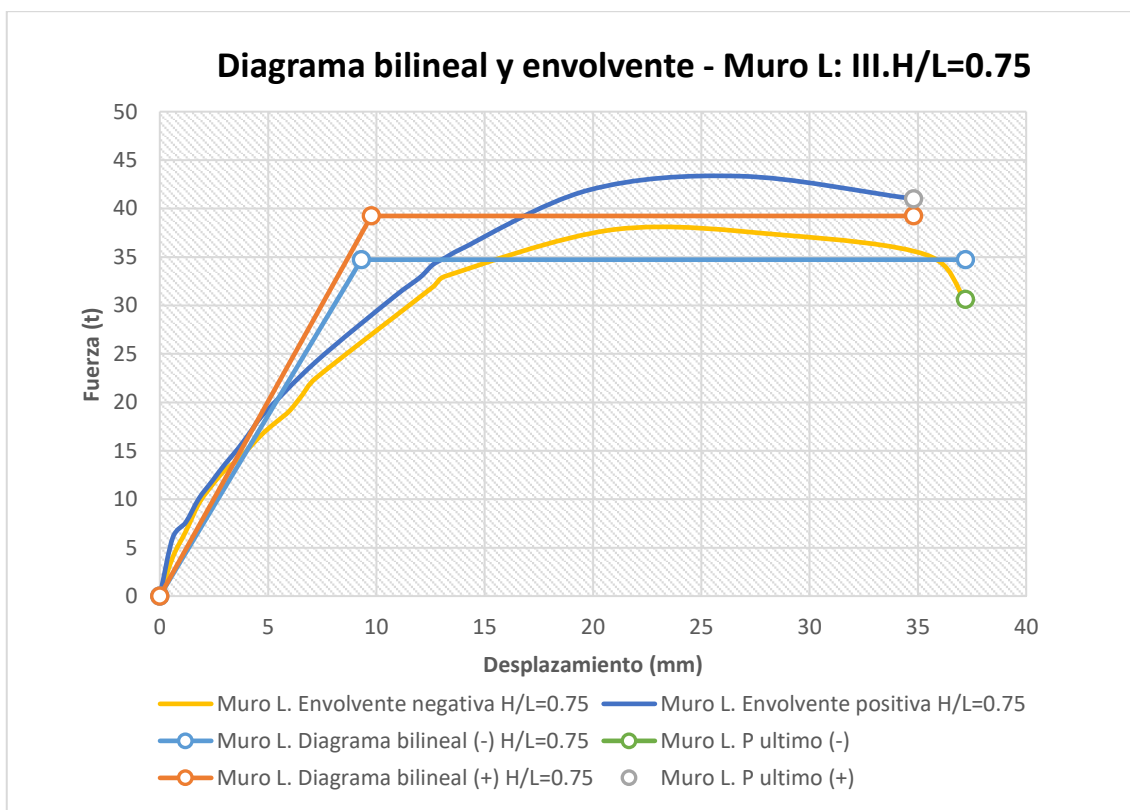


Figura C - 14. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro A – método I

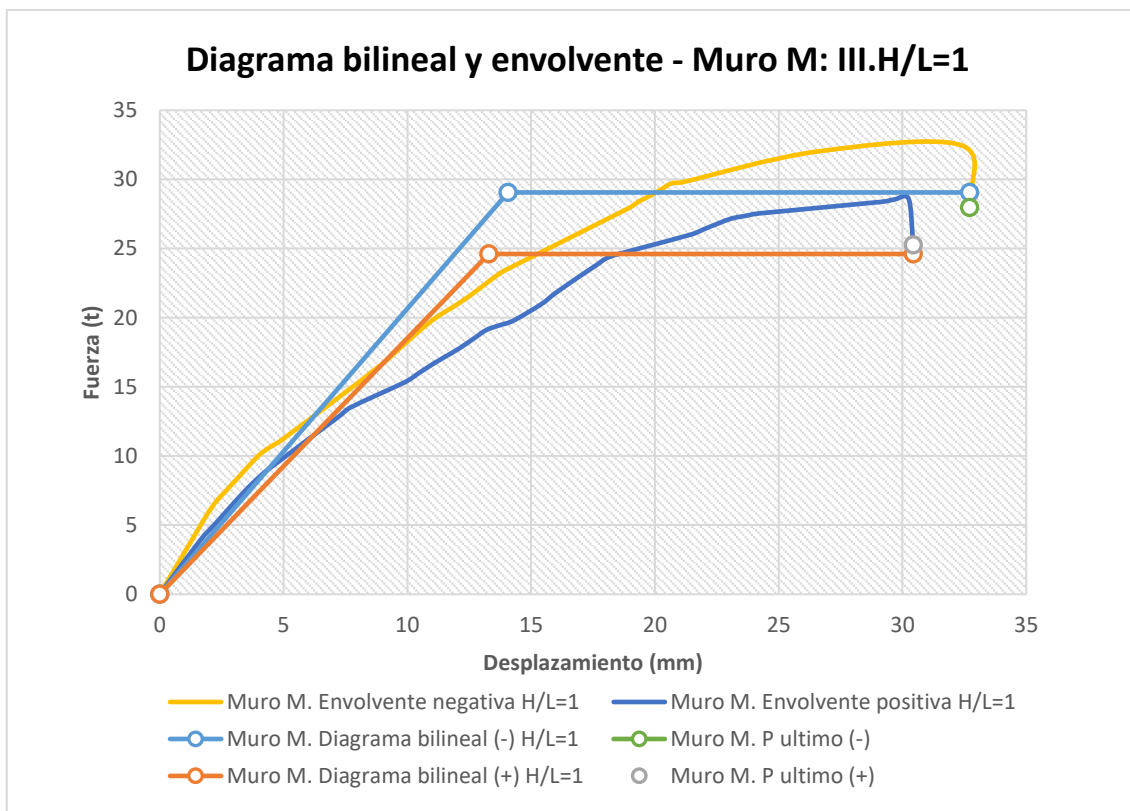


Figura C - 15. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro M – método I

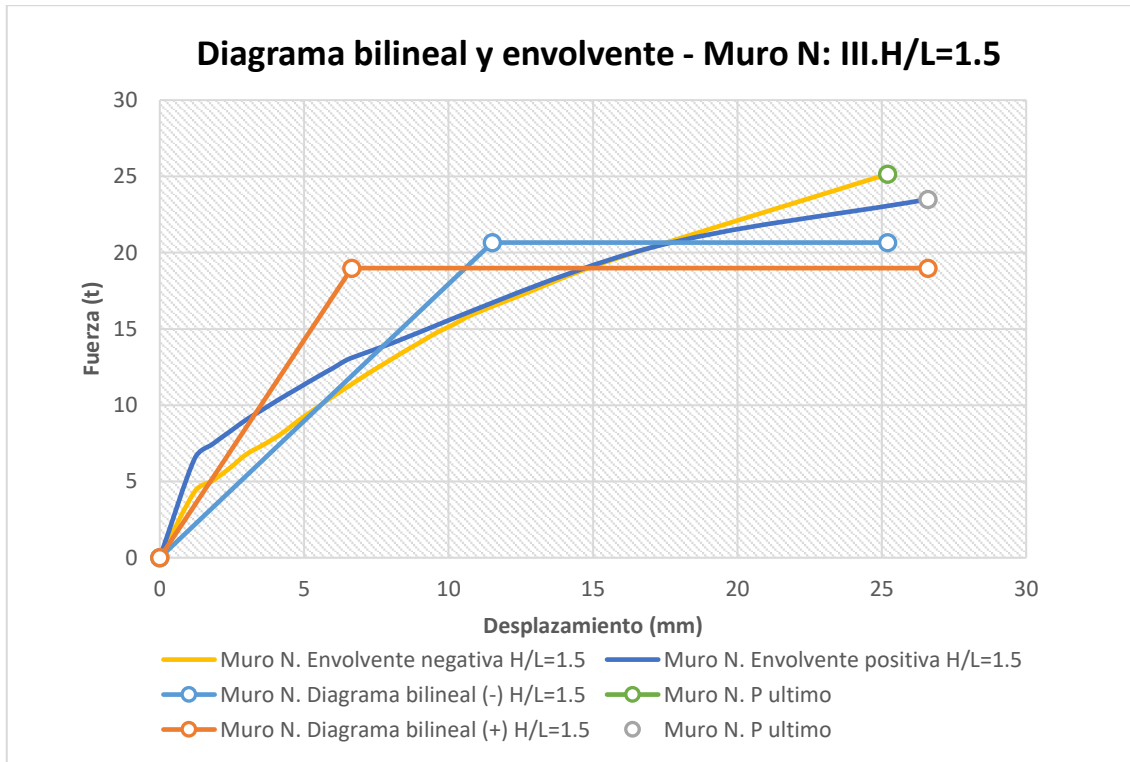


Figura C - 16. Diagramas bilineales y curvas envolventes para el muro N – método I

6.4 ANEXO D: Degradación de la rigidez, energía disipada y amortiguamiento histerético

Cuadro D - 1. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro A (l. $h/l=0.5$).

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	$\xi_{eq,i}$ (%)	$\sum_{i=1}^n E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
5.9	0.7	9.35	0.02 %	100 %	1.5	5.1 %	1.5
-7.5	-0.7						
9.7	1.5	6.97	0.05 %	75 %	15.7	15.7 %	17.2
-9.9	-1.3						
14.2	2.6	5.32	0.09 %	57 %	35.0	15.2 %	52.2
-13.9	-2.7						
17.7	3.4	4.95	0.12 %	53 %	41.6	11.5 %	93.8
-17.2	-3.6						
16.8	3.3	4.75	0.12 %	51 %	38.2	11.8 %	132.0
-15.8	-3.6						
22.0	4.2	4.97	0.15 %	53 %	38.9	7.1 %	170.9
-20.9	-4.4						
20.7	4.1	4.77	0.14 %	51 %	30.6	6.1 %	201.5
-19.6	-4.4						
39.1	8.5	4.09	0.30 %	44 %	172.7	9.3 %	374.1
-35.1	-9.7						
35.2	8.4	3.74	0.29 %	40 %	88.9	5.4 %	463.0
-32.2	-9.6						
50.2	19.1	2.39	0.67 %	26 %	700.3	12.8 %	1163.3
-45.1	-20.8						
41.2	19.1	1.96	0.67 %	21 %	383.8	8.5 %	1547.1
-39.2	-21.9						
44.1	27.1	1.44	0.95 %	15 %	864.0	13.0 %	2411.1
-44.4	-34.2						
35.1	32.4	1.11	1.14 %	12 %	735.8	10.1 %	3146.9
-38.9	-34.5						
42.3	44.7	0.90	1.57 %	10 %	1528.8	13.5 %	4675.7
-41.0	-47.5						
32.6	44.7	0.73	1.57 %	8 %	993.6	10.8 %	5669.3
-34.5	-47.1						
35.7	57.4	0.63	2.01 %	7 %	1629.4	12.5 %	7298.7
-37.7	-59.5						
29.9	56.3	0.51	1.98 %	5 %	1295.3	12.7 %	8594.1
-29.8	-60.5						

Cuadro D - 2. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro B (l. $h/l=0.75$).

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	$\xi_{eq,i}$ (%)	$\sum_{i=1}^n E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
4.3	1.0	4.46	0.03 %	100 %	2.3	0.09	2.3
-4.4	-1.0						
6.5	2.0	3.36	0.07 %	75 %	9.9	0.12	12.1
-6.8	-2.0						
9.9	3.9	2.62	0.14 %	59 %	29.9	0.12	42.0
-10.0	-3.7						
14.1	5.7	2.46	0.20 %	55 %	43.0	0.09	85.0
-11.8	-4.9						
18.3	7.1	2.42	0.25 %	54 %	54.6	0.07	139.6
-14.2	-6.3						
30.5	13.8	1.98	0.48 %	44 %	199.4	0.08	339.0
-23.2	-13.3						
28.7	13.9	1.87	0.49 %	42 %	118.6	0.05	457.6
-22.0	-13.2						
27.7	13.8	1.82	0.48 %	41 %	99.0	0.05	556.6
-21.5	-13.2						
38.4	21.3	1.51	0.75 %	34 %	600.8	0.14	1157.4
-36.2	-28.3						
33.4	28.9	1.15	1.01 %	26 %	442.9	0.07	1600.3
-32.6	-28.4						
31.2	29.0	1.08	1.02 %	24 %	350.4	0.06	1950.7
-30.9	-28.5						
39.3	43.8	0.83	1.54 %	19 %	1189.4	0.12	3140.1
-34.0	-44.3						
35.1	44.4	0.72	1.56 %	16 %	886.0	0.10	4026.0
-28.9	-44.5						
30.9	44.6	0.64	1.57 %	14 %	705.0	0.09	4731.0
-26.4	-44.7						
33.9	54.5	0.54	1.91 %	12 %	1227.6	0.12	5958.6
-28.4	-59.9						
21.2	60.6	0.36	2.13 %	8 %	873.0	0.10	6831.6
-22.7	-60.6						
18.1	61.0	0.29	2.14 %	7 %	631.7	0.09	7463.3
-17.8	-60.9						
20.4	76.7	0.25	2.69 %	6 %	1418.3	0.15	8881.6
-17.9	-76.8						

Cuadro D - 3. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro C (l. $h/l=1$).

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	$\xi_{eq,i}$ (%)	$\sum_{i=1}^n E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
3.8	1.2	2.98	0.04 %	100 %	1.1	0.04	1.1
-3.0	-1.1						
5.8	2.2	2.37	0.08 %	79 %	6.9	0.09	8.0
-4.8	-2.2						
8.8	3.8	2.02	0.13 %	68 %	17.9	0.10	25.8
-7.3	-4.1						
11.6	5.5	1.83	0.19 %	61 %	31.8	0.09	57.6
-9.7	-6.1						
14.3	7.2	1.72	0.25 %	58 %	45.0	0.08	102.6
-12.1	-8.1						
21.4	13.3	1.41	0.47 %	47 %	156.1	0.10	258.7
-21.0	-16.8						
20.1	13.1	1.34	0.46 %	45 %	93.4	0.06	352.1
-20.0	-16.7						
19.3	12.9	1.31	0.45 %	44 %	79.6	0.06	431.7
-19.5	-16.7						
34.3	29.2	1.10	1.03 %	37 %	616.8	0.10	1048.5
-31.6	-30.9						
31.0	29.3	0.92	1.03 %	31 %	435.4	0.09	1483.9
-28.3	-35.0						
28.9	29.4	0.86	1.03 %	29 %	352.8	0.08	1836.7
-26.8	-35.1						
32.6	47.9	0.65	1.68 %	22 %	1101.3	0.12	2938.0
-29.3	-46.8						
27.5	48.1	0.49	1.69 %	17 %	913.8	0.13	3851.8
-22.9	-54.1						
22.0	48.7	0.39	1.71 %	13 %	637.7	0.11	4489.5
-18.0	-54.2						
24.7	66.8	0.31	2.35 %	10 %	1121.6	0.13	5611.1
-18.0	-72.9						
15.7	68.1	0.19	2.39 %	6 %	647.6	0.12	6258.7
-11.6	-73.7						

Cuadro D - 4. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro D (l. $h/l=1.5$).

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	$\xi_{eq,i}$ (%)	$\sum_{i=1}^n E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
1.3	0.6	2.05	0.02 %	100 %	0.2	0.04	0.2
-1.1	-0.6						
2.8	1.2	2.21	0.04 %	108 %	0.7	0.04	0.9
-2.6	-1.2						
3.5	2.0	1.84	0.07 %	90 %	6.3	0.13	7.2
-4.5	-2.3						
3.7	3.6	1.32	0.13 %	64 %	13.4	0.12	20.6
-5.1	-3.1						
4.2	4.4	1.20	0.16 %	59 %	14.4	0.10	35.0
-5.4	-3.6						
6.9	7.4	1.07	0.26 %	52 %	33.7	0.09	68.7
-8.5	-7.1						
6.3	7.2	1.01	0.25 %	49 %	20.1	0.06	88.9
-7.8	-6.8						
5.9	7.4	0.96	0.26 %	47 %	17.8	0.05	106.7
-7.4	-6.5						
14.0	17.3	0.91	0.61 %	44 %	117.6	0.07	224.3
-16.0	-15.7						
13.2	17.0	0.86	0.60 %	42 %	69.2	0.04	293.5
-15.2	-16.0						
12.7	17.2	0.83	0.60 %	41 %	62.4	0.04	355.9
-14.9	-15.9						
17.1	26.5	0.73	0.93 %	36 %	200.3	0.06	556.2
-20.9	-25.6						
15.4	26.6	0.68	0.93 %	33 %	148.8	0.05	705.0
-20.1	-25.6						
14.8	26.6	0.66	0.93 %	32 %	123.9	0.04	828.9
-19.5	-25.5						
16.4	33.4	0.57	1.17 %	28 %	280.6	0.07	1109.5
-22.7	-35.3						
13.3	36.9	0.48	1.29 %	24 %	238.5	0.06	1348.0
-21.7	-35.4						
13.3	36.5	0.48	1.28 %	23 %	217.0	0.05	1565.0
-21.1	-35.3						
17.3	46.3	0.44	1.62 %	21 %	470.4	0.08	2035.4
-22.8	-45.1						
16.2	46.4	0.41	1.63 %	20 %	399.7	0.07	2435.2
-21.3	-45.3						
15.4	46.5	0.39	1.63 %	19 %	347.5	0.07	2782.7
-20.2	-45.3						

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	$\xi_{eq,i}$ (%)	$\sum_{i=1}^n E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
16.9	56.2	0.35	1.97 %	17 %	636.6	0.09	3419.2
-21.8	-55.2						
15.7	56.5	0.32	1.98 %	15 %	549.2	0.09	3968.4
-19.7	-55.3						
14.8	56.5	0.30	1.98 %	14 %	481.9	0.08	4450.3
-18.3	-55.1						
15.2	66.2	0.25	2.32 %	12 %	733.7	0.10	5184.0
-18.2	-64.9						
12.5	62.6	0.21	2.20 %	10 %	575.0	0.11	5759.0
-14.1	-65.2						
10.2	64.6	0.16	2.27 %	8 %	468.2	0.11	6227.2
-11.1	-65.1						

Cuadro D - 5. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro E (l. $h/l=2$).

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	$\xi_{eq,i}$ (%)	$\sum_{i=1}^n E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
7.5	12.0	0.48	0.42 %	100 %	68.1	0.16	68.1
-5.6	-15.5						
7.6	12.8	0.46	0.45 %	96 %	44.9	0.10	112.9
-5.3	-15.6						
7.3	12.6	0.44	0.44 %	93 %	36.1	0.08	149.1
-5.1	-15.6						
14.5	27.9	0.46	0.98 %	96 %	196.2	0.09	345.3
-12.5	-31.7						
13.8	27.8	0.43	0.97 %	90 %	103.1	0.05	448.4
-11.7	-31.7						
13.4	27.6	0.42	0.97 %	87 %	83.4	0.04	531.7
-11.3	-31.7						
16.8	44.4	0.35	1.56 %	73 %	471.3	0.11	1003.1
-15.6	-49.1						
15.7	44.4	0.33	1.56 %	69 %	302.6	0.07	1305.6
-14.9	-49.0						
15.1	44.4	0.32	1.56 %	67 %	250.7	0.06	1556.4
-14.5	-49.1						
17.1	61.8	0.26	2.17 %	55 %	796.2	0.13	2352.6
-16.3	-67.1						
15.8	61.3	0.24	2.15 %	51 %	582.9	0.10	2935.5
-15.6	-67.3						

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	$\xi_{eq,i}$ (%)	$\sum_{i=1}^n E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
15.3	61.7	0.24	2.17 %	50 %	471.7	0.08	3407.2
-15.1	-67.0						
16.4	79.1	0.20	2.77 %	42 %	954.7	0.12	4361.9
-16.3	-84.6						
15.4	79.4	0.19	2.79 %	39 %	742.0	0.10	5103.8
-15.2	-84.9						
14.3	79.7	0.17	2.80 %	37 %	612.5	0.09	5716.3
-14.3	-85.0						
15.8	95.8	0.16	3.36 %	33 %	1035.1	0.11	6751.4
-15.3	-102.9						
13.8	98.0	0.14	3.44 %	29 %	781.0	0.09	7532.4
-13.7	-102.6						
12.7	98.1	0.12	3.44 %	25 %	668.9	0.09	8201.3
-11.5	-103.0						
13.7	116.3	0.11	4.08 %	22 %	927.6	0.10	9128.9
-9.2	-100.1						
12.3	117.0	0.08	4.11 %	18 %	883.1	0.12	10012.1
-7.6	-121.6						
9.6	116.8	0.07	4.10 %	15 %	713.3	0.12	10725.3
-7.1	-121.1						

Cuadro D - 6. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro F (II. $h/l=0.5$).

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	$\xi_{eq,i}$ (%)	$\sum_{i=1}^n E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
0.2	0.2	1.49	0.01 %	100 %	0.2	0.69	0.2
-0.8	-0.5						
0.8	1.2	0.97	0.04 %	65 %	1.0	0.11	1.2
-1.1	-0.8						
1.2	1.7	0.93	0.06 %	63 %	2.4	0.14	3.6
-2.0	-1.8						
1.8	2.1	1.07	0.07 %	72 %	3.9	0.13	7.6
-2.8	-2.2						
4.4	4.8	1.04	0.17 %	70 %	15.2	0.10	22.8
-5.4	-4.6						
4.4	4.7	1.03	0.17 %	70 %	15.6	0.11	38.4
-5.2	-4.6						
4.3	4.7	1.03	0.17 %	69 %	15.9	0.11	54.2
-5.3	-4.6						
18.5	9.4	2.00	0.33 %	134 %	52.5	0.05	106.7

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	$\xi_{eq,i}$ (%)	$\sum_{i=1}^n E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
-18.6	-9.2	2.07	0.35 %	139 %	59.8	0.05	166.5
21.6	9.9						
-17.5	-9.0	2.05	0.35 %	137 %	57.5	0.05	223.9
21.5	10.0						
-17.2	-8.9	2.64	0.48 %	177 %	93.4	0.03	317.4
41.8	13.7						
-18.5	-9.2	2.58	0.49 %	174 %	88.3	0.03	405.7
41.0	13.9						
-18.5	-9.1	2.63	0.50 %	177 %	85.3	0.03	491.0
41.6	14.3						
-20.8	-9.4	2.59	0.64 %	174 %	205.4	0.04	696.3
49.5	18.2						
-25.1	-10.6	2.46	0.65 %	165 %	156.5	0.03	852.8
47.1	18.5						
-24.7	-10.6	2.39	0.66 %	161 %	149.6	0.03	1002.4
46.3	18.8						
-24.0	-10.6	2.35	0.66 %	158 %	180.2	0.03	1182.6
44.9	18.8						
-30.8	-13.3	2.31	0.66 %	156 %	161.1	0.03	1343.7
44.7	18.8						
-29.1	-13.0	2.27	0.66 %	153 %	157.9	0.03	1501.6
43.9	18.9						
-29.0	-13.2	2.26	0.65 %	152 %	186.3	0.04	1687.9
42.7	18.6						
-37.1	-16.7	2.18	0.66 %	147 %	197.6	0.04	1885.6
42.3	18.8						
-34.8	-16.5	2.16	0.66 %	145 %	187.1	0.04	2072.7
42.9	18.9						
-33.3	-16.4	2.17	0.67 %	146 %	416.2	0.08	2488.8
42.8	19.0						
-40.5	-19.4						

Cuadro D - 7. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro G (II. $h/l=0.75$).

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	$\xi_{eq,i}$ (%)	$\sum_{i=1}^n E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
2.8	0.8	2.74	0.03 %	100 %	2.0	0.17	2.0
-1.3	-0.7	1.85	0.04 %	67 %	1.8	0.10	3.7
3.6	1.3						
-1.4	-1.5						

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	$\xi_{eq,i}$ (%)	$\sum_{i=1}^n E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
5.2	2.2	1.50	0.08 %	55 %	5.8	0.12	9.5
-1.6	-2.3						
11.0	4.0	1.64	0.14 %	60 %	15.1	0.09	24.6
-1.7	-3.8						
12.6	4.5	1.64	0.16 %	60 %	12.6	0.06	37.2
-2.0	-4.5						
9.0	3.7	1.44	0.13 %	53 %	9.3	0.07	46.5
-1.6	-3.7						
22.9	7.4	1.57	0.26 %	57 %	56.5	0.10	103.0
-5.5	-10.7						
20.5	7.1	1.48	0.25 %	54 %	35.1	0.07	138.1
-6.1	-10.9						
19.2	7.0	1.44	0.25 %	52 %	32.2	0.07	170.3
-6.7	-11.0						
28.6	10.4	1.76	0.37 %	64 %	86.5	0.07	256.8
-14.0	-13.8						
27.7	10.8	1.68	0.38 %	61 %	64.9	0.05	321.7
-13.9	-13.9						
27.0	11.0	1.61	0.39 %	59 %	57.3	0.05	379.0
-12.6	-13.6						
34.2	14.4	1.70	0.50 %	62 %	165.9	0.08	544.9
-18.2	-16.5						
32.9	15.0	1.60	0.53 %	58 %	120.3	0.05	665.2
-17.9	-16.8						
29.6	14.0	1.48	0.49 %	54 %	73.1	0.04	738.4
-15.4	-16.3						
38.0	18.3	1.60	0.64 %	58 %	200.2	0.06	938.5
-23.2	-19.9						
34.2	18.2	1.49	0.64 %	54 %	138.1	0.04	1076.7
-22.3	-19.7						
32.3	18.1	1.42	0.64 %	52 %	116.7	0.04	1193.4
-21.4	-19.6						
39.8	23.7	1.45	0.83 %	53 %	334.4	0.07	1527.8
-27.9	-23.1						

Cuadro D - 8. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro H (II. $h/l = 1$).

$V_{max,i} (t)$	$\delta_{max,i} (mm)$	$K_{s,i} (\frac{ton}{mm})$	$\Delta (\%)$	$\frac{K_{s,i}}{K_0} (\%)$	$E_{s,i} (\frac{ton}{mm})$	$\xi_{eq,i} (\%)$	$\sum_{i=1}^n E_{s,i} (\frac{ton}{mm})$
3.7	0.9	3.92	0.03 %	100 %	2.9	0.15	2.9
-3.3	-0.9						
4.9	1.9	2.38	0.07 %	61 %	9.7	0.18	12.7
-4.0	-1.9						
6.0	2.8	2.01	0.10 %	51 %	15.9	0.16	28.5
-5.4	-2.8						
5.6	2.8	1.91	0.10 %	49 %	13.7	0.14	42.2
-5.2	-2.8						
7.4	3.7	1.90	0.13 %	49 %	16.4	0.10	58.6
-5.7	-3.2						
4.7	2.9	1.75	0.10 %	45 %	17.7	0.19	76.3
-8.1	-4.4						
6.8	3.3	1.85	0.12 %	47 %	17.6	0.14	93.9
-7.1	-4.2						
6.3	3.3	1.88	0.12 %	48 %	17.6	0.14	111.5
-8.0	-4.3						
6.5	3.4	1.77	0.12 %	45 %	16.4	0.13	127.9
-7.1	-4.3						
13.1	6.0	2.00	0.21 %	51 %	56.2	0.13	184.1
-15.9	-8.5						
12.4	5.7	1.91	0.20 %	49 %	36.0	0.09	220.1
-14.7	-8.5						
12.0	5.7	1.83	0.20 %	47 %	32.1	0.08	252.3
-14.1	-8.5						
24.4	12.2	1.82	0.43 %	46 %	161.0	0.09	413.2
-24.0	-14.5						
22.9	12.0	1.73	0.42 %	44 %	85.9	0.06	499.1
-22.7	-14.5						
22.2	11.9	1.68	0.42 %	43 %	74.3	0.05	573.4
-22.1	-14.4						
33.7	19.5	1.59	0.69 %	41 %	290.3	0.08	863.7
-31.7	-21.6						
31.9	19.6	1.50	0.69 %	38 %	196.2	0.05	1059.9
-29.9	-21.6						
30.5	19.6	1.45	0.69 %	37 %	165.8	0.05	1225.7
-28.9	-21.4						
4.3	5.0	0.60	0.18 %	15 %	19.0	0.20	1244.7
1.5	0.5						

Cuadro D - 9. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro I (II. $h/l = 1.5$).

$V_{max,i} (t)$	$\delta_{max,i} (mm)$	$K_{s,i} (\frac{ton}{mm})$	$\Delta (\%)$	$\frac{K_{s,i}}{K_0} (\%)$	$E_{s,i} (\frac{ton}{mm})$	$\xi_{eq,i} (\%)$	$\sum_{i=1}^n E_{s,i} (\frac{ton}{mm})$
1.5	0.7	2.46	0.02 %	1.00	0.5	0.07	0.5
-1.3	-0.5						
2.3	1.3	1.68	0.04 %	0.68	2.5	0.14	3.0
-1.9	-1.2						
3.0	1.9	1.46	0.07 %	0.59	4.6	0.14	7.5
-2.3	-1.8						
3.8	2.5	1.33	0.09 %	0.54	6.0	0.12	13.5
-2.5	-2.3						
6.8	4.9	1.25	0.17 %	0.51	18.1	0.10	31.6
-5.3	-4.8						
6.4	4.9	1.19	0.17 %	0.48	14.1	0.08	45.7
-5.2	-4.8						
6.1	4.8	1.16	0.17 %	0.47	11.3	0.07	56.9
-5.1	-4.9						
10.1	8.8	1.14	0.31 %	0.46	38.7	0.07	95.6
-7.3	-6.5						
8.1	8.0	1.05	0.28 %	0.43	24.1	0.06	119.7
-7.0	-6.5						
7.8	7.7	1.04	0.27 %	0.42	21.6	0.06	141.3
-6.9	-6.4						
13.0	11.4	1.09	0.40 %	0.44	55.5	0.06	196.8
-10.8	-10.5						
12.3	11.3	1.04	0.40 %	0.42	39.0	0.05	235.8
-10.4	-10.5						
12.0	11.2	1.02	0.39 %	0.42	34.3	0.04	270.0
-10.1	-10.5						
16.7	15.1	1.02	0.53 %	0.41	75.2	0.05	345.2
-13.8	-14.9						
15.9	15.3	0.96	0.54 %	0.39	56.5	0.04	401.7
-13.1	-14.9						
15.5	15.3	0.94	0.54 %	0.38	49.0	0.04	450.7
-12.8	-14.8						
20.1	19.7	0.95	0.69 %	0.38	114.3	0.05	565.0
-16.9	-19.5						
19.3	19.6	0.92	0.69 %	0.37	81.4	0.04	646.5
-16.3	-19.3						
18.9	19.6	0.89	0.69 %	0.36	71.8	0.03	718.2
-15.9	-19.3						
22.3	24.2	0.89	0.85 %	0.36	167.5	0.05	885.7
-20.5	-24.1						
21.2	24.2	0.85	0.85 %	0.35	128.7	0.04	1014.4

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	$\xi_{eq,i}$ (%)	$\sum_{i=1}^n E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
-19.8	-24.0	0.83	0.85 %	0.34	112.1	0.04	1126.5
20.8	24.2						
-19.4	-24.0						
23.6	28.9	0.81	1.01 %	0.33	230.3	0.05	1356.7
-23.4	-28.9						

Cuadro D - 10. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro J ($h/l=2$).

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	$\xi_{eq,i}$ (%)	$\sum_{i=1}^n E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
1.6	0.5	2.44	0.02 %	100 %	0.2	0.04	0.2
-1.0	-0.5						
2.6	1.1	2.02	0.04 %	83 %	1.5	0.10	1.7
-2.0	-1.1						
4.2	2.3	1.61	0.08 %	66 %	6.2	0.11	7.9
-3.2	-2.3						
5.2	3.4	1.40	0.12 %	57 %	11.7	0.12	19.6
-4.3	-3.4						
5.5	3.9	1.24	0.14 %	51 %	13.8	0.11	33.4
-4.7	-4.3						
6.8	5.9	1.04	0.21 %	43 %	28.4	0.12	61.8
-6.8	-7.2						
6.6	5.8	1.02	0.20 %	42 %	21.9	0.10	83.7
-6.6	-7.2						
6.4	5.7	1.00	0.20 %	41 %	19.6	0.10	103.4
-6.4	-7.2						
11.6	14.2	0.78	0.50 %	32 %	103.1	0.10	206.4
-11.6	-15.4						
11.0	14.3	0.75	0.50 %	31 %	70.4	0.07	276.9
-11.0	-15.3						
10.7	14.3	0.72	0.50 %	30 %	62.1	0.07	338.9
-10.7	-15.2						
15.7	23.0	0.66	0.81 %	27 %	173.4	0.08	512.4
-15.0	-23.5						
14.9	22.7	0.63	0.80 %	26 %	116.8	0.06	629.2
-14.0	-23.5						
14.5	22.2	0.61	0.78 %	25 %	96.7	0.05	725.8
-13.6	-23.4						
20.5	31.0	0.63	1.09 %	26 %	279.3	0.07	1005.2
-19.1	-32.2						

$V_{max,i} (t)$	$\delta_{max,i} (mm)$	$K_{s,i} (\frac{ton}{mm})$	$\Delta (\%)$	$\frac{K_{s,i}}{K_0} (\%)$	$E_{s,i} (\frac{ton}{mm})$	$\xi_{eq,i} (\%)$	$\sum_{i=1}^n E_{s,i} (\frac{ton}{mm})$
19.5	31.3	0.59	1.10 %	24 %	185.0	0.05	1190.1
-18.0	-32.1						
19.5	31.2	0.63	1.10 %	26 %	190.5	0.05	1380.6
-18.4	-28.7						
22.4	43.7	0.54	1.53 %	22 %	396.7	0.06	1777.3
-21.5	-37.5						
21.3	43.3	0.52	1.52 %	21 %	281.6	0.05	2058.9
-20.4	-37.6						
20.5	43.6	0.49	1.53 %	20 %	261.0	0.04	2320.0
-19.3	-37.7						
22.3	52.5	0.47	1.84 %	19 %	674.9	0.08	2994.9
-24.6	-46.4						
19.4	51.4	0.44	1.80 %	18 %	464.5	0.06	3459.4
-23.5	-46.6						
18.3	52.9	0.41	1.86 %	17 %	393.2	0.05	3852.5
-22.6	-46.6						
19.2	58.6	0.38	2.06 %	16 %	630.7	0.08	4483.2
-24.4	-55.8						
16.3	57.9	0.31	2.03 %	13 %	620.4	0.09	5103.6
-19.7	-56.3						

Cuadro D - 11. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro K (III. $h/l = 0.5$).

$V_{max,i} (t)$	$\delta_{max,i} (mm)$	$K_{s,i} (\frac{ton}{mm})$	$\Delta (\%)$	$\frac{K_{s,i}}{K_0} (\%)$	$E_{s,i} (\frac{ton}{mm})$	$\xi_{eq,i} (\%)$	$\sum_{i=1}^n E_{s,i} (\frac{ton}{mm})$
6.3	0.8	8.54	0.03 %	100 %	7.6	0.22	7.6
-6.4	-0.7						
9.3	1.3	7.42	0.05 %	87 %	9.1	0.11	16.7
-11.3	-1.5						
11.8	2.0	6.46	0.07 %	76 %	13.1	0.08	29.8
-14.5	-2.1						
20.1	3.4	6.34	0.12 %	74 %	32.1	0.07	61.9
-18.0	-2.6						
17.9	3.3	5.86	0.12 %	69 %	24.0	0.06	85.9
-18.4	-2.9						
15.9	3.0	5.46	0.11 %	64 %	17.8	0.06	103.7
-14.5	-2.5						
35.6	6.2	5.47	0.22 %	64 %	83.5	0.06	187.2
-28.2	-5.4						

$V_{max,i} (t)$	$\delta_{max,i} (mm)$	$K_{s,i} (\frac{ton}{mm})$	$\Delta (\%)$	$\frac{K_{s,i}}{K_0} (\%)$	$E_{s,i} (\frac{ton}{mm})$	$\xi_{eq,i} (\%)$	$\sum_{i=1}^n E_{s,i} (\frac{ton}{mm})$
33.5	6.1	5.01	0.21 %	59 %	52.5	0.05	239.7
-25.5	-5.7						
31.7	5.9	4.94	0.21 %	58 %	46.6	0.04	286.3
-25.9	-5.8						
45.6	9.1	4.58	0.32 %	54 %	185.7	0.08	472.1
-38.2	-9.2						
43.3	9.6	4.17	0.34 %	49 %	114.1	0.05	586.2
-36.0	-9.4						
39.0	9.5	3.90	0.33 %	46 %	87.4	0.04	673.5
-32.0	-8.7						
50.7	13.3	3.50	0.46 %	41 %	313.8	0.08	987.4
-42.0	-13.2						
45.8	14.0	2.98	0.49 %	35 %	196.8	0.05	1184.1
-35.6	-13.3						
39.2	13.1	2.79	0.46 %	33 %	136.2	0.05	1320.3
-33.3	-12.9						
47.8	17.2	2.55	0.60 %	30 %	322.9	0.07	1643.2
-41.2	-17.7						
39.7	17.4	2.16	0.61 %	25 %	199.2	0.05	1842.4
-36.3	-17.8						
36.8	18.4	1.95	0.65 %	23 %	231.4	0.06	2073.8
-34.0	-17.8						
46.2	23.0	1.93	0.81 %	23 %	464.0	0.07	2537.8
-40.7	-22.1						
-0.5	2.8	1.84	0.10 %	22 %	7.0	0.08	2544.8
-3.8	1.0						

Cuadro D - 12. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro L (III. $h/l = 0.75$).

$V_{max,i} (t)$	$\delta_{max,i} (mm)$	$K_{s,i} (\frac{ton}{mm})$	$\Delta (\%)$	$\frac{K_{s,i}}{K_0} (\%)$	$E_{s,i} (\frac{ton}{mm})$	$\xi_{eq,i} (\%)$	$\sum_{i=1}^n E_{s,i} (\frac{ton}{mm})$
5.0	0.9	4.84	0.03 %	100 %	1.8	0.07	1.8
-3.8	-0.9						
8.4	1.9	4.21	0.07 %	87 %	8.8	0.09	10.6
-7.7	-1.9						
11.8	2.9	4.05	0.10 %	84 %	17.0	0.08	27.6
-11.4	-2.8						
15.2	3.9	3.80	0.14 %	79 %	26.3	0.07	54.0
-14.1	-3.8						

$V_{max,i} (t)$	$\delta_{max,i} (mm)$	$K_{s,i} (\frac{ton}{mm})$	$\Delta (\%)$	$\frac{K_{s,i}}{K_0} (\%)$	$E_{s,i} (\frac{ton}{mm})$	$\xi_{eq,i} (\%)$	$\sum_{i=1}^n E_{s,i} (\frac{ton}{mm})$
24.2	7.7	3.02	0.27 %	62 %	101.5	0.09	155.5
-22.5	-7.7						
22.8	7.8	2.84	0.27 %	59 %	66.9	0.06	222.3
-21.1	-7.7						
21.8	7.8	2.73	0.27 %	56 %	56.4	0.05	278.7
-20.4	-7.7						
35.7	14.1	2.47	0.49 %	51 %	257.7	0.08	536.4
-33.0	-13.8						
30.9	13.2	2.27	0.46 %	47 %	130.9	0.05	667.3
-30.9	-14.1						
30.3	13.5	2.11	0.48 %	44 %	128.2	0.05	795.5
-27.3	-13.7						
41.9	20.1	1.94	0.71 %	40 %	435.5	0.09	1231.0
-37.8	-21.0						
37.4	20.0	1.73	0.70 %	36 %	283.7	0.07	1514.7
-33.7	-21.1						
35.1	20.0	1.63	0.70 %	34 %	238.1	0.06	1752.9
-31.7	-21.1						
43.3	26.8	1.45	0.94 %	30 %	569.7	0.09	2322.6
-37.3	-29.0						
38.9	27.3	1.26	0.96 %	26 %	464.6	0.08	2787.2
-32.6	-29.5						
35.8	26.8	1.19	0.94 %	25 %	380.5	0.07	3167.7
-31.3	-29.5						
40.5	33.0	1.10	1.16 %	23 %	559.2	0.07	3726.9
-35.2	-36.0						
35.6	34.7	0.92	1.22 %	19 %	570.5	0.08	4297.4
-30.6	-37.4						
30.7	33.9	0.84	1.19 %	17 %	490.4	0.08	4787.8
-28.9	-37.0						

Cuadro D - 13. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro M (III. $h/l=1$).

$V_{max,i} (t)$	$\delta_{max,i} (mm)$	$K_{s,i} (\frac{ton}{mm})$	$\Delta (\%)$	$\frac{K_{s,i}}{K_0} (\%)$	$E_{s,i} (\frac{ton}{mm})$	$\xi_{eq,i} (\%)$	$\sum_{i=1}^n E_{s,i} (\frac{ton}{mm})$
1.6	0.7	2.70	0.02 %	100 %	1.0	0.12	1.0
-2.3	-0.7						
2.8	1.5	2.21	0.05 %	82 %	3.8	0.13	4.9
-3.7	-1.5						

$V_{max,i} (t)$	$\delta_{max,i} (mm)$	$K_{s,i} (\frac{ton}{mm})$	$\Delta (\%)$	$\frac{K_{s,i}}{K_0} (\%)$	$E_{s,i} (\frac{ton}{mm})$	$\xi_{eq,i} (\%)$	$\sum_{i=1}^n E_{s,i} (\frac{ton}{mm})$
4.0	2.2	2.01	0.08 %	74 %	5.4	0.09	10.3
-5.0	-2.2						
5.4	2.9	2.08	0.10 %	77 %	7.9	0.07	18.1
-6.7	-3.0						
9.1	4.8	2.01	0.17 %	74 %	24.5	0.08	42.6
-11.2	-5.2						
7.9	5.0	1.83	0.17 %	68 %	15.5	0.05	58.1
-10.7	-5.2						
7.1	5.0	1.70	0.17 %	63 %	13.9	0.05	72.0
-10.2	-5.2						
14.3	8.8	1.68	0.31 %	62 %	92.3	0.11	164.3
-17.1	-9.9						
12.9	8.7	1.18	0.31 %	44 %	31.5	0.06	195.8
-10.1	-10.8						
12.1	8.7	1.14	0.31 %	42 %	26.7	0.05	222.6
-10.1	-10.8						
19.5	13.9	1.22	0.49 %	45 %	88.6	0.06	311.2
-17.5	-16.4						
18.1	13.9	1.46	0.49 %	54 %	112.4	0.06	423.6
-24.9	-15.7						
17.6	13.8	1.40	0.48 %	52 %	72.5	0.04	496.1
-23.5	-15.7						
25.0	19.2	1.35	0.67 %	50 %	203.1	0.06	699.2
-29.8	-21.3						
23.5	19.0	1.28	0.67 %	47 %	142.4	0.05	841.6
-28.0	-21.3						
22.6	19.0	1.23	0.67 %	45 %	125.2	0.04	966.7
-26.8	-21.3						
27.5	24.6	1.16	0.86 %	43 %	317.8	0.07	1284.5
-32.0	-26.8						
25.7	24.6	1.08	0.86 %	40 %	221.2	0.05	1505.7
-29.8	-26.9						
24.8	24.6	1.03	0.86 %	38 %	183.7	0.05	1689.4
-28.4	-26.8						
28.6	30.4	0.97	1.07 %	36 %	413.5	0.07	2102.9
-32.5	-32.6						
26.6	30.4	0.90	1.07 %	33 %	290.6	0.06	2393.4
-29.9	-32.6						
25.5	30.5	0.85	1.07 %	31 %	263.4	0.05	2656.8
-28.3	-32.8						

Cuadro D - 14. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro N (III. $h/l=1.5$).

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	$\xi_{eq,i}$ (%)	$\sum_{i=1}^n E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
4.9	1.1	3.07	0.04 %	100 %	1.7	0.08	1.7
-2.2	-1.2						
6.9	2.1	2.60	0.07 %	85 %	7.2	0.10	8.9
-5.0	-2.5						
7.9	3.0	2.29	0.11 %	75 %	15.5	0.12	24.4
-7.2	-3.6						
9.1	4.2	2.03	0.15 %	66 %	17.7	0.08	42.1
-7.8	-4.1						
13.8	8.7	1.64	0.31 %	54 %	49.2	0.06	91.3
-11.2	-6.5						
13.0	8.6	1.58	0.30 %	52 %	29.9	0.04	121.2
-10.6	-6.4						
12.5	8.6	1.54	0.30 %	50 %	24.0	0.03	145.2
-10.3	-6.3						
20.2	17.2	1.23	0.61 %	40 %	156.8	0.07	302.0
-19.5	-15.0						
18.7	17.0	1.17	0.60 %	38 %	90.0	0.04	392.0
-18.7	-15.1						
17.9	17.2	1.12	0.60 %	37 %	70.2	0.03	462.2
-18.3	-15.1						
23.5	26.1	0.96	0.92 %	31 %	282.2	0.07	744.4
-25.1	-24.3						
22.1	26.1	0.90	0.91 %	29 %	186.8	0.05	931.2
-23.7	-24.6						
21.0	26.2	0.86	0.92 %	28 %	153.4	0.04	1084.6
-22.6	-24.7						
1.5	2.5	0.25	0.09 %	8 %	4.2		1088.9
0.9	0.1						

Cuadro D - 15. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro G' (IV. $h/l=0.75$).

$V_{max,i} (t)$	$\delta_{max,i} (mm)$	$K_{s,i} \left(\frac{ton}{mm}\right)$	$\Delta (\%)$	$\frac{K_{s,i}}{K_0} (\%)$	$E_{s,i} \left(\frac{ton}{mm}\right)$
3.3	0.9	3.51	0.03 %	100 %	1.8
-3.0	-0.9				
5.3	1.9	2.80	0.07 %	80 %	6.4
-5.4	-1.9				
7.3	2.9	2.55	0.10 %	73 %	11.2
-7.3	-2.9				
9.4	3.9	2.47	0.14 %	70 %	16.6
-9.6	-3.8				
17.8	7.7	2.30	0.27 %	65 %	69.5
-17.9	-7.8				
16.5	7.7	2.17	0.27 %	62 %	43.5
-17.3	-7.8				
15.9	7.7	2.11	0.27 %	60 %	38.8
-17.0	-7.8				
27.3	12.2	2.31	0.43 %	66 %	176.0
-36.2	-15.2				
27.9	12.9	2.23	0.45 %	63 %	119.2
-35.9	-15.7				
29.7	13.6	2.18	0.48 %	62 %	126.4
-36.6	-16.7				
33.4	15.9	2.05	0.56 %	58 %	251.3
-44.7	-22.2				
34.3	17.1	1.85	0.60 %	53 %	268.3
-40.5	-23.3				
33.3	17.3	1.78	0.61 %	51 %	232.8
-38.9	-23.4				
40.1	23.7	1.63	0.83 %	46 %	544.1
-47.4	-29.9				
36.3	23.6	1.47	0.83 %	42 %	431.1
-43.4	-30.5				
33.4	23.2	1.39	0.81 %	40 %	340.3
-41.0	-30.2				
42.8	31.3	1.32	1.10 %	38 %	680.2
-46.6	-36.3				
38.3	30.6	1.19	1.07 %	34 %	575.6
-43.6	-38.2				
34.6	29.8	1.11	1.05 %	32 %	443.7
-40.1	-37.4				
41.8	37.2	1.05	1.30 %	30 %	720.1

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
-43.7	-44.0	0.90	1.31 %	25 %	537.3
35.6	37.4				
-37.6	-44.4				
32.7	37.3	0.81	1.31 %	23 %	578.2
-35.1	-46.5	0.73	1.59 %	21 %	968.2
35.6	45.2				
-36.8	-54.4				
29.6	46.4	0.60	1.63 %	17 %	782.2
-30.2	-53.1	0.53	1.67 %	15 %	745.7
26.6	47.5				
-27.6	-54.1				
26.9	54.0	0.47	1.89 %	13 %	1052.5
-28.4	-63.0	0.39	1.94 %	11 %	801.3
22.0	55.3				
-23.7	-62.0				
19.7	53.6	0.35	1.88 %	10 %	756.1
-21.6	-63.4				

Cuadro D - 16. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro H' (IV. $h/l=1$).

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
6.1	1.9	2.72	0.07 %	100 %	3.4
-4.7	-2.1	2.59	0.10 %	95 %	8.2
8.3	2.8				
-7.2	-3.2				
10.2	3.7	2.48	0.13 %	91 %	13.4
-9.1	-4.1	2.07	0.23 %	76 %	48.8
13.2	6.6				
-12.5	-5.9				
11.6	6.5	1.84	0.23 %	67 %	24.8
-11.5	-6.0	1.71	0.23 %	63 %	25.5
11.0	6.7				
-10.9	-6.2				
23.1	14.3	1.65	0.50 %	61 %	146.9
-20.2	-11.9	1.56	0.50 %	57 %	99.2
22.2	14.3				
-19.2	-12.3				
21.9	14.1	1.53	0.49 %	56 %	87.5
-19.0	-12.5				

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
34.3	21.4	1.68	0.75 %	62 %	252.5
-34.1	-19.4				
36.8	26.2	1.52	0.92 %	56 %	298.4
-33.2	-19.7				
35.1	26.1	1.46	0.92 %	53 %	251.8
-32.4	-20.2				
38.4	33.7	1.32	1.18 %	49 %	601.0
-43.3	-28.0				
35.8	34.3	1.23	1.20 %	45 %	468.3
-41.1	-28.4				
34.6	34.3	1.19	1.20 %	44 %	466.3
-41.9	-30.2				
36.4	41.3	1.05	1.45 %	39 %	629.9
-43.8	-35.0				
34.1	41.4	0.99	1.45 %	36 %	624.7
-43.8	-37.1				
32.5	41.3	0.86	1.45 %	31 %	642.8
-37.9	-40.7				
35.1	50.3	0.88	1.76 %	32 %	921.5
-43.6	-39.2				
34.9	49.1	0.86	1.72 %	32 %	807.8
-43.6	-42.1				
33.1	49.7	0.82	1.74 %	30 %	804.6
-43.5	-44.1				
37.4	57.0	0.77	2.00 %	28 %	1021.8
-43.7	-48.2				
34.3	56.0	0.72	1.96 %	26 %	974.8
-43.7	-52.1				
31.5	55.5	0.60	1.95 %	22 %	1025.2
-38.5	-60.4				
33.6	64.8	0.52	2.27 %	19 %	1402.9
-36.5	-70.9				
29.8	88.2	0.41	3.09 %	15 %	1513.2
-28.8	-54.5				
25.8	86.9	0.36	3.05 %	13 %	1014.2
-24.9	-54.4				
27.3	96.4	0.32	3.38 %	12 %	1274.1
-24.4	-62.7				
22.0	96.4	0.26	3.38 %	10 %	1019.7
-19.8	-62.7				
19.4	96.3	0.19	3.38 %	7 %	623.4
1.4	0.3				

Cuadro D - 17. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro I' (IV. $h/l=1.5$).

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
3.3	2.1	1.12	0.07 %	100 %	2.6
-1.4	-2.1				
4.2	3.1	1.00	0.11 %	89 %	5.9
-2.1	-3.2				
4.8	4.2	0.88	0.15 %	79 %	8.4
-2.6	-4.1				
6.9	8.4	0.76	0.29 %	68 %	23.1
-5.8	-8.4				
6.6	8.4	0.73	0.30 %	65 %	19.5
-5.6	-8.4				
6.5	8.4	0.72	0.30 %	64 %	18.1
-5.6	-8.4				
13.3	15.4	0.79	0.54 %	70 %	92.0
-7.0	-10.4				
13.0	15.3	0.77	0.54 %	69 %	73.5
-7.0	-10.5				
12.8	15.2	0.77	0.53 %	68 %	34.7
-6.9	-10.5				
21.5	22.6	0.87	0.79 %	77 %	97.7
-12.6	-16.6				
21.1	22.5	0.85	0.79 %	76 %	82.0
-12.3	-16.6				
20.7	22.4	0.84	0.79 %	74 %	75.1
-12.1	-16.7				
27.4	31.3	0.87	1.10 %	77 %	222.0
-21.1	-24.6				
26.3	31.1	0.84	1.09 %	74 %	165.4
-20.4	-24.5				
25.6	31.1	0.82	1.09 %	73 %	152.8
-20.0	-24.6				
28.9	39.1	0.78	1.37 %	70 %	425.4
-27.3	-32.7				
27.1	39.4	0.73	1.38 %	65 %	334.2
-25.7	-32.7				
26.0	39.5	0.70	1.39 %	63 %	292.4
-24.7	-32.5				
26.4	45.9	0.63	1.61 %	56 %	513.9
-28.4	-41.1				

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
24.0	47.8	0.57	1.68 %	50 %	470.6
-26.3	-40.9				
22.4	48.0	0.53	1.68 %	47 %	416.9
-24.8	-41.1				
21.6	52.2	0.46	1.83 %	41 %	656.8
-25.0	-49.4				
17.0	56.5	0.36	1.98 %	32 %	558.9
-21.3	-49.6				

Cuadro D - 18. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro K' (V. $h/l=0.5$).

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
7.0	0.8	8.39	0.03 %	100 %	1.9
-6.9	-0.8				
11.0	1.5	7.52	0.05 %	90 %	6.2
-13.0	-1.7				
11.7	1.6	7.16	0.06 %	85 %	8.6
-16.0	-2.2				
12.5	1.8	6.82	0.06 %	81 %	11.7
-18.3	-2.7				
17.2	3.8	5.54	0.13 %	66 %	42.2
-30.2	-4.8				
16.7	3.8	5.36	0.13 %	64 %	31.8
-29.2	-4.8				
16.5	3.7	5.28	0.13 %	63 %	30.0
-28.7	-4.8				
43.8	8.3	4.95	0.29 %	59 %	176.8
-49.4	-10.6				
41.7	8.2	4.73	0.29 %	56 %	121.7
-47.1	-10.5				
40.6	8.2	4.60	0.29 %	55 %	107.5
-45.8	-10.6				
60.5	14.0	3.88	0.49 %	46 %	420.2
-59.6	-16.9				
56.2	14.4	3.58	0.50 %	43 %	286.6
-55.2	-16.7				
54.4	14.4	3.44	0.51 %	41 %	237.1

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
-52.7	-16.8	3.14	0.68 %	37 %	992.8
68.4	19.5				
-61.3	-21.8	2.35	0.74 %	28 %	2581.2
51.6	21.0				
-53.6	-23.6	2.16	0.74 %	26 %	428.4
47.4	21.2				
-49.8	-23.7	2.05	0.97 %	24 %	886.2
59.9	27.6				
-59.1	-30.5	1.76	0.98 %	21 %	736.9
52.3	28.0				
-50.9	-30.6	1.58	0.99 %	19 %	651.2
47.5	28.1				
-45.5	-30.7	1.49	1.22 %	18 %	1123.1
57.1	34.9				
-51.0	-37.4	1.27	1.23 %	15 %	922.6
47.7	35.1				
-44.4	-37.7	1.14	1.24 %	14 %	831.0
43.2	35.2				
-40.4	-37.9	0.95	1.41 %	11 %	1167.0
49.5	40.3				
-30.9	-44.6	0.54	2.09 %	6 %	967.7
28.9	59.6				
-23.5	-37.9	0.43	2.10 %	5 %	949.9
23.6	59.8				
-18.3	-38.0	0.36	2.34 %	4 %	1948.0
24.0	66.7				
-16.6	-45.0	0.32	2.35 %	4 %	1730.8
21.4	66.9				
-14.7	-44.8	0.28	2.34 %	3 %	810.1
18.9	66.6				
-12.4	-45.0	0.28	2.56 %	3 %	957.1
21.2	72.8				
-13.4	-52.0	0.24	2.59 %	3 %	842.2
18.2	73.8				
-11.6	-52.1	0.21	2.58 %	3 %	734.7
16.1	73.6				
-10.6	-51.9	0.22	2.83 %	3 %	830.3
18.8	80.6				
-12.1	-59.0	0.27	2.84 %	3 %	457.2
16.8	80.9				
-2.5	8.5				

Cuadro D - 19. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro L' (V. $h/l=0.75$).

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
2.2	1.0	1.70	0.03 %	100 %	1.1
-1.1	-1.0				
3.7	2.0	1.39	0.07 %	82 %	4.4
-1.8	-2.0				
5.1	3.0	1.31	0.10 %	77 %	9.0
-2.8	-3.0				
6.6	3.9	1.41	0.14 %	83 %	14.1
-4.6	-4.0				
12.1	7.9	1.47	0.28 %	86 %	50.0
-11.1	-7.9				
11.0	7.9	1.35	0.28 %	79 %	32.3
-10.4	-7.9				
10.6	7.9	1.30	0.28 %	77 %	28.9
-10.1	-8.0				
19.0	15.7	1.16	0.55 %	68 %	185.0
-17.5	-15.9				
16.6	15.9	1.04	0.56 %	61 %	116.3
-16.3	-15.8				
15.9	15.9	0.99	0.56 %	58 %	97.5
-15.6	-15.9				
25.0	23.8	1.02	0.83 %	60 %	292.9
-23.9	-23.9				
22.3	23.8	0.94	0.83 %	55 %	193.6
-22.3	-23.8				
21.5	23.6	0.90	0.83 %	53 %	172.5
-21.5	-23.8				
29.7	29.8	0.99	1.05 %	58 %	384.5
-31.4	-32.0				
30.1	31.6	0.94	1.11 %	55 %	359.4
-29.3	-32.0				
28.3	31.5	0.88	1.10 %	52 %	309.9
-27.7	-32.1				
35.8	38.9	0.89	1.36 %	52 %	593.4
-34.4	-40.1				
32.7	39.1	0.80	1.37 %	47 %	479.9
-30.6	-39.8				
30.6	39.3	0.75	1.38 %	44 %	444.3
-28.7	-40.1				
35.0	46.8	0.71	1.64 %	42 %	774.4

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
-32.1	-47.9				
30.8	46.9	0.63	1.65 %	37 %	643.5
-28.6	-48.0				
28.1	47.1	0.57	1.65 %	34 %	587.3
-26.5	-48.2				
30.0	55.0	0.53	1.93 %	31 %	910.1
-28.5	-56.3				
25.5	55.0	0.46	1.93 %	27 %	715.2
-25.4	-56.3				
22.9	54.9	0.42	1.93 %	24 %	610.4
-23.5	-56.3				
25.0	63.2	0.39	2.22 %	23 %	899.5
-25.3	-64.2				
22.1	63.1	0.35	2.21 %	21 %	739.9
-22.4	-64.1				
18.6	59.8	0.31	2.10 %	18 %	671.5
-20.4	-64.4				
19.7	71.0	0.28	2.49 %	17 %	839.5
-20.7	-72.2				
17.3	71.3	0.25	2.50 %	15 %	679.2
-18.4	-72.4				
15.5	70.9	0.23	2.49 %	13 %	567.9
-17.0	-72.1				
16.8	78.9	0.22	2.77 %	13 %	749.7
-17.8	-80.3				
15.4	79.0	0.20	2.77 %	12 %	699.9
-16.3	-80.4				
14.5	79.0	0.19	2.77 %	11 %	624.2
-15.1	-80.4				

Cuadro D - 20. Valores por ciclo de carga lateral máxima, desplazamiento máximo, rigidez secante, nivel de desplazamiento, energía disipada, y energía acumulada para el muro N' (V. $h/l=1.5$).

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
1.8	1.3	1.64	0.04 %	1.00	1.6
-2.3	-1.3				
2.9	2.4	1.34	0.09 %	0.81	15.6
-3.6	-2.4				
4.1	3.7	1.23	0.13 %	0.75	10.1
-5.2	-3.7				
5.1	4.9	1.18	0.17 %	0.72	15.0
-6.6	-4.9				
9.0	9.6	1.08	0.34 %	0.66	46.9
-11.2	-9.1				
8.2	9.5	1.02	0.33 %	0.62	33.2
-10.8	-9.2				
7.9	9.4	1.00	0.33 %	0.61	29.2
-10.7	-9.2				
14.0	15.7	1.03	0.55 %	0.63	114.3
-20.3	-17.6				
13.2	15.8	0.98	0.55 %	0.60	81.2
-19.5	-17.7				
12.9	15.8	0.96	0.55 %	0.58	74.7
-19.0	-17.7				
22.3	25.3	0.93	0.89 %	0.57	260.5
-26.6	-27.1				
21.3	25.4	0.88	0.89 %	0.54	193.1
-24.9	-27.2				
20.5	25.2	0.85	0.89 %	0.52	170.9
-23.8	-27.2				
25.6	34.4	0.74	1.21 %	0.45	474.7
-27.0	-37.0				
22.8	35.2	0.65	1.24 %	0.40	376.2
-24.3	-37.2				
20.8	35.2	0.60	1.23 %	0.37	304.3
-22.7	-37.2				
22.9	44.9	0.51	1.57 %	0.31	1092.2
-24.1	-46.9				
20.0	45.1	0.44	1.58 %	0.27	471.5
-21.0	-47.2				
18.3	45.3	0.40	1.59 %	0.24	393.8
-18.8	-47.4				
19.4	55.0	0.34	1.93 %	0.21	619.0

$V_{max,i}$ (t)	$\delta_{max,i}$ (mm)	$K_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)	Δ (%)	$\frac{K_{s,i}}{K_0}$ (%)	$E_{s,i}$ ($\frac{ton}{mm}$)
-19.0	-57.2	0.30	1.94 %	0.18	494.2
17.1	55.3				
-16.5	-57.6	0.27	1.93 %	0.17	426.5
15.7	55.1				
-15.2	-57.5	0.24	2.29 %	0.15	585.6
16.8	65.3				
-15.8	-67.7	0.22	2.29 %	0.13	454.9
14.5	65.2				
-14.5	-67.6	0.20	2.30 %	0.12	431.9
13.2	65.5				
-13.7	-67.8	0.19	2.63 %	0.11	670.4
14.0	75.0				
-14.6	-77.5	0.16	2.65 %	0.10	537.8
12.2	75.6				
-12.9	-77.7	0.15	2.64 %	0.09	510.1
11.0	75.3				
-12.2	-77.9	0.13	3.00 %	0.08	339.7
11.3	85.5				
-5.1	-37.2				

6.5 ANEXO E: Resultados de ensayos de materiales

Los presentes resultados se extraen de los trabajos de Sánchez (2019), Picado (2019) e Irías (2021), así como a partir de mediciones propias.

6.5.1 Cemento

El cemento utilizado en el concreto de la viga corona y las columnas de los muros es cemento hidráulico de Uso General de Cemex, tipo RTCR 479:2015 MM/B (P-C)-28 y producido en las plantas de CEMEX en Colorado de Abangares y Guatuso de Patarrá.

6.5.2 Agregados

Para los agregados utilizados para el concreto de la viga corona y las columnas de los muros se utilizó el material disponible en el LanammeUCR, que proviene del Río Guápiles. El módulo de finura para la arena es de 2.72 y el tamaño máximo de la piedra es de 19 mm (quintilla).

Para el agregado grueso se siguió el procedimiento de la norma ASTM C136 para determinar la granulometría del agregado, la cual cumple con la norma ASTM C33. Asimismo, se realizaron las pruebas ASTM C136, ASTM C128, ASTM C29 y ASTM C566, para determinar los valores necesarios para el diseño de la mezcla.

El agregado fino fue sometido a las pruebas ASTM C136, ASTM C128, ASTM C29 y ASTM C566. La granulometría obtenida cumple con el estándar de la norma ASTM C33.

Los resultados se muestran a continuación.

6.5.2.1 Agregado fino

Cuadro E - 1. Resultados para granulometría del agregado fino.

Malla No.	Abert. (mm)	Masa retenida (g)	% Retenido	% Retenido acumulado	% Pasando	Límite inferior	Límite superior	ASTM C33
1/2"	12.5	0.0	0.0	0.0	100		100	Cumple
3/8"	9.50	0.0	0.0	0.0	100	100	100	Cumple
Nº 4	4.75	26.7	1.4	1.4	99	95	100	Cumple
Nº 8	2.36	297.6	15.3	16.7	83	80	100	Cumple
Nº 16	1.18	383.7	19.7	36.4	64	50	85	Cumple
Nº 30	0.600	466.5	24.0	60.5	40	25	60	Cumple
Nº 50	0.300	381.2	19.6	80.1	20	5	30	Cumple
Nº100	0.150	217.7	11.2	91.3	9	0	10	Cumple
Nº200	0.075	89.9	4.6	95.9	4	0	5	Cumple
Módulo de finura:		2.86				Lavado malla No. 200	3.4	

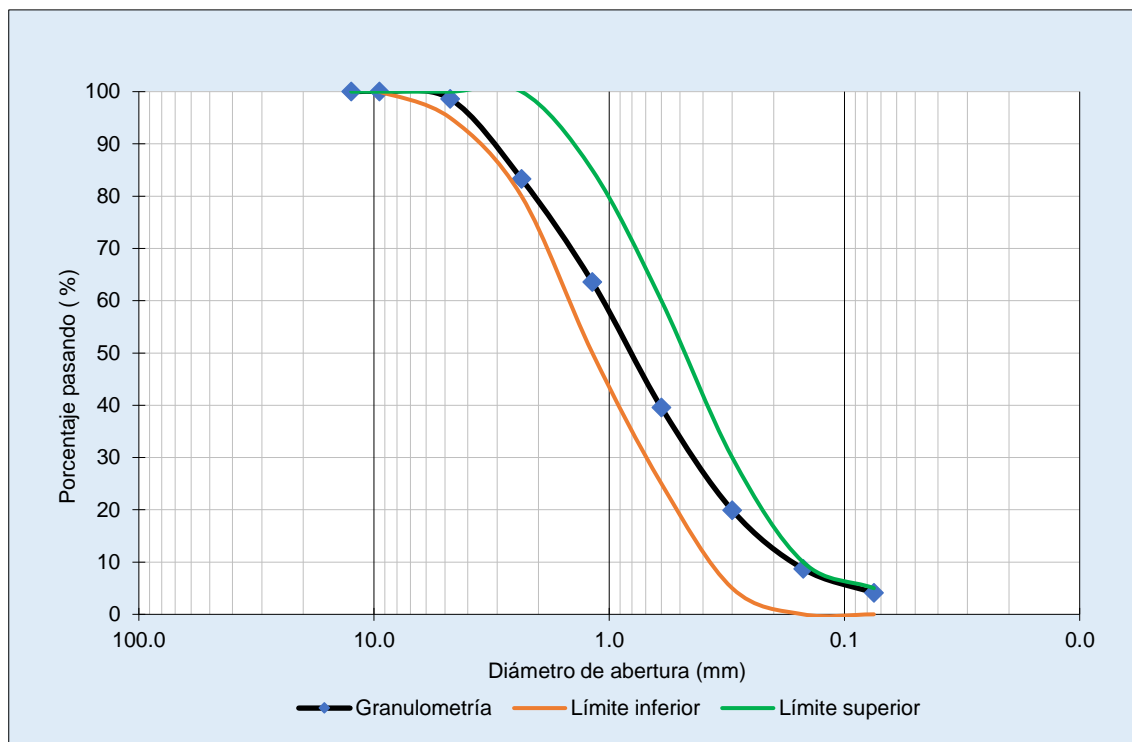


Figura E - 1. Granulometría de agregado fino

Cuadro E - 2. Resultados del ensayo de peso unitario para el agregado fino.

No.	Pesos (g)		Densidades (kg/m ³)	
	Suelto	Envarillado	Suelto	Envarillado
1	6116.3	6414.8	1547	1652
2	6133.3	6441.5	1553	1662
3	6146.0	5477.6	1557	1674
		Promedio	1552	1663
		Peso y volumen de recipiente	1730.2 g	2.84 l

Cuadro E - 3. Resultados del ensayo de gravedad específica para el agregado fino.

G_b_s	2.52
G_b_{SSS}	2.60
G_b_{aparente}	2.75
Absorción (%)	3.41

6.5.2.2 *Agregado grueso*

Cuadro E - 4. Resultados para granulometría del agregado grueso.

Malla No.	Abert. (mm)	Masa retenida (g)	% Retenido	%Retenido acumulado	% Pasando	Límite inferior	Límite superior	ASTM C33
1/2"	12.5	0.0	0.0	0.0	100		100	Cumple
3/8"	9.50	542.8	15.1	15.1	85	85	100	No cumple
Nº 4	4.75	2691.9	74.7	89.8	10	10	30	Cumple
Nº 8	2.36	276.1	7.7	97.5	3	0	10	Cumple
Nº 16	1.18	21.7	0.6	98.1	2	0	5	Cumple
Nº 30	0.600	6.0	0.2	98.2	2	-	-	-
Nº 50	0.300	4.5	0.1	98.4	2	-	-	-
Nº100	0.150	7.4	0.2	98.6	1	-	-	-
Nº200	0.075	8.4	0.2	98.8	1	-	-	-

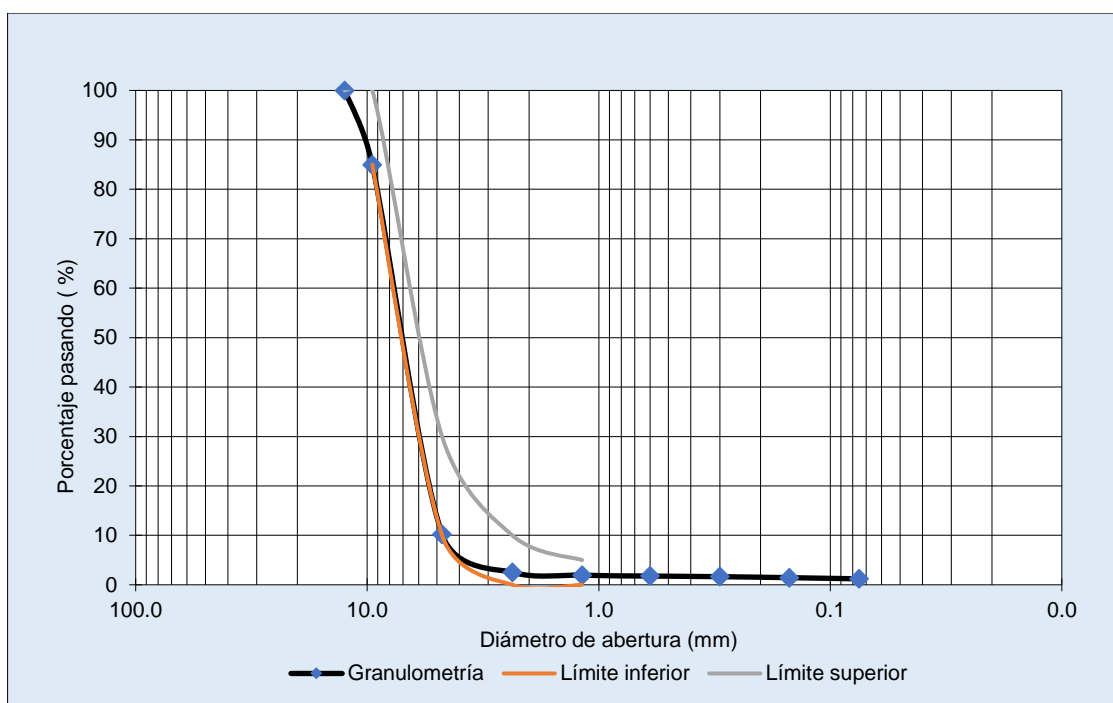


Figura E - 2. Granulometría de agregado grueso

Cuadro E - 5. Resultados del ensayo de peso unitario para el agregado grueso.

No.	Pesos (g)		Densidades (kg/m ³)	
	Suelto	Envarillado	Suelto	Envarillado
1	5712.4	6134.5	1404	1553
2	5729.9	6098.1	1411	1540
3	5728.5	6110.0	1410	1545
		Promedio	1408	1546
		Peso y volumen de recipiente	1730.2 g	2.84 /

Cuadro E - 6. Resultados del ensayo de gravedad específica para el agregado grueso.

G_b	2.63
G_{b_{SSS}}	2.68
G_{b_{aparente}}	2.77
Absorción (%)	1.88

6.5.3 Acero de refuerzo

El refuerzo del paño de mampostería (refuerzo vertical y horizontal) se realizó con varilla No. 3 Grado 40. En los elementos de confinamiento se utilizó varilla No. 4 Grado 60, y para las cimentaciones se colocó varillas de refuerzo No. 5 y 6 Grado 60. Se comprobó la resistencia real de todo el refuerzo, cuyos resultados se muestran en el siguiente cuadro.

Cuadro E - 7. Propiedades mecánicas del acero empleado en la construcción de los muros estudiados.

Propiedad	No. 3 (Grado 40)	No. 4 (Grado 60)	No. 5 (Grado 60)	No. 6 (Grado 60)
Esfuerzo de fluencia (kg/cm ²)	3412	4585	4529	4901
Esfuerzo último (kg/cm ²)	5289	6272	6246	7749
Deformación de fluencia (mm/mm)	0.00206	0.00271	0.00270	0.00334
Deformación última (mm/mm)	0.186	0.143	0.121	0.175
Módulo de elasticidad (kg/cm ²)	1.65 x10 ⁶	1.69 x10 ⁶	1.68 x10 ⁶	1.47 x10 ⁶

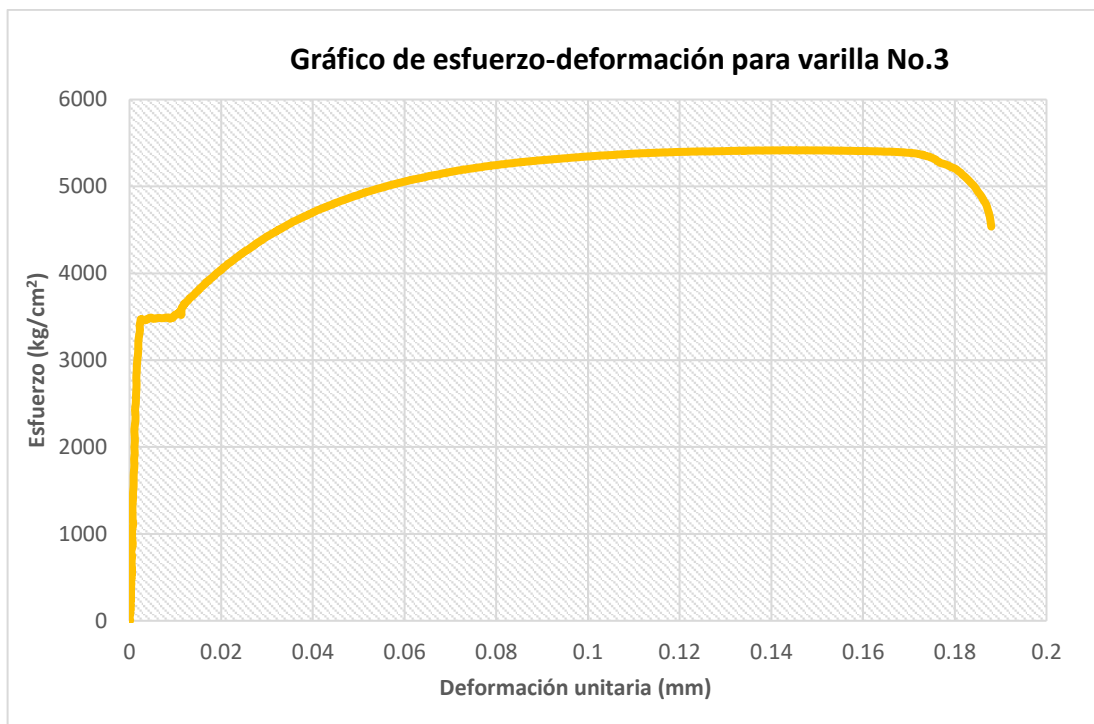


Figura E - 3. Gráfico de esfuerzo-deformación para una varilla No. 3

6.5.4 Bloques de mampostería

Se utilizaron bloques estándar N-15 de Pedregal. En el esquema mostrado en la siguiente figura se señalan las dimensiones de los bloques, cuyos valores fueron medidos para muestras de los bloques de esta investigación. Los resultados se muestran en la figura e - 4. Las mediciones se realizaron en concordancia con lo establecido en la norma ASTM C14

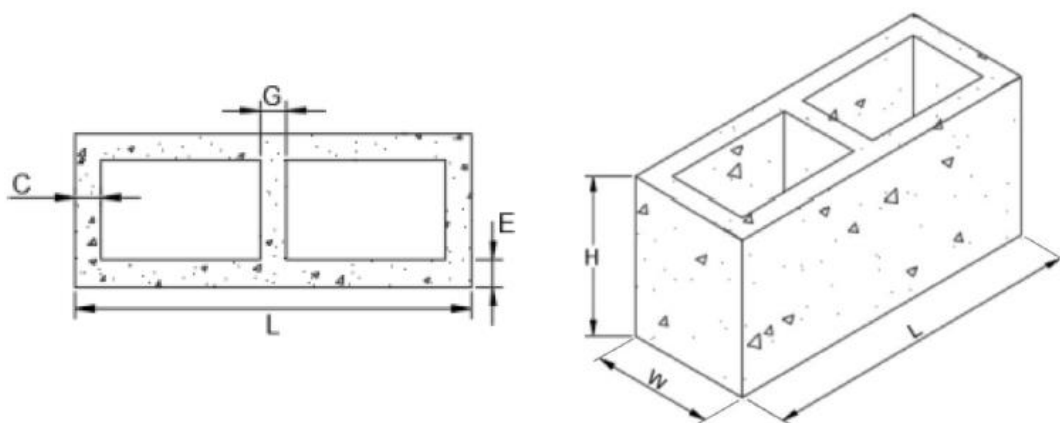


Figura E - 4. Esquema general de la geometría y medidas de los bloques huecos de concreto

Fuente: Zúñiga (2018).

Cuadro E - 8. Propiedades geométricas de los bloques de mampostería medidas en el laboratorio.

Dimensión	Bloque 1	Bloque 2	Bloque 3	Bloque 4	Promedio
L (mm)	390.5	389.8	390.0	389.2	389.9
W (mm)	150.8	150.6	150.2	150.2	150.4
H (mm)	186.6	188.4	188.1	189.9	188.2
C (mm)	28.4	27.4	26.3	27.2	27.3
G (mm)	32.9	33.6	31.9	33.6	33.0
E (mm)	29.0	28.6	28.9	28.4	28.7
Área neta (cm ²)	309.5	305.6	303.7	303.0	305.5

El CSCR 2010/14 (2016) establece que los bloques clase A deben tener una resistencia mínima de 133 kg/cm², por lo que se revisó la capacidad de tres unidades utilizando el área neta promedio. Los resultados se muestran en el cuadro e - 9.

Cuadro E - 9. Resistencia de bloques de mampostería medida sobre el área neta de las unidades.

Bloque	Carga (kN)	Resistencia (kg/cm ²)
1	881.3	294
2	915.4	305
3	882.6	295
Promedio		298

6.5.5 Concreto

6.5.5.1 Elementos de confinamiento

El concreto utilizado en la viga corona y las columnas fue preparado en obra, con una resistencia teórica en compresión de 210 kg/cm² a los 28 días. Se realizaron ensayos a muestras del concreto fresco y endurecido de acuerdo con lo establecido en la norma ASTM C39 (ASTM, 2018), a partir de la cual se obtuvo resistencias de acuerdo con el cuadro e - 10.

La proporción utilizada para el diseño de mezcla fue de 1:2:2 con una relación agua/cemento de 0.56.

Cuadro E - 10. Resistencia del concreto de vigas y columnas medida a los 28 días.

Cilindro	f'_c (kg/cm ²) – Grupo 1	f'_c (kg/cm ²) – Grupo 2	f'_c (kg/cm ²) – Grupo 3
1	292	224	220
2	285	226	223
3	249	-	226
Promedio	275	225	223

6.5.5.2 Cimentaciones

Para las cimentaciones de los muros se utilizó concreto premezclado, para el cual se esperaba una resistencia de 350 kg/cm² para los muros del grupo 1 y 280 kg/cm² para los muros de los grupos 2 y 3¹⁴. Se procedió a tomar muestras y ensayarlas de acuerdo con la norma ASTM C39 (ASTM, 2018). El revenimiento obtenido fue de 200 mm y las resistencias mostradas en el siguiente cuadro.

Cuadro E - 11. Resistencia del concreto de las cimentaciones medido a los 28 días.

Cilindro	f'_c (kg/cm ²) – Grupo 1	f'_c (kg/cm ²) – Grupo 2	f'_c (kg/cm ²) – Grupo 3
1	461	315	343
2	426	298	293
3	469	293	319
4	-	287	351
Promedio	452	298	327

6.5.5.3 Concreto de relleno

Para rellenar las unidades de mampostería se utilizó concreto pre-empacado de INTACO tipo CRC Autocompactable, especialmente formulado para colados en altura. De acuerdo con el CSCR 2010/14 (2016), el concreto de relleno clase A debe tener al menos una resistencia a los 28 días de 175 kg/cm², para lo cual se fabricaron y ensayaron prismas del material. Todo en concordancia con la norma ASTM C1019 (ASTM, 2018).

Los resultados de resistencia de los prismas de concreto de relleno se muestran en el siguiente cuadro.

Cuadro E - 12. Resistencia del concreto de relleno medido a los 28 días.

Prisma	Carga (kN)	f'_{cr} (kg/cm ²)
1	196.3	202
2	214.8	207
3	195.7	175
4	207.9	203
Promedio		197

6.5.6 Mortero de pega

Se utilizó Pegablock tipo N de Intaco, el cual está formulado para aplicaciones en bloques de compresión moderada. De acuerdo con el CSCR 2010/14 (2016), para morteros clase C se debe

¹⁴ La resistencia de diseño para el concreto de las fundaciones era de 280 kg/cm². Sin embargo, para los muros del primer grupo se utilizó una resistencia mayor por razones logísticas con el proveedor de concreto.

alcanzar una resistencia a la compresión de 53 kg/cm². En el caso de esta investigación se realizaron 6 cubos para los cuales se obtuvo una resistencia promedio de **61 kg/cm²**.

De acuerdo con lo indicado por Picado (2019) y Sánchez (2019), se utilizó este mortero y no el que solicita el CSCR 2010/14 (2016) para mampostería clase A debido a que en los Trabajos Finales de Graduación de Barahona (2019) y García (2019) sobre el módulo de ruptura de la mampostería se concluyó que los prismas con mortero tipo N poseen una capacidad a la compresión f'_m de 153 kg/cm², valor que supera los 100 kg/cm² establecido como requisito mínimo para mampostería clase A. Asimismo, se menciona que este mortero posee mejor trabajabilidad, lo cual mejora y hace más eficiente su colocación.

con este se logran módulos de ruptura y resistencias a la compresión de prismas de mampostería considerablemente similares a los alcanzados con otros tipos superiores de mortero.

6.5.7 Resistencia de la mampostería

Para la obtención de la resistencia de la mampostería, se fabricaron y ensayaron 6 prismas de 2 bloques de acuerdo con la norma ASTM C1314 (ASTM, 2016). De estos prismas, 3 se encontraban rellenos y 3 vacíos. Se aplicó un factor de corrección por h_p/t_p de 1.04 según establece la norma mencionada para esta relación de altura. Los resultados se muestran en el siguiente cuadro.

Cuadro E - 13. Resistencia de los prismas de mampostería medida a los 28 días.

	Prisma	Carga (kN)	Área neta (cm ²)	Resistencia (kg/cm ²)
Rellenos	1	751.1	588.3	138
	2	845.2	587.4	155
	3	678.8	586.8	124
Vacíos	1	713.9	305.7	252
	2	597.8	303.3	212
	3	849.6	303.1	302
	Promedio			197

De acuerdo con CSCR 2010/14 (2016), la resistencia mínima debe ser de 100 kg/cm².

6.6 ANEXO F: Fotografías de muros ensayados

En esta sección se muestran fotografías de los muros luego de ser ensayados.



Figura F-1. Muro A después de la falla.

Fuente: Picado (2019)

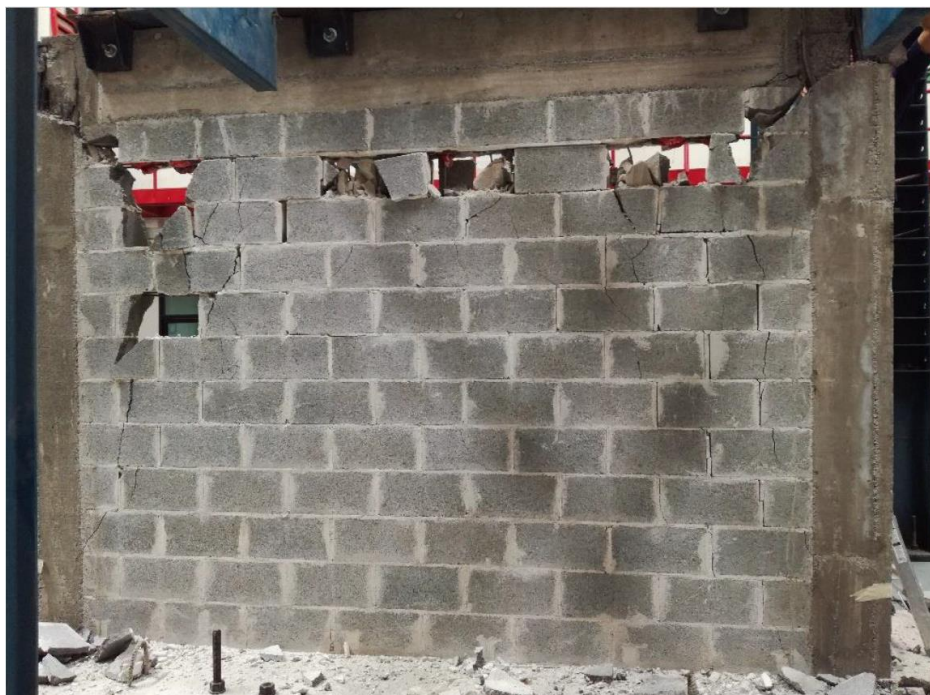


Figura F-2. Muro B después de la falla.

Fuente: Picado (2019)



Figura F-3. Muro C después de la falla.

Fuente: Picado (2019)



Figura F-4. Muro D después de la falla.

Fuente: Picado (2019)



Figura F-5. Muro E después de la falla.

Fuente: Picado (2019)



Figura F-6. Parte del paño del muro F después de la carga.

Fuente: Irías (2021)



Figura F-7. Parte del paño del muro H después de la carga.

Fuente: Irías (2021)



Figura F-8. Muro J durante y después de la falla.

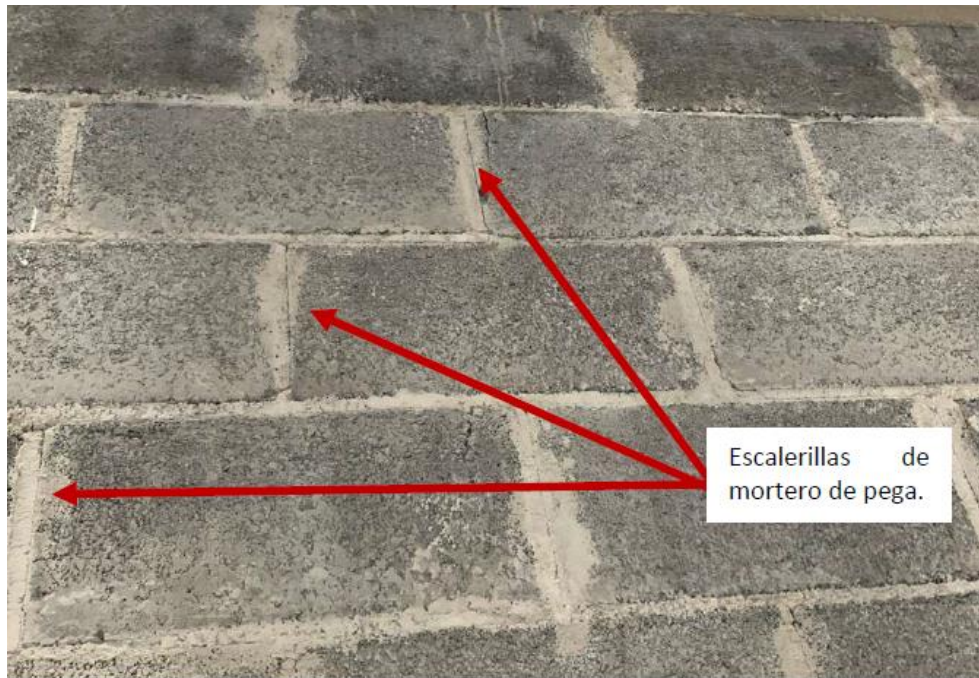


Figura F-9. Parte del paño del muro K después de la carga.

Fuente: Irías (2021)



Figura F-10. Muro K después de la carga.

Fuente: Irías (2021)

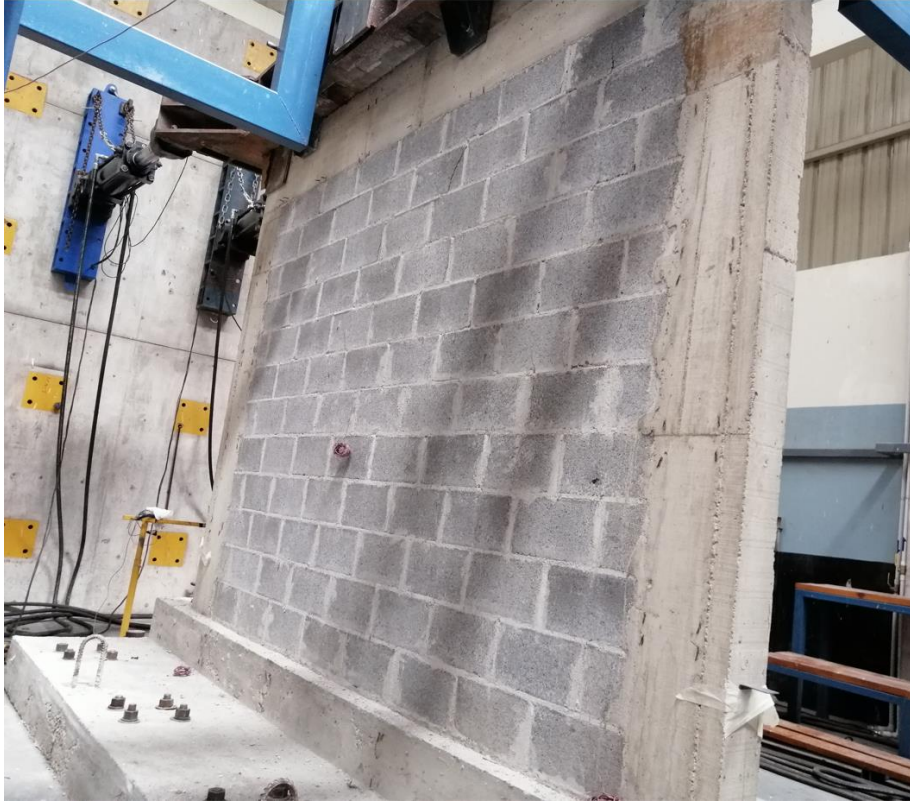


Figura F-11. Muro L después de la carga.



Figura F-12. Parte del paño del muro L después de la carga.

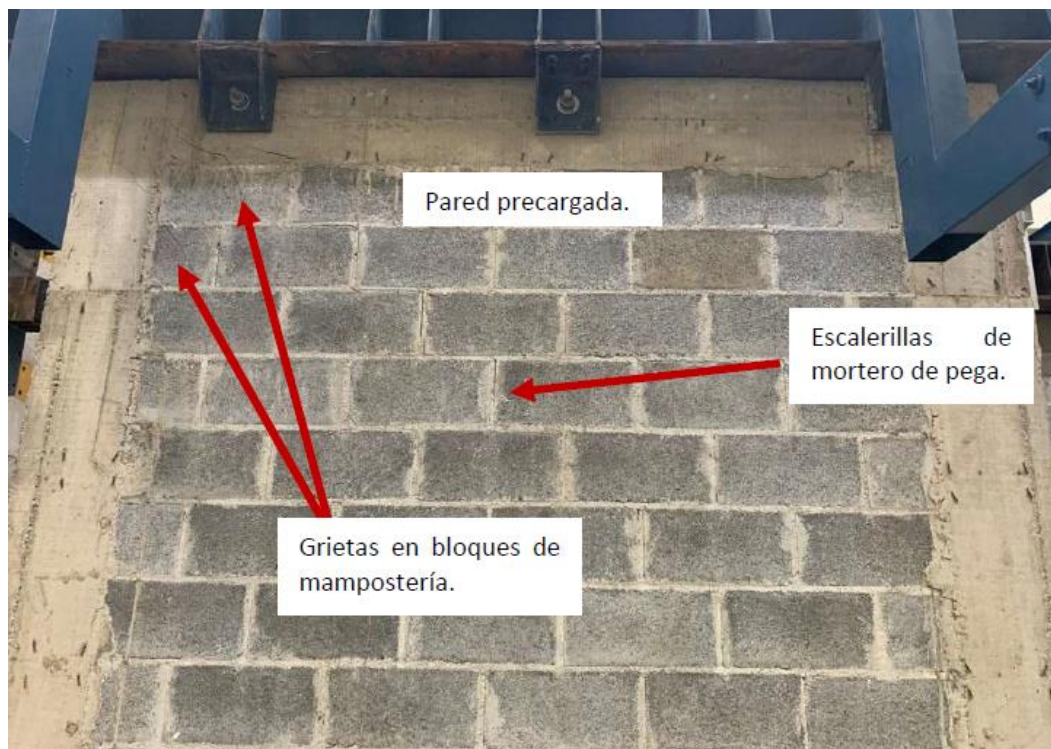


Figura F-13. Muro M después de la carga.

Fuente: Irías (2021)



Figura F-14. Parte del paño del Muro M después de la carga.

Fuente: Irías (2021)



Figura F-15. Muro N después de la carga e iniciado el proceso de reparación con sistema de reforzamiento FRCM

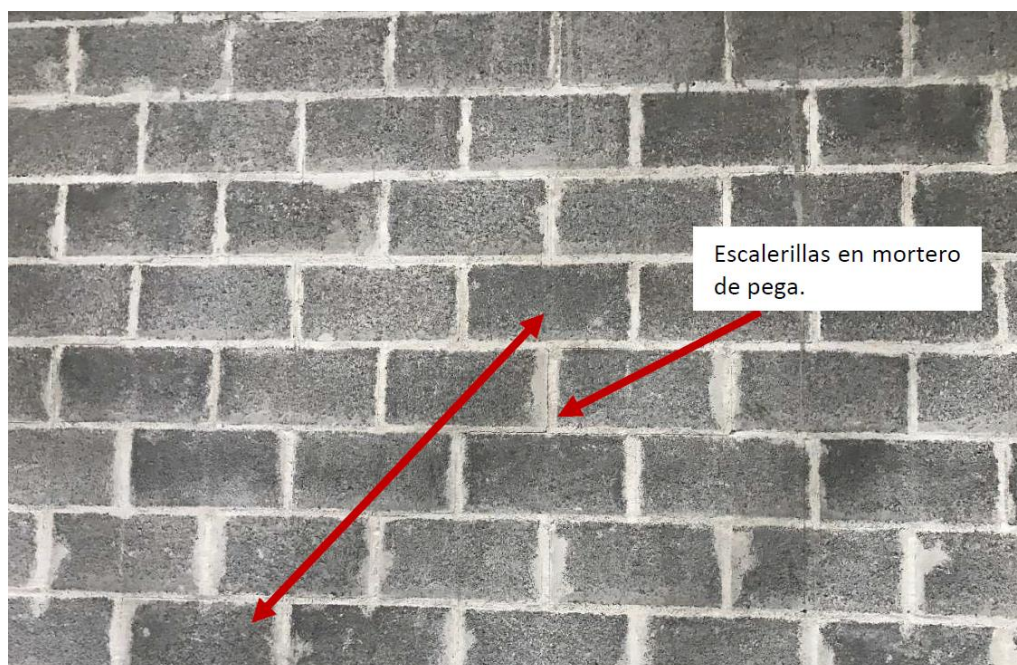


Figura F-16. Parte del paño del muro F' después de la carga.

Fuente: Irías (2021)



Figura F-17. Muro F' después de la falla.

Fuente: Irías (2021)

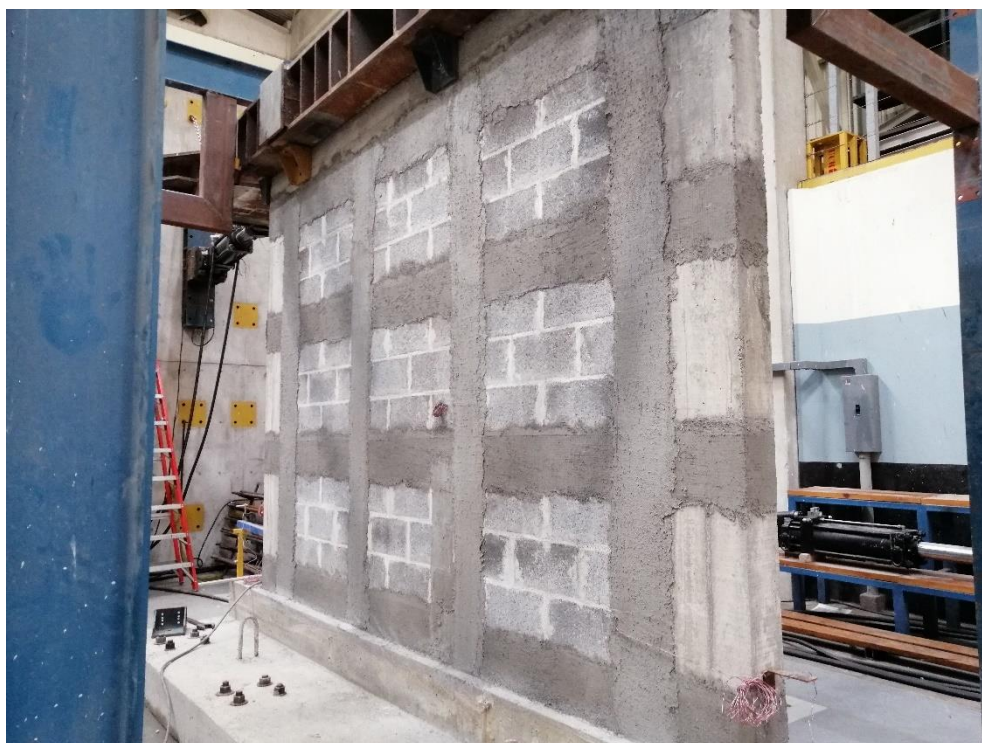


Figura F-18. Muro G' antes de la carga.



Figura F-19. Parte del muro G' después de la carga.



Figura F-20. Muro G' después de la carga.



Figura F-21. Muro H' después de la falla.

Fuente: Irías (2021)

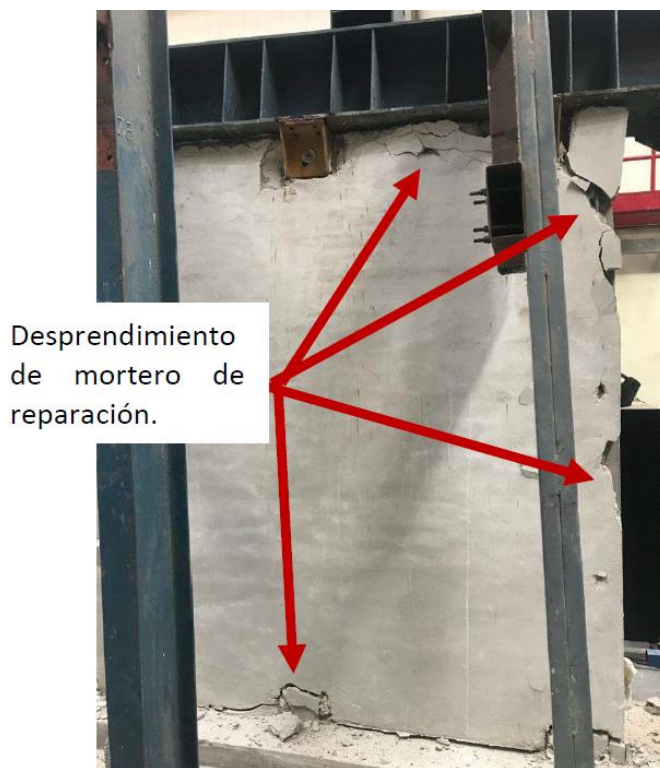


Figura F-22. Muro H' después de la falla.

Fuente: Irías (2021)



Figura F-23. Muro I' después de la falla.



Figura F-24. Muro K' después de la falla.

Fuente: Irías (2021)



Figura F-25. Muro K' después de la falla.

Fuente: Irías (2021)



Figura F-26. Muros L' (atrás) y N' (adelante) antes de la falla.



Figura F-27. Muro L' después de la falla.



Figura F-28. Muro M' después de la falla.

Fuente: Irías (2021)



Figura F-29. Muro M' después de la falla.

Fuente: Irías (2021)



Figura F-30. Muro N' después de la falla.