

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



PUCP

Título

**EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO DE MUROS DE
ADOBE REFORZADOS CON CUERDAS SOMETIDOS A CARGA
LATERAL CÍCLICA**

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAGÍSTER EN
INGENIERÍA CIVIL**

AUTORA

Angely Paola Valle Castro

ASESOR

Dr. Jorge Marcial Blondet Saavedra

CO-ASESOR

Dr. Sabino Nicola Tarque Ruiz

Julio, 2019

RESUMEN

Durante los últimos 50 años, se ha venido desarrollando técnicas de reforzamiento que eviten el colapso de viviendas de tierra ubicadas en áreas sísmicas. En una investigación reciente, la eficacia del refuerzo con malla de cuerdas en un módulo de adobe de un piso ha sido demostrada al evitarse el colapso del módulo durante ensayos de simulación sísmica severa. Sin embargo, en el Perú existen muchas construcciones de adobe de dos pisos y no se sabe si la técnica de reforzamiento con cuerdas es aplicable en estos casos. El presente trabajo de investigación forma parte de un proyecto experimental realizado con la finalidad de evaluar la técnica de reforzamiento con cuerdas en viviendas de adobe de dos pisos. El programa constituye la primera parte del proyecto e incluye ensayos de cuatro pilas y cuatro muretes de mampostería de adobe, seis ensayos de tracción indirecta en emparedados, tracción del refuerzo y ensayos cíclicos de cuatro muros de adobe. Dos de estos muros se construyeron a escala natural y dos a escala reducida (1:2). Para cada caso: el primero sin refuerzo y el segundo reforzado con malla de cuerdas. Los resultados del programa experimental mostraron la eficacia del refuerzo con malla de cuerdas en muros de adobe en términos de la degradación de rigidez lateral, el factor de amortiguamiento viscoso equivalente, la energía disipada y la ductilidad. Además, se identificó estados límite de daños para los muros de adobe ensayados y se verificó la calidad de la albañilería y del refuerzo mediante la obtención de las características mecánicas de la albañilería de adobe y de las cuerdas. En todos los casos, las propiedades obtenidas fueron superiores a los valores mínimos de resistencia recomendados en la Norma E.080 (2017) Construcción con Tierra Reforzada.

AGRADECIMIENTOS

A mi asesor el Dr. Marcial Blondet, por su apoyo, paciencia y enseñanzas transmitidas durante la elaboración del trabajo de Tesis.

A mi co-asesor el Dr. Nicola Tarque, por su orientación, apoyo y guía en la elaboración del trabajo de Tesis.

Al Ing. Julio Vargas, por sus enseñanzas y comentarios realizados durante la ejecución del proyecto de laboratorio.

A la Ing. Gladys Villa García, exjefa del laboratorio de estructuras de la PUCP, al Ing. Wilson Silva y al equipo de técnicos de laboratorio.

Al Ing. Alvaro Rubiños, por su apoyo y guía en la elaboración de los ensayos de laboratorio y la revisión de la Tesis.

Al estado peruano, el cual a través del Consejo Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación Tecnológica (CONCYTEC) me concedió una beca integral de maestría en la Pontificia Universidad Católica del Perú.

Al equipo de trabajo en adobe por su participación durante la ejecución del proyecto.

3.2.2. Ensayos de tracción indirecta en emparedados	28
3.2.3. Ensayos de compresión axial en pilas de adobe	30
3.2.4. Ensayos de compresión diagonal en muretes	36
3.2.5. Ensayos de compresión en probetas cúbicas de mortero	41
3.2.6. Ensayos de tracción en drizas.....	43
3.2.7. Ensayos de tracción en caña carrizo	47
3.2.8. Conclusiones y Recomendaciones	48
Capítulo 4.....	50
4. ENSAYOS CUASI – ESTÁTICOS DE MUROS DE ADOBE A ESCALA NATURAL.....	50
4.1. CONSTRUCCIÓN DEL MURO A ESCALA NATURAL SIN REFUERZO	50
4.2. CONSTRUCCIÓN DEL MURO A ESCALA NATURAL REFORZADO.....	55
4.3. ENSAYO DE CARGA LATERAL CÍCLICA	59
4.3.1. Protocolo de ensayo	59
4.3.2. Montaje e instrumentación	61
Capítulo 5.....	64
5. ENSAYOS CUASI – ESTÁTICOS DE MUROS DE ADOBE A ESCALA REDUCIDA.....	64
5.1. CONSTRUCCIÓN DEL MURO A ESCALA REDUCIDA SIN REFUERZO	64
5.2. CONSTRUCCIÓN DEL MURO A ESCALA REDUCIDA SIN REFUERZO	66
5.3. ENSAYO DE CARGA LATERAL CÍCLICA	68
5.3.1. Protocolo de ensayo	68
5.3.2. Montaje e instrumentación	68
Capítulo 6.....	73
6. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	73
6.1. RESULTADOS DE LOS MUROS A ESCALA NATURAL	73
6.1.1. Rotación por flexión	73
6.1.2. Comportamiento del muro MUENSR y evolución del daño	74
6.1.3. Comportamiento del muro a escala natural con refuerzo (MUENCR) y evolución del daño. 77	
6.1.4. Comportamiento histerético de los muros a escala natural.....	79
6.1.5. Curva envolvente de Respuesta	81
6.1.6. Curva envolvente idealizada	82
6.1.7. Curva envolvente Esfuerzo cortante vs. Deriva	83
6.1.8. Degradación de rigidez	85
6.1.9. Energía disipada y amortiguamiento viscoso equivalente	86
6.1.10. Comparación del comportamiento de los muros a escala natural	87
6.2. RESULTADOS DE LOS MUROS A ESCALA REDUCIDA	88
6.2.1. Comportamiento del muro MUERSR y evolución de daño	88
6.2.2. Comportamiento del muro MUERCR y evolución de daño	89

	v
6.2.3. Comportamiento histerético del espécimen	91
6.2.4. Curva envolvente de respuesta	93
6.2.5. Curva envolvente esfuerzo cortante vs. Deriva	93
6.2.6. Degradación de rigidez lateral.....	95
6.2.7. Energía disipada y amortiguamiento viscoso equivalente	95
6.3. TEORÍA DE MODELOS	97
	6.3.1. Proceso de Escala 97
Capítulo 7.....	99
7. CONCLUSIONES	99
REFERENCIAS.....	102



LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Distribución mundial de las zonas de actividad sísmica y las zonas con construcciones de tierra...(http://www.terracruda.com)	4
Figura 2.2 a) Vista aérea de un área de la ciudad de Bam luego del Terremoto del 2003 en Irán. (Foto por: Dr. Timoorian) y b) Falla fuera del plano en construcción típica con techo curvo en Bam (Mehrain y Naeim, 2004)	5
Figura 2.3 Mapa de materiales de construcción predominantes según zona urbana y rural en el Perú. (Adaptado de Rodríguez et al., 2013)	6
Figura 2.4 Mapa de materiales de construcción predominantes por provincias. (Adaptado de Rodríguez et al., 2013)	7
Figura 2.5. a) Viviendas de adobe de 1 piso, b) Viviendas de adobe de dos pisos, c) Vivienda de tapial y d) Viviendas coloniales en Lima. (http://www.ceresis.org , http://ebasl.es y google imágenes).....	7
Figura 2.6. Elementos principales de una vivienda de adobe de dos pisos típica (Gutiérrez y Manco, 2006).....	8
Figura 2.7. a) Daños tras el terremoto de Huaraz 1970 b) Daños tras el terremoto de Lima, 1974. (USGS y google imágenes).....	10
Figura 2.8. a) Grieta vertical en esquina superior del muro, Castilla, Arequipa, 2001 (Foto por Daniel Quiun) b) Destrucción parcial de la edificación, Coayllo Pisco 2007. (CERESIS, UNESCO, 2008)	10
Figura 2.9. Ensayos estáticos en plataforma inclinable de módulos de vivienda de adobe sin refuerzo y reforzado con caña (Blondet et al., 2011)	13
Figura 2.10. a) Módulo de adobe reforzado con 75% de geomalla después del ensayo, b) Módulo de adobe reforzado al 50% con malla plástica tras sufrir un sismo moderado D= 80 mm (Blondet et al., 2011 y Blondet et al., 2006).	14
Figura 2.11. Módulo de adobe reparado con grout y reforzado con cuerdas (Blondet et al., 2014)	15
Figura 2.12. Módulo de adobe reforzado con cuerdas (Blondet et al., 2019)	15
Figura 2.13. Comportamiento estructural a corte cíclico de la albañilería de adobe reforzada (Blondet et al., 2005)	18
Figura 2.14. Comportamiento estructural a corte cíclico de la albañilería de adobe confinada (San Bartolomé y Pehovaz, 2003).....	19
Figura 3.1. a) Amasado de tierra para formar bolita, b) Bolita elaborada, c) Prueba de la bolita y d) Bolitas al término del ensayo	21
Figura 3.2. a) Prueba de la cinta y b) Longitudes totales de 6 cintas	22
Figura 3.3. Preparación de emparedados. a) Incorporación de agua a la mezcla, b) Humedecimiento de una cara de los adobes c) Colocación del mortero y d) Nivelado del emparedado	23
Figura 3.4. a) Emparedados preparados según proporción específica y b) Emparedados terminados.....	24

Figura 3.5. Proporción suelo arena-gruesa para morteros en emparedados	25
Figura 3.6. Fabricación de las unidades de adobe.....	25
Figura 3.7. Secado y apilamiento de las unidades de adobe.....	26
Figura 3.8. Fabricación de cubos de adobe	27
Figura 3.9. a) Ensayo de compresión en cubo de adobe A-1 de 100 mm de lado y b) Falla por aplastamiento en cubos.....	27
Figura 3.10. a) Humedecimiento de adobes, b) Colocación del mortero, c) Enrasado del emparedado y d) Nivelado del emparedado	28
Figura 3.11. a) Nivelado del emparedado de adobe, b) Colocación del capping de yeso, c) Enrasado y d) Especímenes preparados para el ensayo	29
Figura 3.12. Ensayos de emparedados de adobe (E-2) a tracción indirecta	29
Figura 3.13. a) Asentamiento de unidades de adobe sobre tableros de madera, b) Verificación de la verticalidad de las pilas con plomada y nivel, c) Colocación de la junta de mortero de 8-10 mm de espesor y d) Especímenes en su etapa final de construcción	31
Figura 3.14. Esquema de Instrumentación en pilas de adobe.....	32
Figura 3.15. Instrumentación en pilas de adobe.....	32
Figura 3.16. Fallas en pilas de adobe	33
Figura 3.17: Dimensiones de la Pila de Adobe. Norma E.080 (2017)	34
Figura 3.18: Diagramas esfuerzo deformación de pilas de adobe	35
Figura 3.19. a) Primera hilada de adobes, b) Colocación del mortero y c) Verificación de verticalidad	36
Figura 3.20. Colocación de Instrumentos en los muretes.....	37
Figura 3.21. Ubicación de instrumentación en murete	37
Figura 3.22. Fallas en muretes de adobe	38
Figura 3.23. Dimensiones de los muretes de adobe (Norma E.080)	39
Figura 3.24: Diagramas esfuerzo-deformación de muretes de adobe.....	41
Figura 3.25. Preparación de los cubos de mortero	42
Figura 3.26. Ensayo de los cubos de mortero.....	42
Figura 3.27. Características de la Driza	44
Figura 3.28: Nudo tipo 8.....	44
Figura 3.29. Preparación de probetas para el ensayo de tracción en drizas.....	44
Figura 3.30. Ensayo de tracción en driza P-1	44
Figura 3.31. Preparación de especímenes de caña	47
Figura 3.32. a) Ensayo de tracción en caña carrizo y b) Fallas en sección más delgada de las probetas.	47
Figura 4.1. Elevación del muro sin refuerzo	50
Figura 4.2. Detalles de Viga de Cimentación de Muro a Escala Natural	51
Figura 4.3. Proceso constructivo de viga de cimentación	52
Figura 4.4. Emplantillado de la hilada par e impar del muro de albañilería de adobe.....	53
Figura 4.5. Proceso constructivo del muro de albañilería de adobe	53
Figura 4.6. Detalles de Viga Solera de Madera.....	54
Figura 4.7. Proceso constructivo de la viga solera de madera del muro de adobe a escala natural	54

Figura 4.8. Detalles de acero en viga solera de concreto.....	54
Figura 4.9. Proceso constructivo de la viga solera de concreto y tarrajeo del muro de adobe a escala natural.....	55
Figura 4.10: Vista en Elevación del Muro a Escala Natural con Refuerzo de cuerdas (MUENCR)	56
Figura 4.11: Perforaciones en el muro a escala natural	56
Figura 4.12: Proceso de reforzamiento del muro a escala natural	58
Figura 4.13. Probetas de concreto	58
Figura 4.14: Historia de desplazamientos laterales	60
Figura 4.15: Ubicación de Instrumentos en muros a escala natural	61
Figura 4.16: Sistema para la aplicación de la carga en muro a escala natural	63
Figura 5.1: Elevación del muro MUERSR	64
Figura 5.2: Procedimiento constructivo del muro a escala reducida sin refuerzo	65
Figura 5.3: Detalle de viga de cimentación de Muro a Escala Reducida.....	66
Figura 5.4: Elevación del muro MUERCR.....	66
Figura 5.5: Reforzamiento del muro a escala reducida.....	67
Figura 5.6: Ubicación de instrumentos y elementos de aplicación de carga en muro a escala reducida .	69
Figura 5.7: Historia de desplazamientos laterales	71
Figura 5.8: Sistema para la aplicación de la carga en muro a escala reducida.....	72
Figura 6.1: Rotación por flexion	73
Figura 6.2 Evolución de la rotación por flexión del borde superior del muro MUENSR y MUENCR durante el ensayo cíclico.....	74
Figura 6.3: Marcación de grietas del muro MUENSR durante la fase 6	75
Figura 6.4: Muro MUENSR al término del ensayo bajo carga lateral cíclica.....	76
Figura 6.5: Patrón de agrietamiento del Muro MUENSR	77
Figura 6.6: Marcación de grietas en el MUENCR durante la fase 6	77
Figura 6.7: Muro a escala natural reforzado MUENCR al término del ensayo	78
Figura 6.8: Muro MUENCR sin tarrajeo al término del ensayo	78
Figura 6.9: Patrón de agrietamiento del Muro MUENCR.....	79
Figura 6.10: Comportamiento histerético de los muros a escala natural	81
Figura 6.11: Curva envolvente de Muros a Escala Natural	82
Figura 6.12: Idealización bilineal de curva envolvente de muros a escala natural	83
Figura 6.13: Gráfica Envolvente Esfuerzo cortante (MPa) vs Deriva de Muros a Escala Natural. Identificación de estados límite para la albañilería de adobe.....	85
Figura 6.14: Rigidez lateral equivalente vs Desplazamiento en Muros a Escala Natural	86
Figura 6.15: Energía disipada (E_d) y amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_{eq}) en muros a escala natural.....	87
Figura 6.16: a. Muro MUERSR al término del ensayo y b. Muro MUERSR sin tarrajeo al término del ensayo.....	88
Figura 6.17: Patrón de agrietamiento del Muro MUERSR.....	89

Figura 6.18: Ensayo del muro a escala reducida reforzado (MUERCR).....	90
Figura 6.19: Patrón de agrietamiento del Muro MUERCR.....	91
Figura 6.20: Comportamiento histerético de los muros a escala reducida	92
Figura 6.21: Curva envolvente de los muros a escala reducida	93
Figura 6.22: Gráfica de Esfuerzo cortante (MPa) vs Deriva (%) de Muros a Escala Reducida. Identificación de niveles de daño	95
Figura 6.23: Rigidez lateral vs Desplazamiento en Muros a Escala Reducida	95
Figura 6.24: Energía disipada y factor de amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} vs deriva de los muros a escala reducida	96
Figura 6.25: Gráfica de Esfuerzo cortante (MPa) vs Deriva del Muro Prototipo.....	98



LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Materiales de construcción predominantes según zona urbana y rural en el Perú. (INEI,2016).....	6
Tabla 2.2 Mecanismos de colapso típicos en muros de tierra. (Yamin et al., 2006).....	11
Tabla 2.3 Daños ocasionados debido a los terremotos de Arequipa (2001) e Ica (2007). (INDECI, 2001 e INDECI, 2007).....	12
Tabla 2.4 Nivel de daños por tipo de viviendas debido al terremoto de Ica (2007). (JICA, 2008).....	12
Tabla 3.1 Proporción suelo arena-gruesa para morteros en emparedados	23
Tabla 3.2 Cálculo del esfuerzo en cubos de adobe	28
Tabla 3.3 Cálculo del esfuerzo máximo de tracción en la interfase mortero - unidades.....	30
Tabla 3.4 Cálculo del Esfuerzo último y admisible de compresión axial en pilas.....	34
Tabla 3.5 Cálculo del módulo de elasticidad del adobe.....	36
Tabla 3.6 Cálculo de la resistencia última de tracción por flexión en muretes de adobe.....	39
Tabla 3.7 Cálculo del módulo de Corte G_m	40
Tabla 3.8 Resistencia a compresión de cubos de mortero	43
Tabla 3.9: Cálculo del módulo de elasticidad en drizas de 5/32''	46
Tabla 3.10: Cálculo del módulo de elasticidad en drizas de 1/4''	46
Tabla 3.11: Cálculo del módulo de elasticidad en drizas de 1/8''	46
Tabla 3.12 Cálculo del módulo de elasticidad de la caña.....	48
Tabla 4.1: Resistencia a compresión de probetas de concreto de vigas de cimentación en muros a escala natural a 7 y 28 días.....	58
Tabla 4.2 Protocolo del muro a escala natural.....	60
Tabla 4.3 Ubicación de Instrumentación en muros a escala natural.....	62
Tabla 5.1 Resultados de los ensayos de las probetas de concreto en vigas de cimentación de muros de adobe del modelo a escala reducida	67
Tabla 5.2 Ubicación de la instrumentación en muro a escala reducida	69
Tabla 5.3 Protocolo de ensayo del muro a escala reducida	71
Tabla 6.1 Comportamiento del muro MUENSR durante el ensayo bajo carga lateral cíclica	76
Tabla 6.2 Comportamiento del muro MUENCR durante el ensayo bajo carga lateral cíclica	78

Tabla 6.3 Valores de las curvas envolventes y curva bilineal de los muros a escala natural	83
Tabla 6.4 Descripción del daño para cada estado límite (Tarque et al., 2012 adaptado de Calvi, 1999)	85
Tabla 6.5 Comportamiento del muro MUERSR durante el ensayo bajo carga lateral cíclica	89
Tabla 6.6 Comportamiento del muro MUERCR durante el ensayo a carga lateral cíclica.....	90



Capítulo 1

ASPECTOS GENERALES

1.1 ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

Entre el 15 y 17 % de la población mundial vive en construcciones de tierra (Correia, M, 2016). En el Perú, que es un país altamente sísmico, ese porcentaje es de 31 % (INEI, 2018). Estas viviendas presentan alto riesgo sísmico, ya que incluso un sismo moderado podría ocasionar considerables pérdidas materiales y humanas. Frente a este problema, en la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) desde hace más de 40 años se vienen realizando estudios sobre el comportamiento de construcciones de tierra ubicadas en áreas sísmicas. Se han desarrollado diversas propuestas de refuerzo para evitar el colapso durante sismos severos y así proteger la vida de sus ocupantes (Blondet et al., 2011).

En una investigación reciente, se demostró que el refuerzo de malla de cuerdas de 1/4" de diámetro en un módulo de adobe de un piso resultó ser eficaz para evitar el colapso durante ensayos de simulación sísmica severa (Blondet et al., 2014). Sin embargo, en el Perú existen muchas construcciones de adobe de dos pisos y no se ha demostrado si la técnica de refuerzo con malla de cuerdas es eficaz en estos casos.

Este trabajo forma parte de un proyecto experimental para evaluar la posibilidad de reforzar construcciones de adobe de dos pisos utilizando mallas de cuerdas. El trabajo de tesis corresponde a la primera parte del proyecto, que incluye ensayos de elementos de mampostería de adobe y de cuatro muros. Dos muros serán construidos a escala natural y dos a escala reducida (1:2). Para cada caso el primero sin refuerzo y el segundo reforzado con malla de cuerdas. Estos muros serán sometidos a carga lateral cíclica.

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCES

El objetivo general del proyecto es contribuir a mitigar el alto riesgo sísmico de las construcciones de adobe de dos pisos mediante el uso de refuerzos con cuerdas.

Los objetivos específicos del proyecto son:

- Conocer las propiedades mecánicas de los materiales y elementos ensayados.
- Comparar la respuesta ante carga cíclica de muros de adobe sin y con refuerzo de cuerdas.
- Evaluar la eficiencia del refuerzo de cuerdas en términos de resistencia, rigidez y capacidad de deformación de los muros ensayados.

1.3 METODOLOGÍA Y PLAN DE TRABAJO

El programa experimental consistirá en seis ensayos de tracción indirecta de emparedados, cuatro ensayos de compresión axial de prismas, cuatro ensayos de compresión diagonal de muretes y cuatro ensayos a carga lateral cíclica de muros de adobe. Dos muros serán construidos a escala natural y dos a escala reducida (1:2). Para cada caso el primero sin refuerzo y el segundo reforzado con cuerdas.

Se realizarán las siguientes actividades:

- a. Determinación de las propiedades mecánicas de bloques de adobe, mampostería de adobe, y cuerdas de refuerzo, mediante ensayos de laboratorio de acuerdo a las normas pertinentes.
- b. Construcción de dos muros a escala natural y dos muros a escala reducida 1:2, para cada caso el primero sin refuerzo y el segundo reforzado con cuerdas.
- c. Ensayo de los muros bajo cargas laterales cíclicas para evaluar el comportamiento estructural de los especímenes.
- d. Análisis e interpretación de resultados. Obtención de las curvas histeréticas y curvas de capacidad.
- e. Análisis comparativo de resultados mediante la determinación de la rigidez lateral elástica, la distorsión angular y los patrones de falla de los muros ensayados.

1.4 ORGANIZACIÓN DEL REPORTE

La tesis está organizada en siete capítulos que se detallan a continuación:

En el Capítulo 1 se muestran los antecedentes, la justificación de la investigación, los objetivos y alcances, la metodología y la organización de la tesis.

En el Capítulo 2 se muestra el estado del arte sobre las construcciones de adobe en el Perú y en el mundo. Además, se describen los principales programas y estudios realizados en el Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú y la Universidad de Ingeniería para evitar el colapso de estas construcciones ante eventos sísmicos.

En el Capítulo 3 se presenta la campaña experimental de caracterización de los materiales que incluye los ensayos de caracterización de suelos, compresión en prismas y muretes, tracción indirecta en emparedados y tracción en cuerdas.

En el Capítulo 4 se describe la fase constructiva de los muros de adobe a escala natural. Se incluye la instrumentación y el protocolo para el ensayo de los muros bajo carga cíclica lateral.

En el Capítulo 5 se describe la fase constructiva de los muros de adobe a escala reducida (1:2), se incluye la instrumentación y el protocolo para el ensayo de los muros bajo carga cíclica lateral.

En el Capítulo 6 se presenta el análisis e interpretación de los resultados de los muros a escala natural y reducida. Para cada muro se muestra el comportamiento del espécimen y la evolución del daño, las propiedades dinámicas, las curvas histeréticas, curvas envolventes de respuesta, la degradación de rigidez lateral y la energía disipada.

Finalmente, en el Capítulo 7 se presentan las conclusiones de la investigación.

Capítulo 2

ESTADO DEL ARTE

2.1. CONSTRUCCIONES DE ADOBE EN EL MUNDO

De acuerdo a Correia (2016), entre el 15% y 17% de la población mundial vive en construcciones de tierra. En la Figura 2.1 se muestra la distribución mundial de las regiones de mayor actividad sísmica y las zonas de construcción con tierra. Cuando se superpone las dos figuras se encuentra que muchas zonas donde existen construcciones de tierra presentan actividad sísmica. Esto se observa en el continente Americano, Australia, Europa del sur, el Oriente Medio, Asia y al Sur-este de África. (Groenenberg, 2010).



Figura 2.1 Distribución mundial de las zonas de actividad sísmica y las zonas con construcciones de tierra. (<http://www.terracruda.com>)

En España, la construcción con tierra se ha utilizado desde la antigüedad y se puede encontrar notablemente en el distrito de Tierra de Campos, que se extiende por las provincias de León, Zamora, Valladolid y Palencia. (Delgado, M. y Guerrero, I., 2006)

En Francia, se aplicaron diversas técnicas para la edificación de las construcciones de Tierra. En el Valle de Ródano (Barrio de Lyon) se utilizó principalmente la técnica de construcción con tierra apisonada, en el suroeste de Francia (barrio de Toulouse) existe un gran patrimonio en adobe y en Normandía, se utilizó la técnica cob (Aubert et al., 2015). Esta técnica consiste en la construcción de muros monolíticos en base al apilamiento de terrones hechos con una mezcla de tierra plástica. (Hamard et al., 2016)

En Portugal, la técnica de construcción con Tierra se encuentra difundida por todo el país. La técnica constructiva con tapial (tierra apisonada) es más predominante en el sur, mientras que en la franja norte atlántica prevalece el uso del adobe. Un claro ejemplo es la región de Aveiro, donde la técnica constructiva con adobe forma parte de alrededor del 30 % del total de sus construcciones. (Varum et al., 2011)

En Irán, alrededor del 80% de las casas rurales son de adobe y mampostería de piedra. Durante el terremoto del 2003 de magnitud 6,5 Mw, la ciudad de Bam fue destruida. El desempeño de las casas de adobe durante el terremoto fue desastroso. Las principales deficiencias de este tipo de construcción fueron el peso, la baja resistencia del material y la falta de conexiones adecuadas entre los principales elementos (Maheri et al., 2005; Nadim et al., 2004).

En México, América Central y América del Sur, la técnica de construcción con tierra fue utilizada en la mayoría de las culturas precolombinas. (Gernot, 2009)

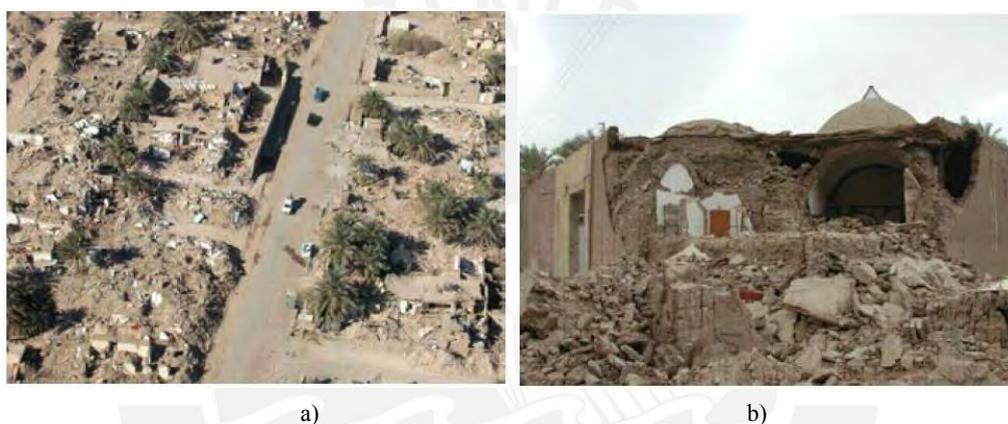


Figura 2.2 a) Vista aérea de un área de la ciudad de Bam luego del Terremoto del 2003 en Irán. (Foto por: Dr. Timoorian) y b) Falla fuera del plano en construcción típica con techo curvo en Bam (Mehrain y Naeim, 2004)

2.2. CONSTRUCCIONES DE ADOBE EN EL PERÚ

Estas construcciones son muy comunes debido a que representan una alternativa simple y económica. Tal es así que representan el 31% del total de construcciones, de los cuales el 76,8% de estas están ubicadas en zona rural y el 22,6% en zona urbana. (INEI, 2018, 2016; Figura 2.3, Tabla 2.1). Las técnicas constructivas de tierra en el Perú son el adobe, tapial (tierra apisonada) y quincha (entramado de caña y madera recubierto de barro y paja). Las viviendas de adobe contemporáneo tienen una antigüedad menor a 65 años y sus muros son de ladrillos sin cocer hechos en base a barro y paja. Estas viviendas tienen un ancho típico de 400 mm; al contrario de las casas antiguas de adobe, cuyo espesor varía de 600 a 1000 mm. (Gutiérrez et al., 2003)

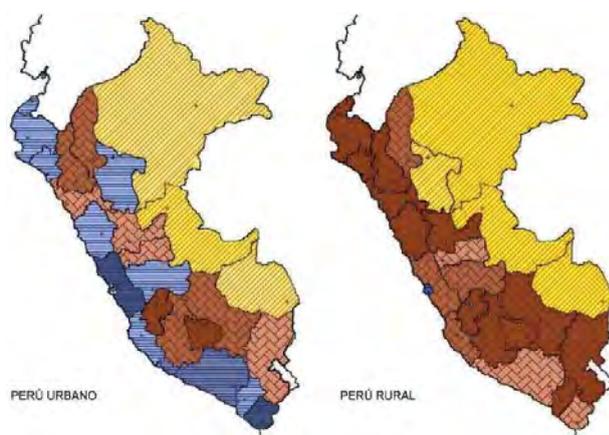


Figura 2.3 Mapa de materiales de construcción predominantes según zona urbana y rural en el Perú. (Adaptado de Rodríguez et al., 2013)

Tabla 2.1 Materiales de construcción predominantes según zona urbana y rural en el Perú. (INEI, 2016)

Color	Material	Perú Urbano	Perú Rural
 Celeste y azul	Ladrillo – Cemento	67,0%	7,6%
 Marrones:	Adobe – Tapial – Quincha – Piedra c/barro	22,6%	76,8%
 Amarillo	Madera - Esteras	8,2%	12,0%
	Otros	2,2%	3,6%

La Figura 2.4 muestra al detalle las zonas con construcciones de tierra en el Perú. Cabe resaltar que en la costa peruana los materiales de las construcciones son en su mayoría de ladrillo-cemento, y son las provincias ubicadas en la sierra las que presentan la mayor cantidad de viviendas de tierra.

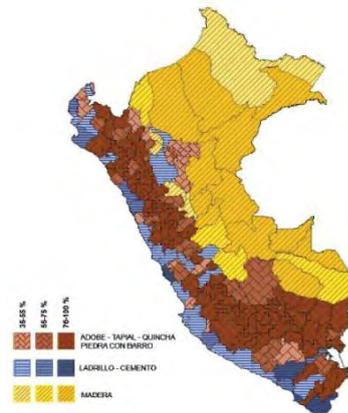


Figura 2.4 Mapa de materiales de construcción predominantes por provincias. (Adaptado de Rodríguez et al., 2013)

Las viviendas de tierra en el Perú han sido construidas desde épocas pre-incas. Las tecnologías constructivas usadas fueron la mampostería de adobe, el tapial y la quincha (Blondet et al., 2011). En la Figura 2.5 a y b se muestran viviendas de adobe de 1 y 2 pisos ubicadas en la zona rural del Perú; en la Figura 2.5 c se muestra una vivienda de tapial y en la Figura 2.5 d se muestra una vivienda típica colonial española.

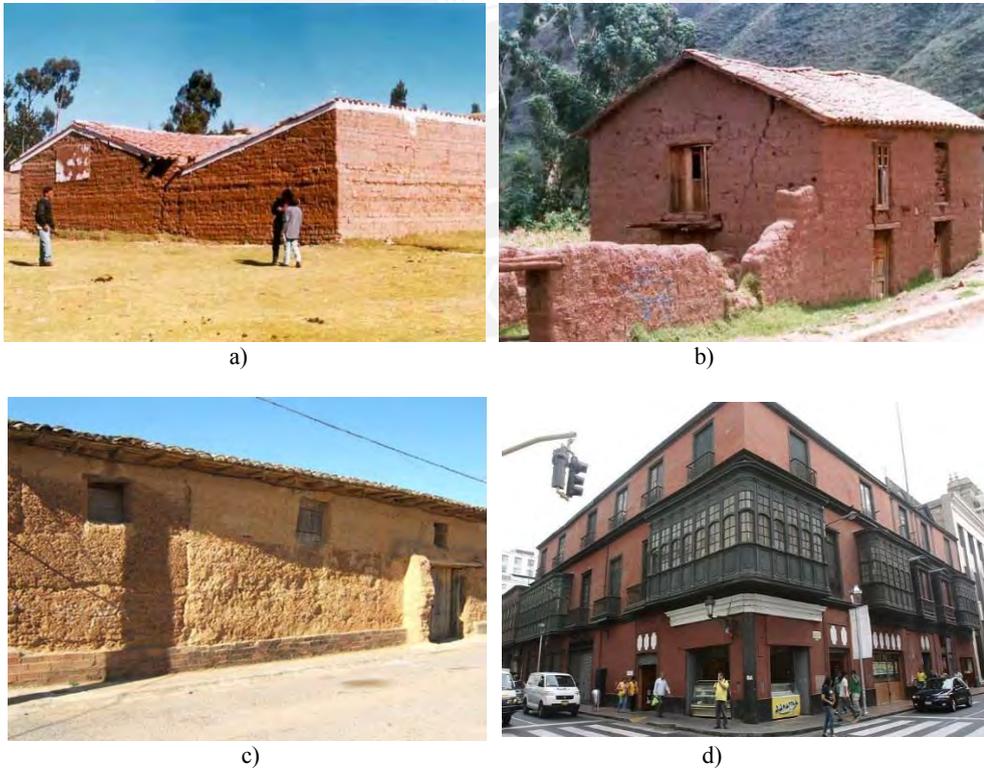


Figura 2.5. a) Viviendas de adobe de 1 piso, b) Viviendas de adobe de dos pisos, c) Vivienda de tapial y d) Viviendas coloniales en Lima. (<http://www.ceresis.org>, <http://ebasl.es> y google imágenes)

2.2.1. Características geométricas y constructivas de las viviendas de adobe

Las plantas típicas de las viviendas de adobe en el Perú son en forma rectangular, en forma de L o en forma de C. Estas viviendas poseen un espacio posterior donde tienen un patio o un terreno de cultivo. La distribución típica de estas viviendas contempla una construcción independiente de las habitaciones y la cocina y servicios higiénicos. Por lo que cada habitación posee una puerta exterior que se conecta a un corredor o escalera (Gutiérrez et al., 2003).

La cimentación de las viviendas de adobe está basada en cimientos y sobrecimientos de concreto ciclópeo o albañilería de piedra asentada con mortero de cemento, mortero de barro o de junta seca. La profundidad de los cimientos varía entre 500 y 800 mm. Existen viviendas que se construyen sobre el cimiento y que son expuestas a la humedad directamente. La construcción del muro se realiza con bloques de adobe que miden en promedio 400 mm de largo, 200 mm de ancho y 150 mm de alto. La colocación de los bloques puede ser en sentido longitudinal (de sogá) o transversal (de cabeza). Las juntas de mortero tienen una proporción generalmente de 1 volumen de paja y 3 volumen de tierra y un espesor promedio de 20 mm. Las vigas, marcos y dinteles son realizados con madera. En el caso de los dinteles se coloca sobre el vano una madera de 4'' sobre la cual se asientan los adobes. La altura de cada piso se encuentra entre 2400 mm y 3100 mm. La construcción de los techos se efectúa con rollizos de eucalipto distanciados entre 600 y 800 mm y cuentan con una cobertura de tejidos de caña o ichu, sobre el cual se colocan las tejas de arcilla encima de un mortero de barro y paja. Además, las viviendas poseen un tarrajeo de tierra y paja, de yeso o de cemento. (Gutiérrez et al., 2003; Gutiérrez y Manco, 2006).

En la Figura 2.6 se muestra los principales elementos de una vivienda típica de adobe de dos pisos. Cabe resaltar que muchas de estas viviendas son autoconstruidas, sin una guía técnica lo cual aumenta la vulnerabilidad de estas construcciones.

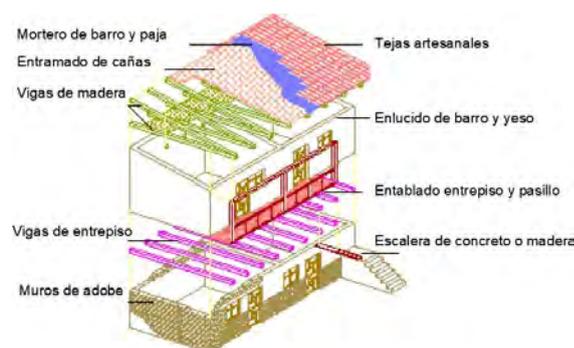


Figura 2.6. Elementos principales de una vivienda de adobe de dos pisos típica (Gutiérrez y Manco, 2006)

2.3. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LAS CONSTRUCCIONES DE ADOBE

El adobe es una tecnología constructiva simple y de bajo costo. No obstante, es un material frágil ante movimientos sísmicos debido a su incapacidad para resistir esfuerzos de tracción. Además, las construcciones de adobe son vulnerables a los efectos de otros fenómenos naturales como lluvias e inundaciones (Blondet et al., 2003)

Algunos factores que aumentan la vulnerabilidad sísmica de las construcciones de tierra son las irregularidades en planta y en altura, distribución inadecuada de los muros en planta, mala conexión entre muros, pérdida de verticalidad, filtraciones, pérdida del recubrimiento, entrepisos pesados, ausencia de diafragmas, anclajes inadecuados, entrepisos muy flexibles y luces muy largas. Estos factores originan que ante la ocurrencia de eventos sísmicos se presenten mecanismos de colapso y fallos como los explicados en la Tabla 2.2 (Yamin et al., 2006).

El terremoto del 31 de mayo de 1970 en Huaraz (Mw 7,9) tuvo su epicentro frente a la costa central del norte del Perú, departamento de Ancash (USGS, 2018). El terremoto causó daños en el departamento de Ancash, Cajamarca, La libertad, Lima y Huánuco. Asimismo, ocasionó un aluvión que arrasó la ciudad de Yungay. Este terremoto fue devastador, causando la muerte de 50 000 personas, 20 000 desaparecidas y 150 000 heridas. Además, 60 000 viviendas se destruyeron y 140 000 viviendas sufrieron daño severo, siendo gran parte de estas viviendas de adobe. En la Figura 2.7a se muestran daños en viviendas de adobe tras el terremoto de Huaraz (INDECI, 2011).

El terremoto de Lima de 1974 (Mw 7,6) tuvo su epicentro en el mar del Perú frente al departamento de Lima (USGS, 2018). Este terremoto ocasionó daños principalmente en las ciudades de Cañete, Mala, Huacho y Lima. Tras el terremoto 78 personas fallecieron, 2540 resultaron heridas y 8687 viviendas fueron destruidas. Las construcciones de concreto sufrieron grandes daños y las de adobe colapsaron en gran porcentaje (Figura 2.7b) (INDECI, 2011, 2012).

Dos de los últimos terremotos de gran magnitud en el Perú fueron el terremoto del sur del Perú, en Arequipa del 23 de junio del 2001 (Mw 8,4) y el terremoto del 15 de agosto del 2007 en Ica (Mw 8,0) (USGS, 2018). Estos terremotos causaron daños y colapso de estructuras (en su mayoría de adobe) y pérdida de vidas humanas. En la Tabla 2.3 se observa el resumen de daños tras la ocurrencia de los sismos. El sismo en Arequipa afectó 4 departamentos, con un total de 219 420 personas damnificadas, 37 576 viviendas afectadas y

22 052 viviendas destruidas (INDECI, 2001). El sismo en Ica afectó 5 departamentos y a la provincia constitucional del Callao, con un total de 655 674 personas damnificadas y 139 521 viviendas entre destruidas, inhabitables y afectadas (INDECI, 2007). Además, en un estudio de reconstrucción de viviendas realizado por la Agencia de Cooperación Internacional de Japón JICA (2009) se mostró que debido a la ocurrencia del sismo en Ica, la estructura con más daños fue el adobe con un 60,8 % de viviendas destruidas y 30,3% de viviendas inhabitables, mientras que las de albañilería confinada y concreto armado presentaron menos daños, con un total de 13,2% y 14,4% entre viviendas destruidas e inhabitables respectivamente (Tabla 2.4). En la Figura 2.8 se observan daños en las edificaciones a consecuencia de estos movimientos sísmicos.



Figura 2.7. a) Daños tras el terremoto de Huaraz 1970 (google imágenes) b) Daños tras el terremoto de Lima, 1974. (USGS y google imágenes)

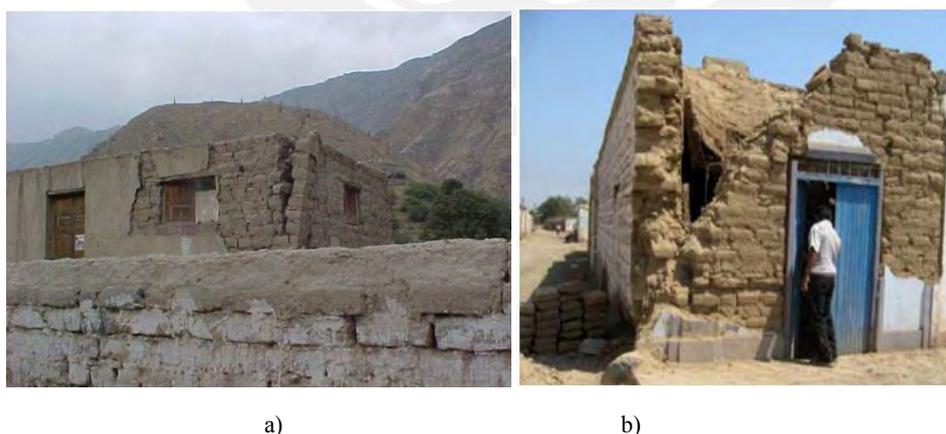


Figura 2.8. a) Grieta vertical en esquina superior del muro, Castilla, Arequipa, 2001 (Foto por Daniel Quium) b) Destrucción parcial de la edificación, Coaylo Pisco 2007. (CERESIS, UNESCO, 2008)

Tabla 2.2 Mecanismos de colapso típicos en muros de tierra. (Yamin et al., 2006)

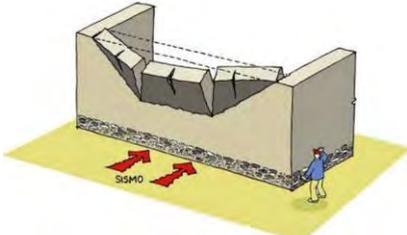
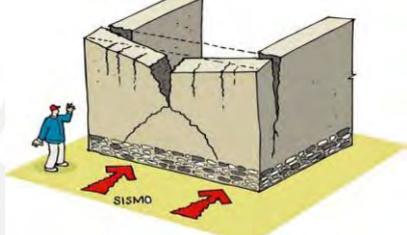
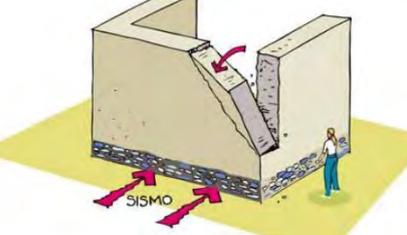
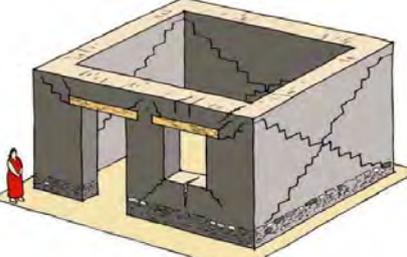
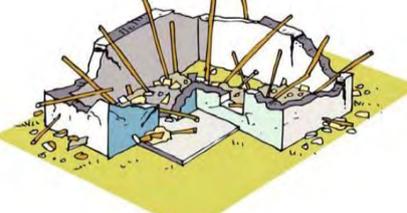
Tipo de Falla	Esquema
<p>Falla por flexión perpendicular al plano del muro. Agrietamiento horizontal en la base o a una altura intermedia y agrietamientos verticales adicionales. Se presenta en muros largos.</p>	
<p>Falla por flexión perpendicular al plano del muro con agrietamiento vertical en la zona central.</p>	
<p>Falla por flexión perpendicular al plano en las esquinas no confinadas de muros sueltos o en esquinas no conectadas con los muros transversales.</p>	
<p>Falla por cortante en el plano del muro asociada a altos empujes horizontales. Mayormente asociada a entrepisos o cubiertas muy pesadas y se incrementan con las aberturas de las puertas y ventanas en los muros.</p>	
<p>Falla generalizada de la cubierta por ausencia de un apoyo adecuado o por mala estructuración.</p>	
<p>Falla que se presenta por la mala conexión de los muros del primer piso con los del segundo. En este mecanismo el entrepiso rompe los muros principales en forma casi horizontal, generando la inestabilidad del segundo piso.</p>	

Tabla 2.3 Daños ocasionados debido a los terremotos de Arequipa (2001) e Ica (2007). (INDECI, 2001 e INDECI, 2007)

	Sismo en Arequipa del 23 de Junio del 2001	Sismo en Ica del 15 de Agosto del 2007
Departamentos afectados	4 (Arequipa, Moquegua, Tacna y Ayacucho)	5 (Ica, Lima, Junín, Huancavelica y Ayacucho) y la provincia constitucional del Callao
Personas damnificadas	219 420	655 674
Fallecidos	83	596
Heridos	2 812	1 292
Viviendas afectadas	37 576	139 521 (Entre viviendas destruidas, inhabitables y afectadas)
Viviendas destruidas	22 052	

Tabla 2.4 Nivel de daños por tipo de viviendas debido al terremoto de Ica (2007). (JICA, 2008)

Unidad: vivienda (%)

Tipo de estructura de vivienda	Viviendas destruidas o severamente damnificadas	Viviendas inhabitables a ser demolidas	Viviendas a ser reparadas	Viviendas sin daños	Total
Concreto Armado	302 (9,7)	145 (4,7)	446 (14,4)	2 213 (71,2)	3 106 (100)
Albañilería confinada	3 330 (4,8)	5 751 (8,4)	15 067 (21,9)	44 714 (64,9)	68 862 (100)
Albañilería simple	6 260 (33,7)	3 107 (16,7)	6 688 (36,0)	2 501 (13,6)	18 556 (100)
Adobe	54 695 (60,8)	27 287 (30,3)	4 355 (4,8)	3 616 (4,1)	83 953 (100)
Quincha	1 518 (22,5)	1 356 (20,2)	2 244 (33,4)	1 611 (23,9)	6 729 (100)
Total	66 105 (35,3)	37 646 (20,1)	28 800 (15,4)	54 655 (29,2)	187 206 (100)

2.4. TÉCNICAS DE REFUERZO SISMORRESISTENTE PARA CONSTRUCCIONES DE

ADOBE

Desde hace más de 40 años, la PUCP viene desarrollando técnicas de refuerzo que eviten el colapso de las construcciones de tierra. (Blondet et al., 2011) En el año 1970 se ejecutó el proyecto experimental de vivienda (PREVI) por el Ministerio de Vivienda (MVC). Este proyecto incorporó la investigación en adobe dando criterios técnicos de modulación y el empleo de adobes cuadrados para la reconstrucción de las viviendas tras el sismo de Huaraz. (Tejada et al., 2015)

En 1972 el MVC y la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) realizaron el programa “Construcción con Bloque estabilizado” (COBE). Este programa abordó el problema de estabilización de suelos con la aplicación de materiales como el Asfalto RC-250 y emulsiones asfálticas. Además, incorporó el uso del adobe estabilizado en la albañilería y el reforzamiento de muros con carrizo, colocados horizontal y verticalmente para que soporten los efectos de las solicitaciones sísmicas. (Lopez y Bernilla, 2012)

En el año 1973 y 1978 se realizó un estudio experimental del comportamiento estructural de construcciones de tierra frente a solicitaciones sísmicas que empleó una plataforma inclinable para ensayar módulos de vivienda a escala natural. Estos módulos fueron reforzados con materiales como la caña, madera y alambre. (Blondet et al., 2011; Figura 2.9)



Figura 2.9. Ensayos estáticos en plataforma inclinable de módulos de vivienda de adobe sin refuerzo y reforzado con caña (Blondet et al, 2011)

Entre 1994 y 1997 se realizó un proyecto financiado por la Cooperación Alemana al Desarrollo (GTZ) con la finalidad de estudiar el comportamiento sísmico de viviendas de tierra reforzadas. Es por ello que se hicieron ensayos de simulación sísmica en seis muros en forma de U y en cinco módulos de vivienda. Los refuerzos exteriores utilizados fueron tablas

de madera, mallas de gallinero y mallas electrosoldadas, siendo la última la más eficiente. (Blondet et al, 2011; Zegarra et al.,1999 y Zegarra et al.,1997)

En el 2005 con el apoyo de la Dirección Académica de Investigación (DAI) se realizó un estudio con el fin de optimizar la cantidad de geomalla sobre los muros de adobe y la posibilidad del uso de la malla plástica como refuerzo ante solicitaciones sísmicas. Este estudio comprendió la construcción de cinco módulos de adobe a escala natural que fueron ensayados en la mesa vibradora unidireccional de la PUCP mediante una secuencia de fases de desplazamiento incremental. La señal de control tuvo una duración de 30 segundos y fue generada en base al registro de aceleración del terremoto de Huaraz en 1970. Tras el ensayo dinámico se comprobó el buen comportamiento de los módulos reforzados con 100% y 75% de geomalla. Sin embargo, el módulo reforzado con 50% de malla plástica colapsó ante el movimiento sísmico de mayor intensidad. Este estudio demostró que se puede optimizar la cantidad de geomalla colocada estratégicamente en los muros para evitar el colapso parcial o total de las viviendas de adobe y que el uso de mallas económicas no estandarizadas como refuerzo son inadecuadas (Blondet et al., 2011 y Blondet et al., 2006; Figura 2.10).



Figura 2.10. a) Módulo de adobe reforzado con 75% de geomalla después del ensayo, b) Módulo de adobe reforzado al 50% con malla plástica tras sufrir un sismo moderado $D= 80$ mm (Blondet et al., 2011 y Blondet et al., 2006).

En una investigación reciente realizado por Blondet et al. (2014) se demostró que el refuerzo de malla de cuerdas de $\frac{1}{4}$ " de diámetro en un módulo de adobe de un piso fue eficaz para evitar el colapso durante ensayos de simulación sísmica severa (Figura 2.11).



a) Módulo reforzado antes del ensayo b) Módulo reforzado después del ensayo

Figura 2.11. Módulo de adobe reparado con grout y reforzado con cuerdas (Blondet et al., 2014)

Con la finalidad de validar la técnica de reforzamiento con cuerdas, un segundo ensayo fue realizado por Blondet et al. (2019). Un módulo de adobe de un piso a escala natural se reforzó con una malla de cuerdas de 5/32” de diámetro y fue sometido a un único movimiento de gran intensidad en la mesa vibradora. Como resultado el refuerzo de cuerdas fue efectivo al proveer la seguridad estructural y evitar el colapso del módulo (Blondet et al., 2019, Figura 2.12).



a) Módulo reforzado antes del ensayo b) Módulo reforzado después del ensayo

Figura 2.12. Módulo de adobe reforzado con cuerdas (Blondet et al., 2019)

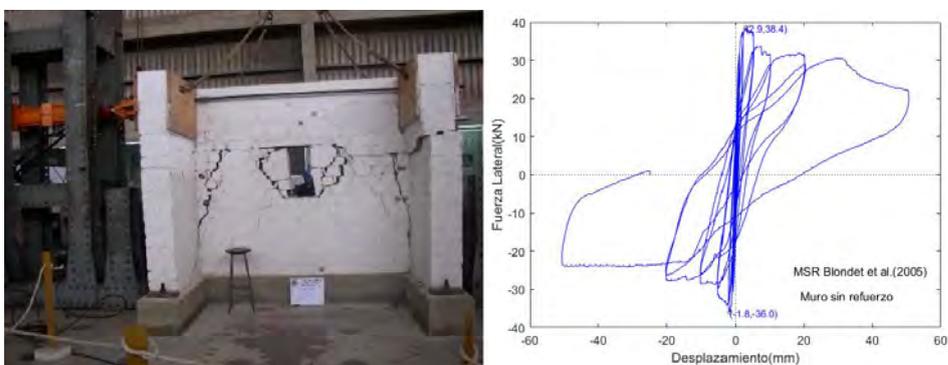
2.5. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL A CORTE CÍCLICO DE LA MAMPOSTERÍA DE ADOBE REFORZADA

Diversos estudios han sido realizados para determinar el comportamiento de las construcciones de adobe ubicadas en áreas sísmicas y se han trabajado propuestas de refuerzo para evitar el colapso durante sismo severo de estas construcciones. (Blondet et al, 2011) Mediante ensayos de laboratorio investigadores han podido comprobar la respuesta ante cargas cíclicas y sísmicas en muros y módulos de adobe.

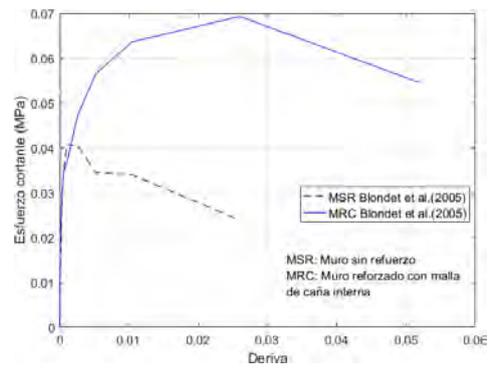
En la investigación de Blondet et al. (2005) se realizó la construcción de seis muros de adobe de sección I en planta, el primero sin refuerzo, el segundo reforzado con malla interna de

caña, el tercero con refuerzo vertical de PVC de 19 mm (3/4") y refuerzo horizontal con malla de friso interna colocado cada dos hiladas, el cuarto reforzado con malla electrosoldada externa, el quinto reforzado con malla geosintética externa y el sexto con refuerzo de varillas de acero en las uniones de los muros. Estos muros fueron ensayados bajo carga lateral cíclica en el laboratorio de estructuras de la PUCP.

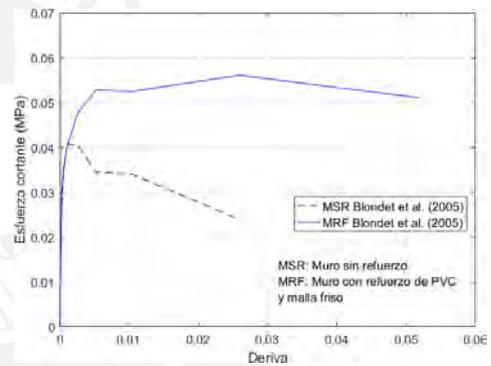
Los resultados de los ensayos realizados por Blondet et al. (2005) mostraron que el muro de adobe sin refuerzo se caracterizó por una resistencia máxima de 38 kN (Figura 2.13 a) y un esfuerzo cortante de 0,04 MPa. En el caso del muro reforzado con malla de caña interna se observó un incremento del 75% del esfuerzo máximo y un aumento en la ductilidad máxima en un 100% respecto al muro sin refuerzo. (Figura 2.13 b). En el caso del muro con refuerzo de PVC y malla de friso interna se observó un incremento del 40% del esfuerzo máximo y un aumento en la ductilidad máxima del 100% respecto al muro sin refuerzo (Figura 2.13 c). El muro reforzado con malla electrosoldada externa fue el que tuvo el mayor esfuerzo de todos los refuerzos evaluados. El esfuerzo máximo se incrementó en un 110% con respecto al muro sin refuerzo, sin embargo, en el rango inelástico el muro presentó una caída rápida de su resistencia, incrementando la posibilidad de la ocurrencia de fallas frágiles (Figura 2.13 d). El muro de adobe reforzado con malla geosintética externa no mostró un incremento en su resistencia respecto al muro sin refuerzo, mas presentó un aumento en la ductilidad máxima de hasta un 100% (Figura 2.13 e). El muro de adobe reforzado con varillas de acero en las uniones de los muros laterales presentó un incremento en la resistencia de hasta un 15%, mas no mostró un aumento en su ductilidad (Figura 2.13 f). Mediante esta investigación se demostró que es posible mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras de adobe significativamente con el uso de refuerzo continuo interno o externo en muros.



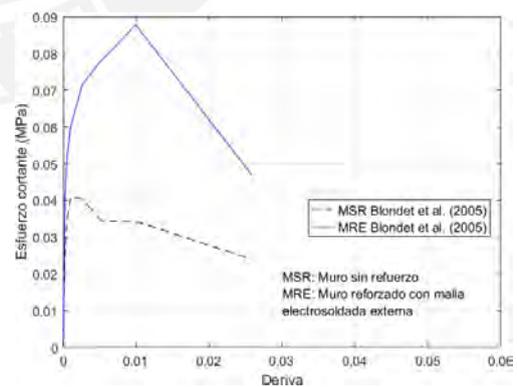
a) Muro de adobe sin refuerzo al término del ensayo y diagrama de histéresis del muro sin refuerzo



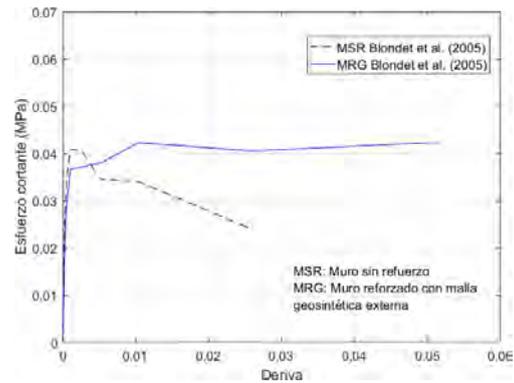
- b) Muro de adobe con refuerzo de malla interna de caña (MRC) y comparación del diagrama de esfuerzo cortante vs deriva del muro reforzado con caña interna y el sin refuerzo



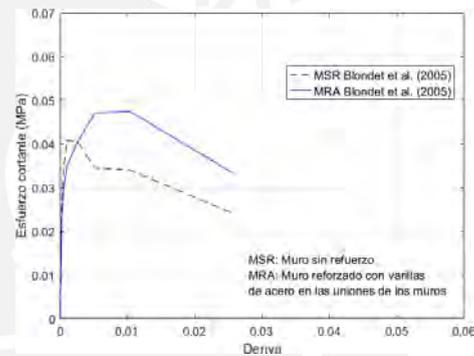
- c) Muro de adobe con refuerzo de PVC y malla friso interna (MRF) y comparación del diagrama de esfuerzo cortante vs deriva del muro reforzado MRF y el sin refuerzo



- d) Muro de adobe reforzado con malla electrosoldada externa (MRE) y comparación del diagrama de esfuerzo cortante vs deriva del muro reforzado MRE y el sin refuerzo



- e) Muro de adobe reforzado con malla geosintética externa (MRG) y comparación del diagrama de esfuerzo cortante vs deriva del muro reforzado MRG y el sin refuerzo



- f) Muro de adobe reforzado con acero en las uniones de los muros (MRA) y comparación del diagrama de esfuerzo cortante vs deriva del muro reforzado MRA y el sin refuerzo

Figura 2.13. Comportamiento estructural a corte cíclico de la albañilería de adobe reforzada (Blondet et al., 2005)

En la investigación de San Bartolomé y Pehovaz (2003) la mampostería de adobe fue confinada con columnas y vigas de concreto de baja resistencia. Dos muros confinados con mortero de barro fueron ensayados bajo carga lateral cíclica. Al utilizar el método del muro equivalente propuesto por Gálvez (2016) para poder evaluar los resultados con el muro sin refuerzo de Blondet et al. (2005) se obtiene que el esfuerzo máximo aumenta en 64% para el primer muro y 78% para el segundo muro; sin embargo, presenta menor ductilidad respecto al muro sin refuerzo (Figura 2.14) (La Torre, 2016).

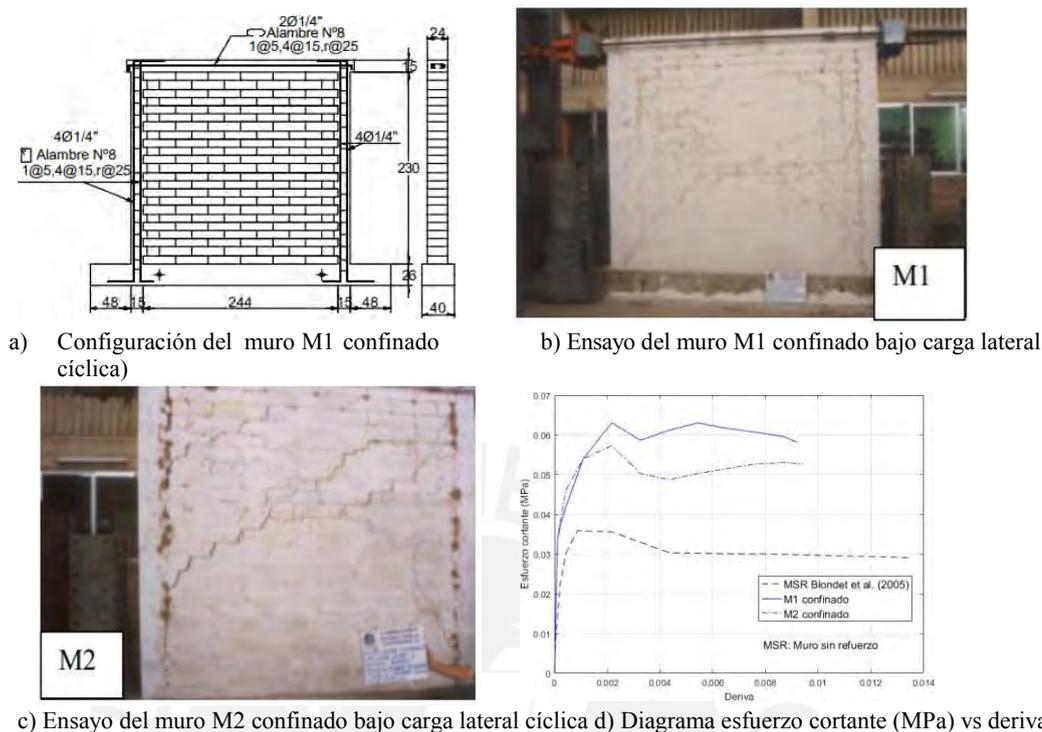


Figura 2.14. Comportamiento estructural a corte cíclico de la albañilería de adobe confinada (San Bartolomé y Pehovaz, 2003)

2.6. NORMAS EMPLEADAS EN LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Las propiedades mecánicas de la unidad de adobe y de la albañilería de adobe se estudian mediante ensayos de laboratorio. Los ensayos de laboratorio están estandarizados por la Norma Internacional ASTM. En el Perú la norma que regula estos ensayos es la Norma E. 080 (2017) Diseño y construcción con tierra reforzada. Los ensayos de compresión se realizaron considerando los lineamientos de la Norma ASTM E519-02, y el ensayo cíclico de muros se efectuó considerando el protocolo FEMA 461 (2007) y la norma ASTM E2126 (2011).

Los ensayos principales para determinar las propiedades mecánicas de la mampostería de adobe son los ensayos de compresión en pilas y muretes. Mediante estos ensayos es posible determinar la resistencia a la compresión de la albañilería (f'_m), el módulo de elasticidad (E_m), la resistencia a tracción por flexión (f'_t), la resistencia de corte (v'_m) y el módulo de corte (G_m). El ensayo de tracción en emparedados sirve para determinar la resistencia a tracción en la interfase mortero – unidad; mientras que mediante el ensayo de tracción se puede caracterizar el refuerzo a través de su módulo de elasticidad (E). Los ensayos cíclicos en muros sirven para determinar el comportamiento estructural de la albañilería de adobe frente a cargas sísmicas en el plano.

Capítulo 3

ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES

El presente capítulo comprende la descripción y análisis de los resultados de los ensayos de caracterización del suelo y la albañilería de adobe. Los resultados obtenidos fueron comparados con los parámetros establecidos en la Norma E 080 (2017).

3.1. ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN DE SUELOS

3.1.1. Ensayos de mecánica de suelos

Los ensayos de clasificación del suelo para adobe se encuentran en el Documento N° 17-134 (Anexo 01) expedido por el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Las normas usadas fueron las: NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131 estandarizadas por las normas ASTM D2216 (1998), D422 (2007), D4318 (2010) y D854 (2002).

La categorización del suelo fue realizada siguiendo el procedimiento indicado por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). En primer lugar, se efectuó el análisis granulométrico del suelo por tamizado de acuerdo a lo indicado por el ASTM. Posteriormente, se determinaron los límites de Atterberg con el fin de obtener el rango de humedad dentro del cual el suelo se mantiene en estado plástico. Los resultados arrojaron que: el límite líquido (LL) fue 32, el límite plástico (LP) fue 20 y el límite de contracción fue 12. En cuanto al índice de plasticidad (IP), que se define como la diferencia entre el límite líquido y plástico, fue 12. La gravedad específica G_s fue de 2,69.

En base al sistema de clasificación del SUCS y utilizando las propiedades obtenidas de $LL < 50$ e $IP > 7$, se identificó el tipo de suelo como una arcilla inorgánica de media plasticidad cuyas siglas son CL. De esta manera, se concluyó que el suelo es una arcilla libre de cantidades perjudiciales de materia orgánica, cumpliendo con uno de los requisitos mínimos de la Norma E.080 (2017) respecto a la selección de una tierra adecuada para la elaboración de unidades de adobe y mortero en este proyecto.

3.1.2. Prueba de resistencia seca

El propósito del ensayo fue determinar la presencia de arcilla en el suelo siguiendo el procedimiento indicado en la norma E.080. Para ello, se tomó una muestra de suelo humedecido con agua, suficiente para dar forma a bolitas empleando las palmas de ambas manos, como se muestra en la Figura 3.1.

Se elaboraron 6 bolitas que se dejaron secar por 48 hrs. en un lugar protegido del sol y la lluvia. El ensayo fue efectuado con el apoyo de un técnico, quien sostuvo la bolita entre el dedo pulgar y el dedo índice. A pesar de haber aplicado toda la fuerza que le fue posible, el técnico no logró aplastar ninguna de las seis bolitas secas. En consecuencia, según esta prueba, el material seleccionado tiene resistencia suficiente para hacer adobes.



Figura 3.1. a) Amasado de tierra para formar bolita, b) Bolita elaborada, c) Prueba de la bolita y d) Bolitas al término del ensayo

3.1.3. Prueba de la cinta

Esta prueba de campo es muy útil para tener una primera apreciación de la cantidad de arcilla que contiene el suelo. Antes de seleccionar al proveedor para el suelo a usarse en el

proyecto, se realizaron varias pruebas de la cinta y se comprobó que el suelo tenía suficiente arcilla.

La prueba se realiza con una porción de suelo que se humedece hasta que se pueda moldear un cilindro de 12 mm de diámetro. El cilindro se apoya en una mano y se va aplanando lentamente hasta formar una cinta de 4 mm de espesor. Luego, se descuelga la cinta y se mide la longitud libre. Si la cinta se corta antes de los 100 mm, hay poco contenido de arcilla. Si la cinta llega a tener longitud libre mayor a 200 mm, el contenido de arcilla es excesivo, lo que implica que posiblemente tendrá una fuerte contracción al secarse. La cantidad ideal de arcilla se presenta cuando la longitud de la cinta está entre 100 y 200 mm (Norma E.080, 2017).

En la Figura 3.2.a se presenta una de las seis pruebas realizadas en el laboratorio y en la Figura 3.2.b se muestran las seis cintas en una superficie horizontal. Las longitudes obtenidas luego del ensayo fueron: 200, 210, 200, 200, 210 y 220 mm.

El promedio fue de 207 mm, que indica una cantidad de arcilla aceptable, sobre todo si el mortero llevará arena gruesa para controlar la fisuración por secado.

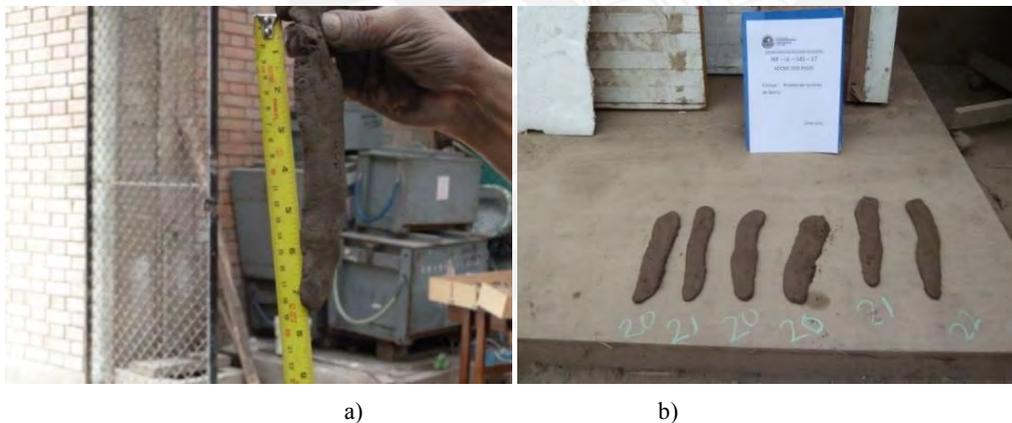


Figura 3.2. a) Prueba de la cinta y b) Longitudes totales de 6 cintas

3.1.4. Prueba del emparedado

El propósito del ensayo fue definir la dosificación suelo-arena gruesa del mortero a emplear en la albañilería de adobe. Para realizar la prueba se usaron adobes existentes unidos con distintos morteros preparados con el suelo seleccionado. La cantidad de agua en cada caso fue la mínima para que el mortero producido sea trabajable. El proceso de preparación de un emparedado se muestra en la Figura 3.3.

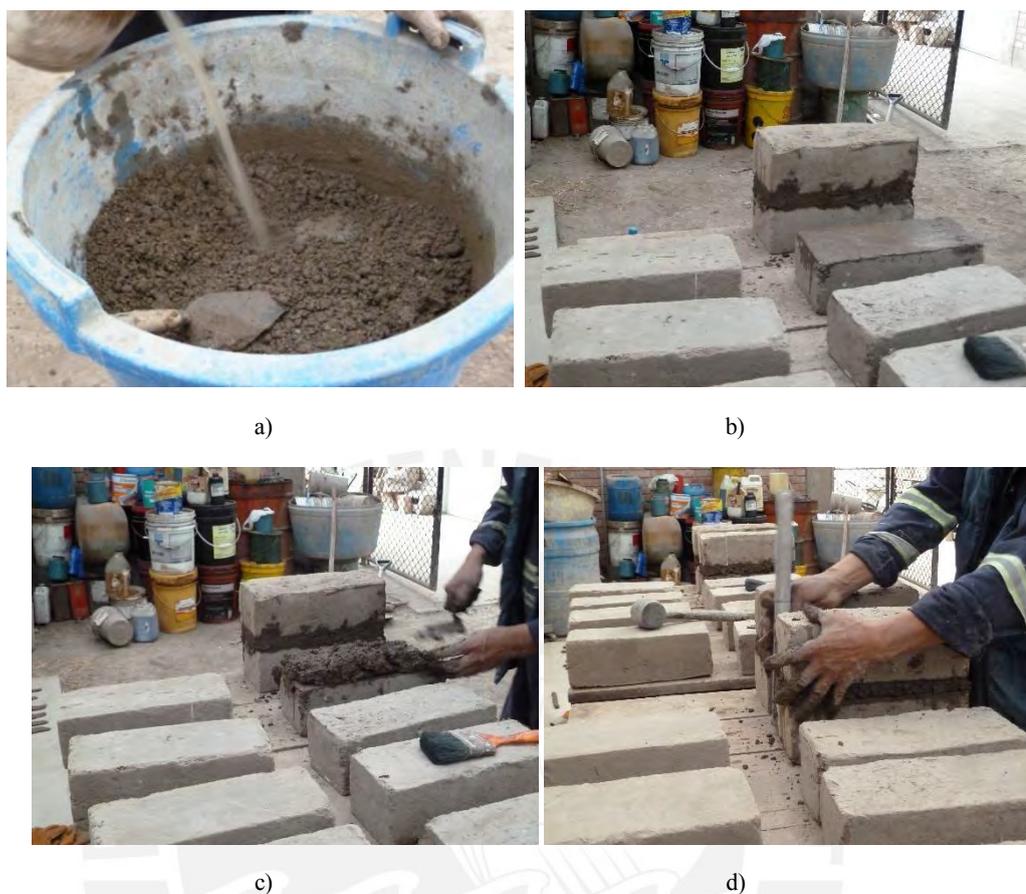


Figura 3.3. Preparación de emparedados. a) Incorporación de agua a la mezcla, b) Humedecimiento de una cara de los adobes c) Colocación del mortero y d) Nivelado del emparedado

En la Tabla 3.1 se presentan las distintas proporciones suelo:arena gruesa en volumen empleadas en los seis emparedados y en la Figura 3.4 se aprecian los emparedados al término de su fabricación.

Tabla 3.1 Proporción suelo arena-gruesa para morteros en emparedados

Emparedado	Proporción suelo:arena gruesa
1	1 : 0
2	1 : 0,5
3	1 : 1
4	1 : 1,5
5	1 : 2
6	1 : 2,5



a)

b)

Figura 3.4. a) Emparedados preparados según proporción específica y b) Emparedados terminados

Los emparedados fueron abiertos cuidadosamente luego de que secan protegidos del sol y lluvia por 48 hrs. Se observó una gran fisuración en el mortero que tenía suelo solo y la disminución del agrietamiento conforme la proporción de arena fue incrementándose.

En la Figura 3.5 se presenta el estado de cada emparedado al momento de ser abierto. Se puede apreciar que a partir de la relación suelo: arena gruesa 1:1 en adelante, no hay agrietamiento ni fisuración visible. Esto significa que la contracción por secado del suelo arcilloso es controlada con esa cantidad de arena gruesa. En consecuencia, se seleccionó como proporción para el mortero de asentado 1:1 suelo: arena.



a) Suelo solo / Agrietamiento considerable



b) 1:0,5 / Agrietamiento menor pero visible



c) 1:1 / Sin agrietamiento visible



d) 1:1,5 / Sin agrietamiento visible



e) 1:2 / Sin agrietamiento visible

f) 1:2,5 / Sin agrietamiento visible

Figura 3.5. Proporción suelo arena-gruesa para morteros en emparedados

3.1.5. Fabricación de las unidades de adobe

Los adobes fueron preparados con una dosificación de 1 de volumen de paja, 1 de volumen de arena gruesa y 5 de volumen de tierra. Las dimensiones de las unidades cuadradas fueron de 430 mm x 430 mm x 100 mm utilizados en la construcción de los muros a escala natural y 221 mm x 221 mm x 50 mm utilizados en la construcción de los muros a escala reducida. El procedimiento consistió en lanzar una masa de adobe dentro de los moldes de madera (gaveras) y enrasar hasta que presente una superficie uniforme (Figura 3.6).

El tiempo de secado de las unidades de adobe fue cuatro semanas aproximadamente y en el día 10 de fabricados se colocó los adobes de costado para garantizar un secado uniforme. Una vez secos se apiló los adobes en un lugar cercano al área de trabajo (Figura 3.7). La Norma E.080 (2017) indica que el secado del bloque debe ser lento y debe realizarse sobre tendales protegidos del sol y del viento.



a) Lanzamiento de masas de adobe en gavera

b) Esparcimiento y enrasado

Figura 3.6. Fabricación de las unidades de adobe



a) Secado en adobera del Laboratorio de Estructuras de la PUCP b) Apilamiento de las unidades de adobe

Figura 3.7. Secado y apilamiento de las unidades de adobe

3.2. ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES DE ALBAÑILERÍA DE ADOBE Y DEL REFUERZO

3.2.1. Ensayos de compresión en cubos

La finalidad del ensayo fue determinar la resistencia última a compresión del material con el que se realizó los adobes. Para ello, seis probetas prismáticas de 100 mm fueron preparadas siguiendo los lineamientos de la norma E.080 (2017). Las probetas fueron desencofradas luego de 2 días de su elaboración y se mantuvieron en un ambiente ventilado y sin exposición al sol hasta que cumplieron la edad de 28 días. La Figura 3.8 muestra la fabricación de probetas.



a) Habilitación de encofrado

b) Preparación de cubos de adobe



Figura 3.8. Fabricación de cubos de adobe

Antes del ensayo se tomaron las dimensiones de los cubos para luego realizar su ensayo a compresión en la máquina universal. La velocidad de carga aplicada fue de 5 kN/min (Figura 3.9a). En la Figura 3.9 b se muestra los cubos después del ensayo, siendo la falla de los especímenes por aplastamiento.



Figura 3.9. a) Ensayo de compresión en cubo de adobe A-1 de 100 mm de lado y b) Falla por aplastamiento en cubos

La carga máxima y el esfuerzo último para cada cubo de adobe están especificados en la Tabla 3.2. La Norma E.080 indica que la resistencia última del material debe ser $f_u = 1,0$ MPa. El esfuerzo promedio obtenido fue de 1,90 MPa, valor conservador con respecto al indicado en la norma peruana.

Tabla 3.2 Cálculo del esfuerzo en cubos de adobe

Probeta N°	Carga Máxima (kN)	Área (mm ²)	Esfuerzo (kN/mm ²)	Esfuerzo (MPa)
A-1	18.12	9025	0,0020	2,01
A-2	16.42	9312	0,0018	1,76
A-3	18.53	9604	0,0019	1,93
A-4	16.92	9409	0,0018	1,80
A-5	19.08	9215	0,0021	2,07
A-6	17.12	9506	0,0018	1,80
Esfuerzo Promedio (MPa)				1,90

3.2.2. Ensayos de tracción indirecta en emparedados

Se prepararon 6 emparedados de adobe con la finalidad de conocer la resistencia a tracción en la interfase mortero - unidad. Para la elaboración de los emparedados se utilizaron dos adobes unidos con mortero. La proporción en volumen del mortero fue 1 de suelo y 1 de arena. Los emparedados de adobe se realizaron considerando la norma técnica E.080 (2017). A continuación, se describe el procedimiento para la elaboración de estos especímenes. (Figura 3.10)



Figura 3.10. a) Humedecimiento de adobes, b) Colocación del mortero, c) Enrasado del emparedado y d) Nivelado del emparedado

Antes del ensayo, se colocó sobre cada emparedado un capping de yeso (Figura 3.11). El capping tiene la función de uniformizar la superficie sobre la cual se aplicará la carga, garantizando una distribución homogénea de la carga en el mortero. Las dimensiones del capping fueron de 10 mm de ancho, 5mm de alto y 210 mm de longitud.

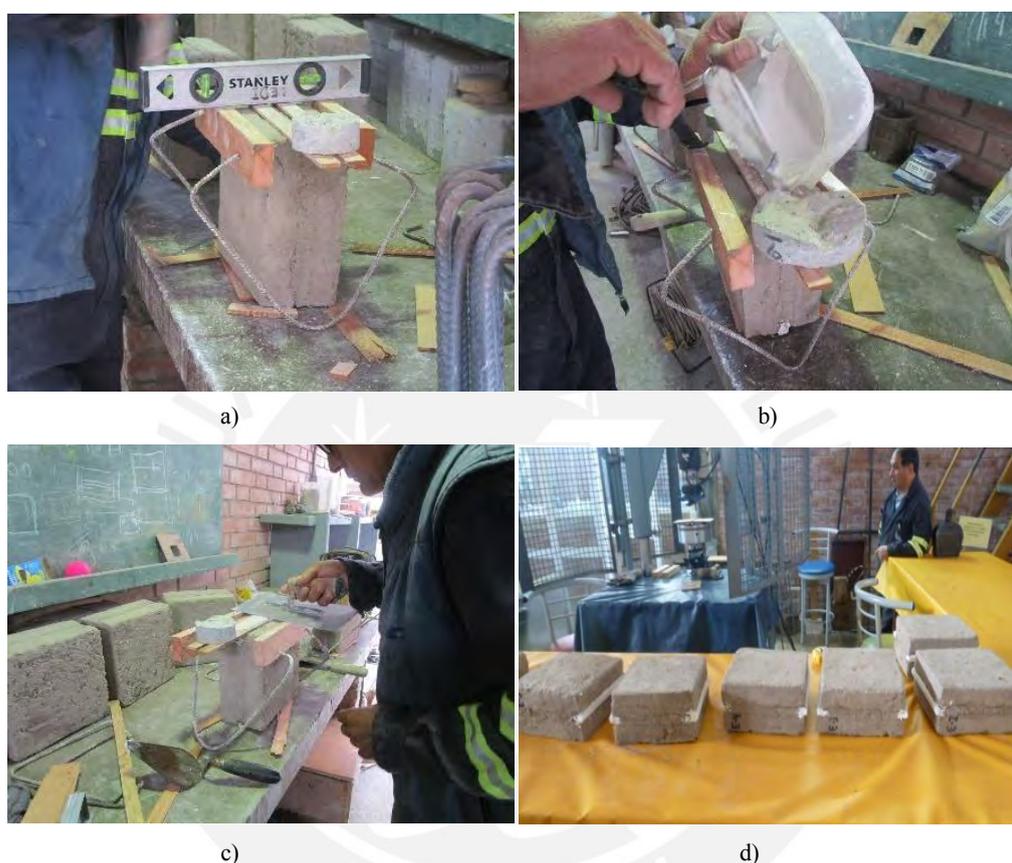


Figura 3.11. a) Nivelado del emparedado de adobe, b) Colocación del capping de yeso, c) Enrasado y d) Especímenes preparados para el ensayo

Los emparedados de adobe fueron ensayados a tracción indirecta en la máquina universal, con una velocidad de carga de 0,2 mm/min (Figura 3.12).



Figura 3.12. Ensayos de emparedados de adobe (E-2) a tracción indirecta

En la Tabla 3.3 se muestra los datos de carga máxima a compresión que soportó el mortero. Además, el esfuerzo de tracción (δ) se determinó según la Norma E.080 (2017) a partir de la multiplicación de un coeficiente de forma α con la relación de la Fuerza actuante sobre el área de aplicación de la carga (Eq.(3.1)).

$$\delta = \alpha P/ab \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (3.1)$$

La Norma E.080 establece un único valor para el coeficiente de forma α . Siendo este valor 0,5. Además, considera una resistencia última de 0,012 MPa. A partir de los resultados del ensayo se obtuvo un esfuerzo máximo de tracción promedio en la interfase mortero – unidades de 0,05 MPa, que es mayor al esfuerzo último de la Norma de 0,012 MPa.

Tabla 3.3 Cálculo del esfuerzo máximo de tracción en la interfase mortero - unidades

Espécimen	Dimensiones (mm)			Área (mm ²)	Carga máxima (kN)	Esfuerzo (MPa)
	Alto	Ancho (a)	Largo (b)			
E1	205	105	214	4,39 x 10 ⁴	2,99	0,06
E2	206	108	210	4,33 x 10 ⁴	1,81	0,04
E3	208	100	208	4,33 x 10 ⁴	2,03	0,06
E4	214	110	205	4,39 x 10 ⁴	3,26	0,06
E5	210	107	208	4,37 x 10 ⁴	3,21	0,06
E6	210	107	210	4,41 x 10 ⁴	3,18	0,06
Esfuerzo Promedio (MPa)						0,05

3.2.3. Ensayos de compresión axial en pilas de adobe

Este ensayo fue realizado con la finalidad de determinar el esfuerzo de compresión admisible de la mampostería de adobe y el módulo de elasticidad del material. La norma E.080 (2017) recomienda que la resistencia última promedio de cuatro muestras sea igual o mayor a 0,6 MPa. Además, la altura de los especímenes debe ser aproximadamente tres veces la menor dimensión de la base.

Se prepararon cuatro pilas siguiendo los lineamientos de la Norma E.080 (2017), cuyas dimensiones fueron de 210 mm x 210 mm, una altura de 700 mm y una esbeltez de 3,3. Estas pilas fueron construidas sobre tableros de madera para facilitar su traslado. El procedimiento de construcción inició con la colocación del primer adobe sobre el tablero previamente

humedecido, luego sobre el adobe se colocó la junta de mortero de 8 a 10 mm de espesor aproximadamente. Enseguida se colocó el segundo adobe y se verificó su alineamiento. Este procedimiento se continuó hasta la hilada N° 12 en cada pila. (Figura 3.13)



Figura 3.13. a) Asentamiento de unidades de adobe sobre tableros de madera, b) Verificación de la verticalidad de las pilas con plomada y nivel, c) Colocación de la junta de mortero de 8-10 mm de espesor y d) Especímenes en su etapa final de construcción

Pasados 31 días de secado de los especímenes, se tomaron las medidas de las cuatro pilas de adobe y posteriormente se colocó su instrumentación. La instrumentación consistió en tres transductores de desplazamiento lineal (LVDT). Dos colocados sobre el espécimen (LVDT 01 anterior, LVDT 02 posterior) y el último en la máquina de ensayo (Figura 3.14 y Figura 3.15). Las pilas de adobe fueron ensayadas en la máquina de compresión a una velocidad de 5 kN/min.

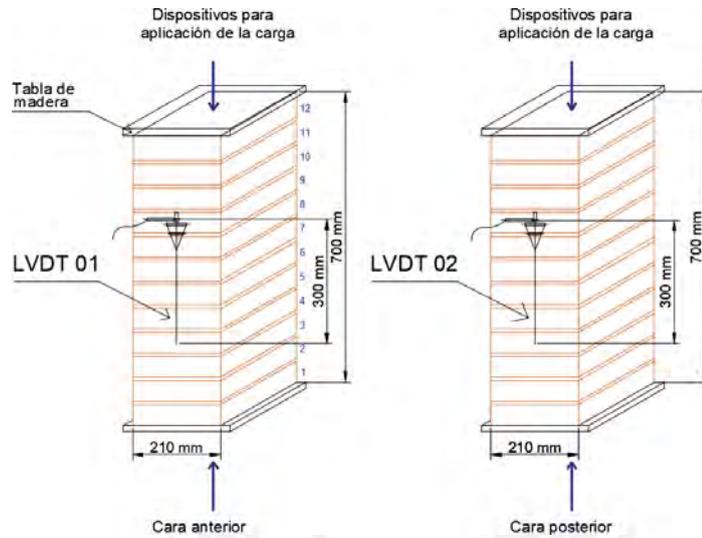


Figura 3.14. Esquema de Instrumentación en pilas de adobe



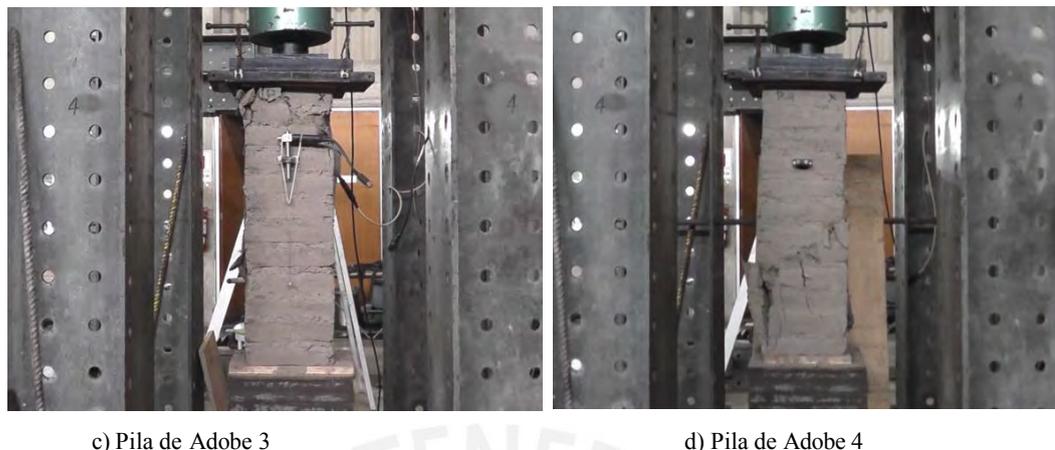
Figura 3.15. Instrumentación en pilas de adobe

La Figura 3.16 muestra las fallas ocurridas en cada prisma. Se aprecia en la Pila 1 y 2 fallas verticales y por aplastamiento. La Pila 3 presentó también fallas por aplastamiento y en la Pila 4 se produjo fallas con preponderancia a agrietamiento diagonal.



a) Pila de Adobe 1

b) Pila de Adobe 2



c) Pila de Adobe 3

d) Pila de Adobe 4

Figura 3.16. Fallas en pilas de adobe

En la Tabla 3.4 se muestra las dimensiones de los 4 especímenes, la carga última y el esfuerzo axial. El cálculo del esfuerzo de compresión último de la pila $f'm$ está definido en la Norma E.080 (2017) según la Eq. (3.2). Por otro lado, los esfuerzos admisibles consideran la variabilidad de la calidad de los materiales, la calidad de ejecución y evaluación de las cargas, por esta razón deben ser calculados con un coeficiente de seguridad de 2,5 cuando se tienen ensayos de laboratorio, de lo contrario se debe considerar un coeficiente de seguridad de tres. (Norma E.080, 2017). La Eq. (3.3) muestra el cálculo del esfuerzo de compresión admisible.

$$f'm = \frac{r}{a * b} \quad (3.2)$$

$$fm = 0,4 * f'm \quad (3.3)$$

Donde:

- $f'm$: Esfuerzo de compresión último en MPa
- fm : Esfuerzo de compresión admisible en MPa
- P : Fuerza máxima aplicada en la pila de adobe
- a y b : Dimensiones de la pila (espesor y largo)

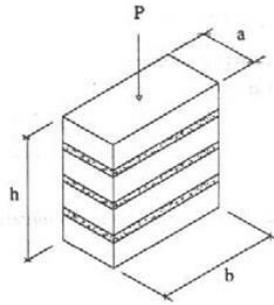


Figura 3.17: Dimensiones de la Pila de Adobe. Norma E.080 (2017)

Tabla 3.4 Cálculo del Esfuerzo último y admisible de compresión axial en pilas

Especimen	Dimensiones externas de la pila (mm)			Área (mm ²)	P _{máx} (kN)	f _m (kN/mm ²)	f _m (MPa)	Tipo de Falla
	b prom	a prom	h prom					
P-1	211	211	693	4,44 x 10 ⁴	49,4	1,11 x 10 ⁻³	1,11	verticales
P-2	213	207	699	4,40 x 10 ⁴	45,9	1,04 x 10 ⁻³	1,04	verticales
P-3	210	208	700	4,37 x 10 ⁴	50,6	1,16 x 10 ⁻³	1,16	aplastamiento
P-4	210	206	696	4,31 x 10 ⁴	41,3	0,96 x 10 ⁻³	0,96	agrietamiento diagonal
Promedio f _m (MPa)							1,07	
Desviación Estándar							0,09	
Coeficiente de variación (%)							8,12	
Esfuerzo de compresión admisible f _m (MPa)							0,43	

Cálculo del módulo de elasticidad del adobe

Se colocaron dos LVDT en cada cara de la pila, identificados como anterior y posterior. El módulo de elasticidad (E_m , MPa) se obtuvo de la relación entre el esfuerzo en el rango elástico y la deformación unitaria ($\Delta\varepsilon$) asociada al esfuerzo (Eq. 3.4).

$$E_m = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon \quad (3.4)$$

Estos datos provienen de los desplazamientos registrados por los LVDT locales una vez aplicada la fuerza axial en cada espécimen. En la Figura 3.18 se muestra los diagramas Esfuerzo – Deformación de las pilas de adobe. Las mediciones obtenidas de los LVDT

posteriores en las Pilas 2 y 4 son inadecuadas por lo que no fueron tomadas en el análisis. El cálculo del módulo de elasticidad es mostrado en la Tabla 3.5.

De acuerdo a la Tabla 3.5 se observa que el esfuerzo de compresión último promedio de la pila de adobe, igual a 1,07 MPa, es mayor a la resistencia última mínima de 0,6 MPa. Además, el esfuerzo admisible de compresión de la pila es 0,43 MPa. El módulo de elasticidad promedio obtenido es de 205 MPa. Conforme a la Norma E.080 (2017), el módulo de elasticidad de los muros de tierra cuando no se cuenta con ensayos experimentales debe asumirse con un valor promedio de 200 MPa. Con ello, se verifica el valor promedio dado por la Norma a partir del obtenido durante el ensayo. Sin embargo, se tiene una alta variabilidad en los registros representado en un coeficiente de variación del 36%.

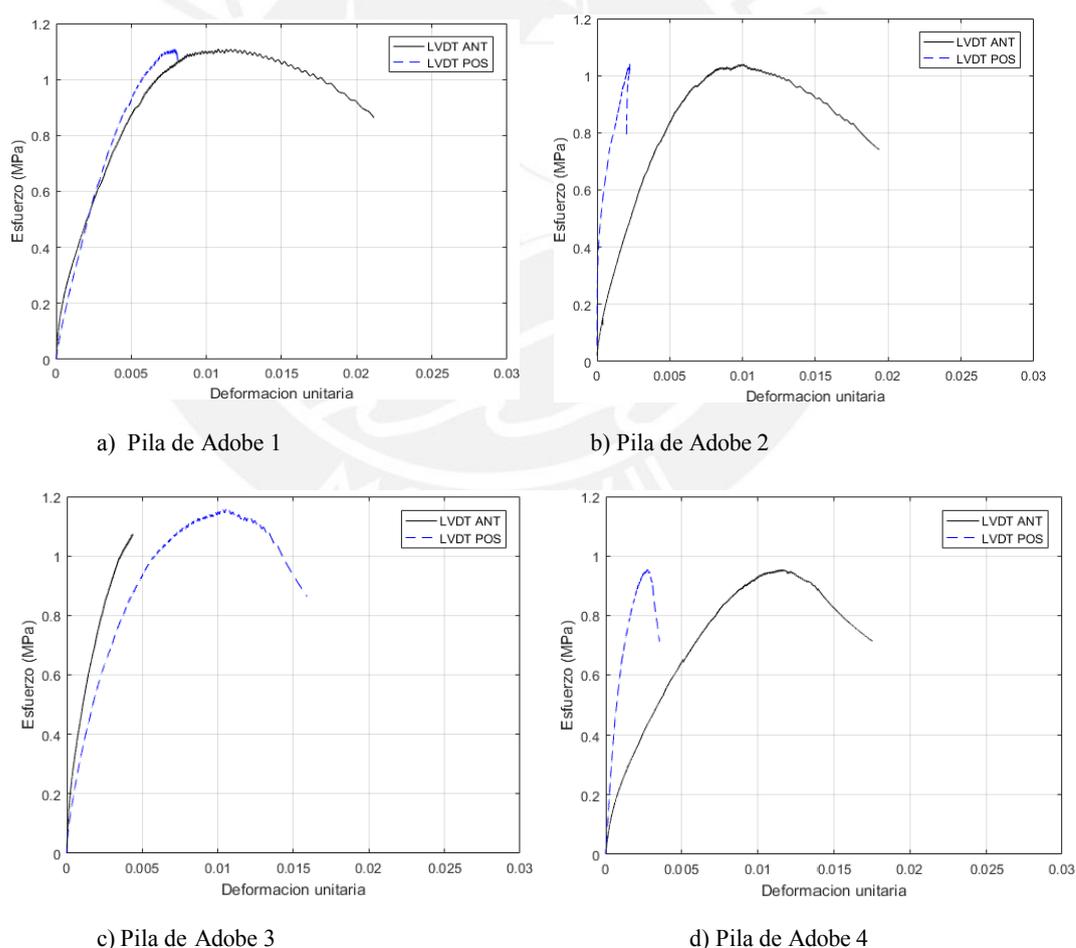


Figura 3.18: Diagramas esfuerzo deformación de pilas de adobe

Tabla 3.5 Cálculo del módulo de elasticidad del adobe

Pila	Sensor	Distancia LVDT mm	Área mm ²	σ 50% MPa	σ 10% MPa	$\Delta\epsilon$ 50%	$\Delta\epsilon$ 10%	Em (por LVDT)	Em promedio MPa
P-1	Anterior	295	44521	0,55	0,11	$2,4 \times 10^{-3}$	$0,2 \times 10^{-3}$	198	209
	Posterior	280		0,55	0,11	$2,4 \times 10^{-3}$	$0,4 \times 10^{-3}$	220	
P-2	Anterior	300	44091	0,52	0,10	$2,6 \times 10^{-3}$	$0,2 \times 10^{-3}$	176	176
	Posterior	300		-	-	-	-	-	
P-3	Anterior	305	43680	0,58	0,12	$1,3 \times 10^{-3}$	$0,1 \times 10^{-3}$	375	307
	Posterior	300		0,58	0,12	$2,1 \times 10^{-3}$	$0,2 \times 10^{-3}$	238	
P-4	Anterior	300	43260	0,48	0,10	$3,2 \times 10^{-3}$	$0,3 \times 10^{-3}$	130	130
	Posterior	295		-	-	-	-	-	
Promedio Em (MPa):								205	
Desviación Estándar:								75	
Coeficiente de variación (%):								36	

3.2.4. Ensayos de compresión diagonal en muretes

Este ensayo se realizó con la finalidad de medir la resistencia al corte de la mampostería de adobe y el Módulo de Corte “G”. Se elaboraron 4 muretes de adobe de 650 x 650 x 210 mm (Figura 3.19), siguiendo los lineamientos de la Norma E.080 (2017) estandarizada por la Norma E 519 (2002).

El procedimiento constructivo de los muretes se detalla en la Figura 3.19 e inició con la colocación de la primera hilada de adobes, los cuales definen la longitud del murete. Luego se colocó el mortero de barro, se controló la verticalidad con nivel y plomada, y la altura con un escantillón hasta completar las 11 hiladas.



Figura 3.19. a) Primera hilada de adobes, b) Colocación del mortero y c) Verificación de verticalidad

Los muretes fueron ensayados en la máquina de compresión a la edad de 31 días y a una velocidad de 1 kN/min. Para realizar el ensayo de compresión en muretes se tomaron las medidas de los 4 especímenes y posteriormente se colocó su instrumentación (Figura 3.20).



Figura 3.20. Colocación de Instrumentos en los muretes

La instrumentación consistió en 3 LVDT, un LVDT 01 de compresión, un LVDT 02 de tracción, y un LVDT global, los 2 primeros colocados sobre el espécimen y el último en la máquina de ensayo (Figura 3.21). La Figura 3.22 muestra las fallas ocurridas en cada murete de adobe, siendo fallas por tracción diagonal y cizallamiento.

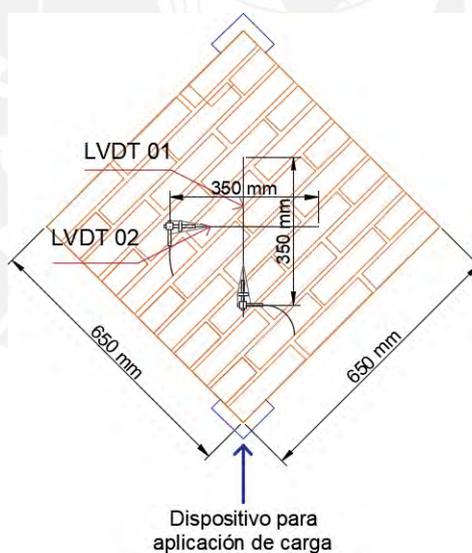


Figura 3.21. Ubicación de instrumentación en murete



a) Murete 1

b) Murete 2



c) Murete 3

d) Murete 4

Figura 3.22. Fallas en muretes de adobe

La resistencia de muros de tracción por flexión ($f't$) mínima que indica la Norma E.080 (2017) es 0,14 MPa y se determina mediante la Eq. (3.5).

$$f't = \frac{P}{2 * a * em} \quad (3.5)$$

Donde;

- $f't$: Resistencia a tracción por flexión
- P: Fuerza máxima (kN)
- em: Espesor del murete

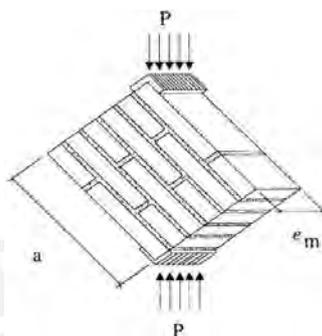


Figura 3.23. Dimensiones de los muretes de adobe (Norma E.080)

El esfuerzo admisible de corte es $vm = 0.4 * f't$. En la Tabla 3.6 se presenta el cálculo de la resistencia última de tracción por flexión.

Tabla 3.6 Cálculo de la resistencia última de tracción por flexión en muretes de adobe

Especímen	Edad (días)	Dimensiones (mm)			Área (mm ²)	P máx (kN)	f't (MPa)
		a	h	em			
M-01	32	656	646	209	137 104	13,14	0,048
M-02	31	651	652	209	136 059	13,18	0,048
M-03	31	653	648	213	139 089	12,25	0,044
M-04	31	655	653	210	137 550	10,15	0,037
Promedio Esfuerzo (MPa):							0,044
Desviación Estándar:							0,005
Coeficiente de variación (%):							12
Esfuerzo admisible de corte (vm, MPa):							0,018

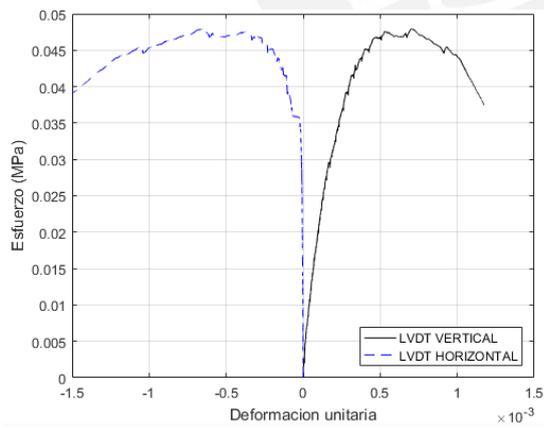
▪ Cálculo del módulo de corte (Gm)

A partir de las gráficas de Deformación vs Esfuerzo cortante de cada murete (Figura 3.24) se obtiene el módulo de corte eligiendo un tramo que represente el comportamiento elástico del murete. Este tramo está representado por el 50% y 20% de la carga máxima. El módulo de corte (Gm) se determina de la relación entre el esfuerzo axial del murete en el tramo elástico ($\Delta\tau$, MPa) y la deformación angular ($\Delta\gamma$).

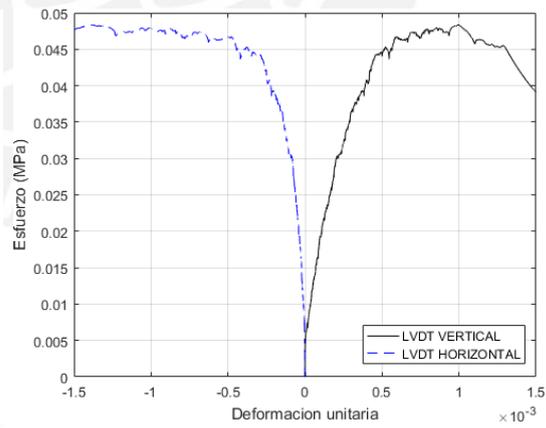
$$Gm = \Delta\tau/\Delta\gamma \quad (3.6)$$

Tabla 3.7 Cálculo del módulo de Corte Gm

Murete	Sensor	Distancia LVDT (mm)	Área de Corte (mm ²)	P _{máx} 50 % (kN)	D 50% (mm)	P máx 20% (kN)	D 20% (mm)	Δt (MPa)	Y _{n,v}	Gm (MPa)
M-01	V	355	2,74 x 10 ⁵	6,57	0,04	2,63	0,013	0,014	0,9e-04	158
	H	330			0,002		0,6 x 10 ⁻³			
M-02	V	353	2,73 x 10 ⁵	6,59	0,05	2,64	0,012	0,014	1,8e-04	82
	H	325			0,02		0,3 x 10 ⁻³			
M-03	V	373	2,78 x 10 ⁵	6,12	0,07	2,45	0,014	0,013	2,0e-04	67
	H	330			0,02		0,003			
M-04	V	350	2,75 x 10 ⁵	5,08	0,04	2,03	0,005	0,011	1,8e-04	62
	H	370			0,03		0,001			
Promedio Gm (MPa):										92
Desviación Estándar:										45
Coeficiente de variación (%):										49



a) Murete 1



b) Murete 2

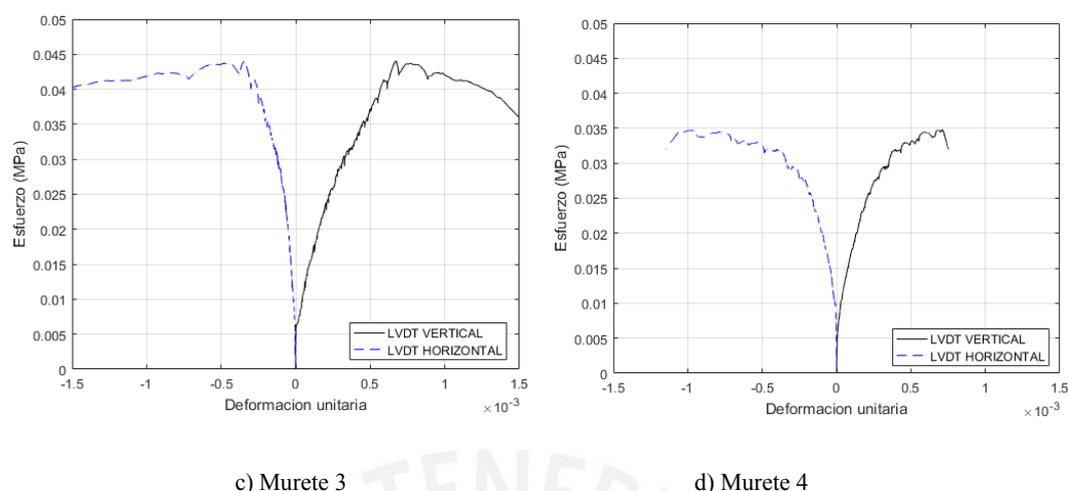


Figura 3.24: Diagramas esfuerzo-deformación de muretes de adobe

La resistencia a tracción por flexión f_t' promedio de las 4 muestras es igual a 0,044 MPa, la cual es mayor a la resistencia última indicada en la Norma E.080 de 0,025 MPa. El esfuerzo admisible de corte es 0,018 MPa. El módulo de corte G_m obtenido para la albañilería de adobe es de 92 MPa. Según las investigaciones de San Bartolomé y Quiun (2013), el módulo de corte puede asumirse como $G = 0.40 \times E$, dando un valor de 80 MPa que es menor al obtenido en el ensayo.

3.2.5. Ensayos de compresión en probetas cúbicas de mortero

La finalidad del ensayo fue conocer la resistencia a compresión del mortero. Para ello, se prepararon doce probetas cúbicas de mortero de 50 x 50 mm de lado cuya proporción fue de 1 de suelo y 1 de arena, en volumen.

Inicialmente, nueve cubos fueron preparados en moldes metálicos y tres en moldes de plástico vaciando el mortero en dos capas (Figura 3.25). Cada capa fue compactada con un pisón de plástico dando 16 golpes por capa. Pasados 2 días se desmoldaron los cubos.



a) Colocación de la primera capa de mortero



b) Compactación con un pisón dando 16 golpes



c) Colocación de la segunda capa de mortero y compactación

d) Cubos de mortero elaborados

Figura 3.25. Preparación de los cubos de mortero

Se realizó el ensayo de compresión en cubos de mortero en la máquina universal a una velocidad de 2 kN/min (Figura 3.26). En la Tabla 3.8 se presenta el cálculo de la resistencia a compresión de los cubos de mortero.



a) Cubos de mortero antes del ensayo

b) Cubo de mortero P-1 en máquina de ensayo



c) Espécimen en la fase inicial del ensayo

d) Espécimen al final del ensayo: Falla por aplastamiento

Figura 3.26. Ensayo de los cubos de mortero

Tabla 3.8 Resistencia a compresión de cubos de mortero

Probeta	Edad (días)	Dimensiones (mm)		Área (mm ²)	P _{máx} (kN)	Esfuerzo de compresión del mortero (MPa)
		Largo	Ancho			
P-01	33	49,4	49,6	2449	5,24	2,14
P-02	33	49,2	49,6	2439	4,83	1,98
P-03	33	49,8	49,4	2463	5,07	2,06
P-04	33	49,6	49,5	2455	4,94	2,01
P-05	33	50,0	49,5	2470	5,13	2,08
P-06	33	49,9	49,8	2483	4,38	1,76
P-07	33	49,7	49,8	2474	4,92	1,99
P-08	33	49,5	49,4	2447	5,29	2,16
P-09	33	49,7	49,4	2450	5,20	2,12
P-10	28	49,4	49,5	2447	5,49	2,24
P-11	28	49,3	49,5	2435	5,73	2,35
P-12	28	49,5	49,5	2448	5,79	2,37
Esfuerzo promedio de compresión del mortero (MPa):						2,11
Desviación estándar						0,16
Coeficiente de variación (%):						8

Las fallas presentadas en los cubos fueron por aplastamiento. El esfuerzo de compresión promedio de los cubos de mortero fue de 2,11 MPa, con una desviación estándar de 0,16 y un coeficiente de variación del 8%.

3.2.6. Ensayos de tracción en drizas

El material seleccionado para el refuerzo de las construcciones de adobe fueron las drizas (cuerdas de nylon). Estas drizas se caracterizaron por ser de color blanca, con un trenzado tipo diamante y hechas en base a fibras sintéticas (Figura 3.27). Para determinar el módulo de elasticidad del material se ensayaron a tracción cinco probetas de drizas de 5/32", tres de 1/4" y tres de 1/8" en la Máquina Universal, a una velocidad de desplazamiento de 10 mm/min. Cada probeta tuvo una longitud de 500 mm. Las probetas fueron colocadas en las mordazas por medio del Nudo tipo 8 (Figura 3.28 y Figura 3.29).



Figura 3.27. Características de la Driza



Figura 3.28: Nudo tipo 8



Figura 3.29. Preparación de probetas para el ensayo de tracción en drizas

En la Figura 3.30 se muestra el ensayo de tracción en las drizas de 5/32" de diámetro. Se observó que en todos los especímenes las fallas estuvieron localizados cerca al nudo.



Figura 3.30. Ensayo de tracción en driza P-1

Ductilidad

La ductilidad es una propiedad que permite a un material seguir deformándose sin llegar a la fractura. El porcentaje de elongación (Eq. 3.6) describe la deformación plástica permanente antes de la falla y consiste en la relación entre la variación de longitud (ΔL) y la longitud inicial entre ejes (L_0).

$$\% \text{ de elongación} = \frac{\Delta L}{L_0} \times 100 \quad (3.7)$$

Diagrama Esfuerzo – Deformación Unitaria

Considerando las leyes constitutivas de la Mecánica de Materiales se tiene que el esfuerzo (σ , MPa) es igual a la relación de la Fuerza de tracción aplicada (F , kN) y el área nominal (A , mm²). Asimismo, la deformación unitaria (ϵ) queda definida como la relación entre la deformación global y la longitud inicial entre mordazas

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (3.8)$$

$$A = \frac{\phi_{prom}^2 * \pi}{4} \quad (3.9)$$

$$\epsilon = \frac{D \text{ global}}{L_0 \text{ inicial ejes}} \quad (3.10)$$

$$D \text{ global} = L_0 \text{ final ejes} - L_0 \text{ inicial ejes}$$

Donde:

- ϕ_{prom} : Diámetro promedio real (mm)
- $D \text{ global}$: Deformación
- $L_0 \text{ inicial ejes}$: Longitud inicial entre mordazas
- $L_0 \text{ final ejes}$: Longitud final entre mordazas

El cálculo del módulo de elasticidad de la driza blanca de 5/32'', 1/4'' y 1/8'' de diámetro se muestra en la Tabla 3.9, Tabla 3.10 y Tabla 3.11 respectivamente.

La driza de 5/32'' de diámetro resistió una fuerza máxima de 2,5 kN y un esfuerzo máximo de 184 MPa. Su módulo de elasticidad promedio fue de 411 MPa con una desviación estándar de 22,3 y un coeficiente de variación del 5%. Para el caso de la driza de 1/4'' de

diámetro, el módulo de elasticidad fue de 350 MPa y para la driza de 1/8" fue de 600 MPa. Las drizas que se utilizaron como refuerzo fueron las de 1/4" para los muros a escala natural y 1/8" para los muros a escala reducida.

Tabla 3.9: Cálculo del módulo de elasticidad en drizas de 5/32"

Probeta	Diámetro (mm)	Lo Ejes (mm)	P máx (kN)	Esfuerzo Máximo σ_u (MPa)	45% x σ_u (MPa)	ϵ (45% x σ_u)	Módulo de Elasticidad (MPa)
P-01	49,5	130	2,4	168,8	76,0	0,20	373
P-02	49,5	190	2,3	167,7	75,5	0,18	426
P-03	49,2	120	2,4	174,1	78,4	0,19	415
P-04	49,5	124	2,5	184,4	83,0	0,20	426
P-05	49,5	130	2,4	172,6	77,7	0,19	418
Esfuerzo Promedio				173,5	E Promedio		411
Desviación Estándar							22,3
Coeficiente de variación (%)							5

Tabla 3.10: Cálculo del módulo de elasticidad en drizas de 1/4"

Probeta	Pmax (kN)	Esfuerzo Máximo σ_u (MPa)	45% x σ_u (MPa)	ϵ (45% x σ_u)	E (MPa)
P1	4.22	159,8	71,9	0,21	338
P2	3.76	145,6	65,5	0,22	303
P3	3.87	164,6	74,1	0,18	407
E Promedio					349
Desviación estándar					53
Coeficiente de variación (%)					15

Tabla 3.11: Cálculo del módulo de elasticidad en drizas de 1/8"

Probeta	Pmax (kN)	Esfuerzo Máximo σ_u (MPa)	45% x σ_u (MPa)	ϵ (45% x σ_u)	E (MPa)
P4	1,3	156,6	70,5	0,15	472
P5	1,3	185,9	83,7	0,12	680
P6	1,4	201,2	90,6	0,13	689
E Promedio					613
Desviación estándar					122
Coeficiente de variación					20

3.2.7. Ensayos de tracción en caña carrizo

Las cañas carrizo fueron colocadas como dinteles en los muros de adobe, sin tener una función estructural. Para realizar el ensayo se prepararon los especímenes siguiendo los lineamientos de la Norma E100: Construcción de Viviendas con Bambú (2012). Las dimensiones de las probetas de caña se muestran en la Figura 3.31.

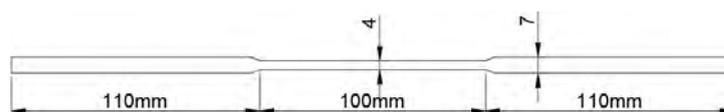


Figura 3.31. Preparación de especímenes de caña

Cinco probetas de caña fueron ensayadas a tracción. En la Figura 3.32 se muestra que las fallas por tracción en cada probeta ocurrieron en la sección más delgada. En la Tabla 3.12 se muestra el cálculo del módulo de elasticidad de la caña.



Figura 3.32. a) Ensayo de tracción en caña carrizo y b) Fallas en sección más delgada de las probetas

Tabla 3.12 Cálculo del módulo de elasticidad de la caña

Probeta	Dimensiones (mm)				Área	P máx (kN)	Esfuerzo máx (MPa)	45% x Esfuerzo Máximo (MPa)	Deform. Unitaria	E (MPa)	
	Largo total	Largo interior	Ancho	Espesor							
P-01	320,0	10,0	4,0	3,6	14	1,9	111,3	50,1	0,25	203	
P-02	318,0	10,0	4,0	3,7	15	1,6	118,1	53,2	0,21	258	
P-03	320,0	10,0	4,0	3,3	13	1,5	118,9	53,5	0,19	283	
P-04	321,0	10,0	4,0	3,6	14	1,2	83,1	37,4	0,15	243	
P-05	320,0	10,0	4,0	3,1	12	1,7	136,9	61,6	0,23	266	
							114	E Promedio		250	
								Desviación Estándar			30
								Coefficiente de variación (%)			12

La caña resistió un esfuerzo máximo de 137 MPa. Además, su módulo de elasticidad promedio fue de 250 MPa, con una desviación estándar de 30 y un coeficiente de variación de 12%.

3.2.8. Conclusiones y Recomendaciones

Los resultados de las pruebas de caracterización del suelo realizadas permiten concluir lo siguiente:

- La prueba de la bolita fue satisfactoria e indica que el suelo tuvo la resistencia necesaria para hacer adobes.
- La prueba de la cinta indicó que el suelo tuvo un contenido de arcilla en el límite máximo, pero cuya contracción se puede controlar.
- La prueba del emparedado dio como resultado una proporción suelo: arena gruesa de 1:1 para controlar la fisuración en el mortero.
- Los ensayos de laboratorio confirmaron que el suelo es una arcilla inorgánica de plasticidad media

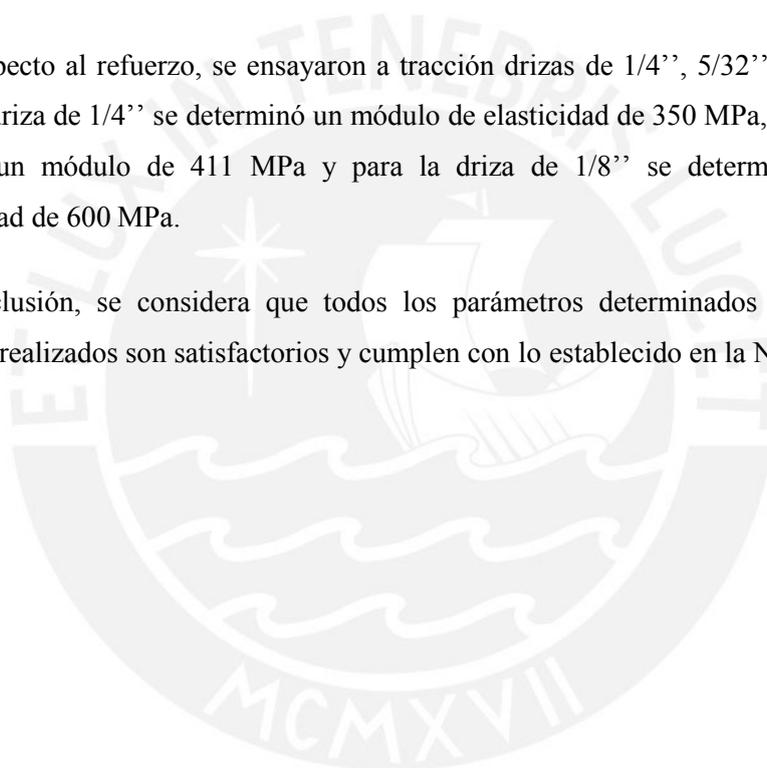
Los resultados de los ensayos de laboratorio para obtener las propiedades mecánicas de los materiales, fueron necesarios y servirán para otras investigaciones complementarias que contemplen la construcción de modelos numéricos. La descripción, el procedimiento y el análisis de resultados ha sido indicado en cada módulo de ensayo.

Se ha determinado el módulo de elasticidad para la albañilería de adobe de 205 MPa, que es un valor muy cercano al que recomienda la Norma E080 (2017) de 200 MPa cuando no se tienen ensayos experimentales. Con respecto al valor del f_m de la albañilería se obtuvo un valor de 1,1 MPa, el cual es mayor a la resistencia última de la albañilería de 0,6 MPa.

Del ensayo de compresión diagonal en muretes se obtuvo el valor del módulo de corte de la albañilería de adobe de 92 MPa. Según las investigaciones realizadas por San Bartolomé & Quiun (2013) indican que puede asumirse dicho módulo como $G = 0,40 * E$, siendo igual a 80 MPa.

Con respecto al refuerzo, se ensayaron a tracción drizas de 1/4'', 5/32'' y 1/8'' de diámetro. Para la driza de 1/4'' se determinó un módulo de elasticidad de 350 MPa, para la de 5/32'' se obtuvo un módulo de 411 MPa y para la driza de 1/8'' se determinó un módulo de elasticidad de 600 MPa.

En conclusión, se considera que todos los parámetros determinados con las pruebas y ensayos realizados son satisfactorios y cumplen con lo establecido en la Norma E.080.



Capítulo 4

ENSAYOS CUASI – ESTÁTICOS DE MUROS DE ADOBE A ESCALA NATURAL

Se describe el programa experimental en dos muros de adobe a escala natural desde la fase constructiva hasta el ensayo de cada muro. El primer espécimen fue ensayado sin refuerzo y representa un muro de construcciones de adobe típicas existentes en el Perú. El segundo muro fue reforzado con malla de cuerdas externa. La construcción y los ensayos a carga lateral cíclica, sin carga vertical, se realizaron en el Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Para el ensayo se consideró las recomendaciones del protocolo FEMA 461 (2007).

4.1. CONSTRUCCIÓN DEL MURO A ESCALA NATURAL SIN REFUERZO

El muro fue construido sobre una viga de cimentación de concreto armado, y sobre él se colocó una viga de madera y una viga solera de concreto armado. Estuvo conformado por 22 hiladas unidas con mortero de barro de 15 mm y presentó un vano de 930 x 1150 mm. Su tiempo total de construcción fue de 24 días. La Figura 4.1 muestra la elevación del muro de adobe sin refuerzo con sus dimensiones finales.

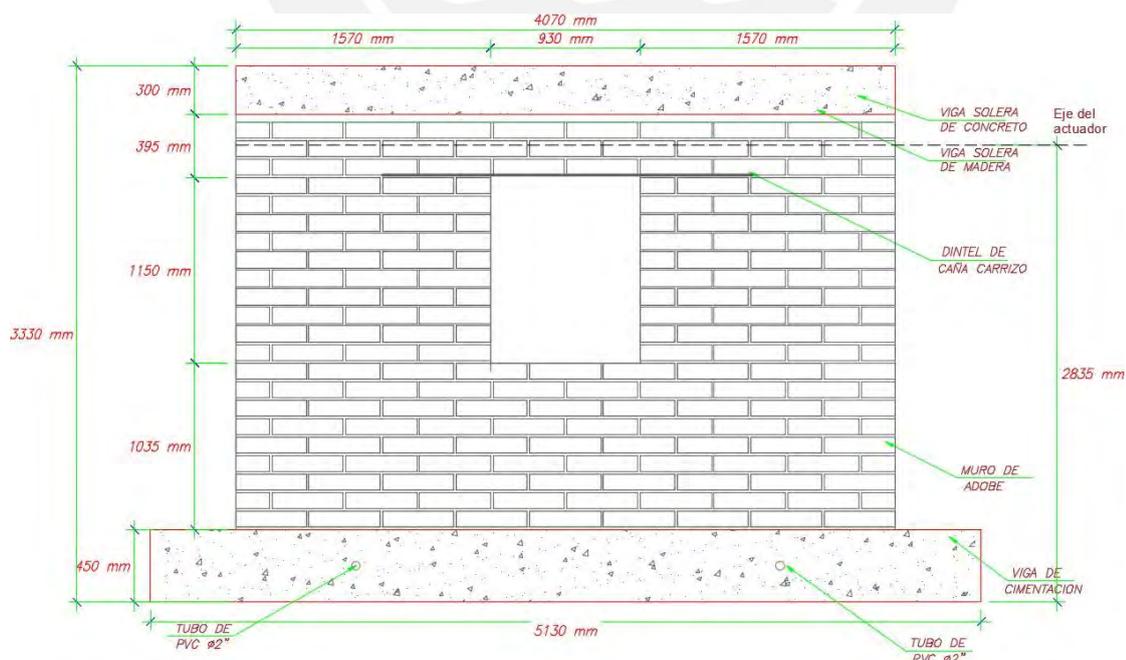


Figura 4.1. Elevación del muro sin refuerzo

El procedimiento constructivo fue de la siguiente manera:

El proceso inició con la construcción de la viga de cimentación de dimensiones 5130 x 440 x 450 mm. Esta viga sirvió como elemento de soporte para el traslado del muro hacia la losa de ensayo y para anclarlo a la losa durante el ensayo. Primero, se realizó el armado del acero de acuerdo a las especificaciones mostradas en la Figura 4.2. Luego se habilitó el encofrado de madera y posteriormente se colocó la armadura dentro del encofrado. Además, la armadura se colocó sobre dados de concreto para mantener un recubrimiento en la base y a los lados de la viga de 40 mm. Asimismo, para realizar el izaje del muro desde el lugar de construcción hacia el área de ensayo, se colocó en la parte interior de la viga de cimentación dos tubos de PVC de 2" de diámetro, cada una fue ubicada a una longitud de 1200 mm, medido desde el extremo del muro.

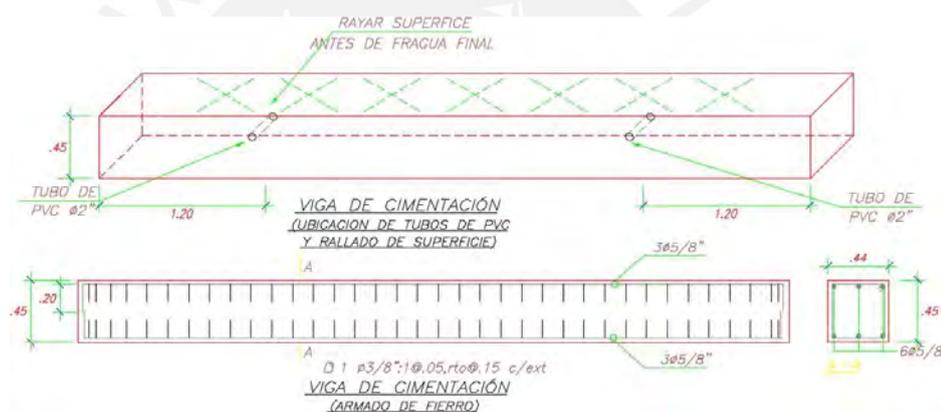


Figura 4.2. Detalles de Viga de Cimentación de Muro a Escala Natural

Una vez concluida con la armadura, el encofrado y la colocación de los tubos para izaje en la viga de cimentación, se procedió al vaciado del concreto de resistencia de diseño de 21 MPa y vibrado. Después del vaciado y en la fase de fragua del concreto se realizaron ralladuras en la superficie de la viga. Transcurridos dos días después del vaciado de la viga de cimentación se procedió a desencofrar. En la Figura 4.3 se muestra el proceso constructivo de la viga de cimentación.



a. Encofrado de viga de cimentación



b. Vaciado de viga de cimentación



c. Vibrado de viga de cimentación



d. Ralladuras en cara superior de viga de cimentación

Figura 4.3. Proceso constructivo de viga de cimentación

Previo a la construcción del muro de albañilería de adobe se realizó el emplantillado con la finalidad de conocer la ubicación de los adobes en las hiladas pares e impares. (Figura 4.4) Luego, se inició la construcción del muro colocando una capa de mortero de 15 mm de espesor sobre el área de asentado de los adobes y enseguida se asentaron dos adobes maestros remojados previamente en agua por cinco segundos de acuerdo al emplantillado inicial. Se usó un cordel entre los adobes maestros como guía para el asentados de los otros adobes y un escantillón (regla de madera que presenta marcas con la altura de cada hilada de adobe) para verificar la altura del muro. Posteriormente se continuó el levantado del muro. Para cada hilada se verificó la altura y el aplomado del muro. El espesor de las juntas verticales y horizontales fue 15 mm.

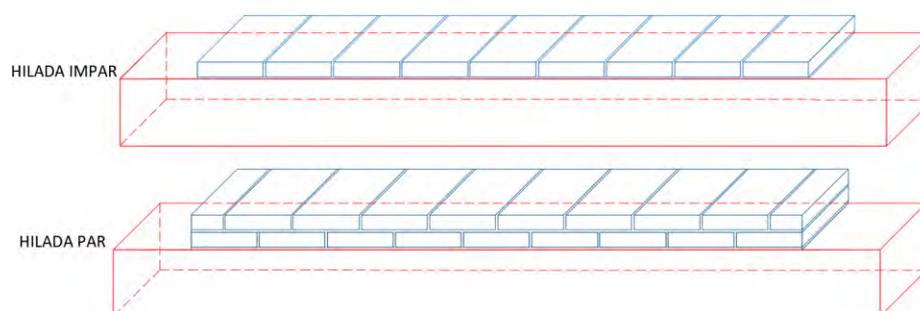


Figura 4.4. Emplantillado de la hilada par e impar del muro de albañilería de adobe

Una vez levantado el muro hasta la hilada 19 respetando la configuración mostrada en la Figura 4.1 se colocó el dintel de caña y sobre el dintel se continuó con el asentado de las tres hiladas restantes. La altura del muro fue 2530 mm y estuvo conformado por 22 hiladas de adobes. Las dimensiones de los adobes cuadrados fueron de 430 x 430 x 100 mm y de los medios adobes fueron 215 x 430 x 100 mm. En la Figura 4.5 se muestra el proceso constructivo del muro de albañilería de adobe.



a. Emplantillado: Hilada par e impar del muro



b. Muro de adobe construido hasta la hilada 19



c. Construcción de la viga dintel de caña



d. Asentado de los adobes maestros y verificación de la altura del muro

Figura 4.5. Proceso constructivo del muro de albañilería de adobe

Una vez terminado el asentado del muro, se construyó una viga collar de madera tipo escalera. Los travesaños de la viga fueron colocados cada 400 mm. La viga collar se colocó encima del muro y luego se rellenó con mortero los espacios vacíos. Los detalles de esta viga se muestran en la Figura 4.6 y el procedimiento constructivo en la Figura 4.7.

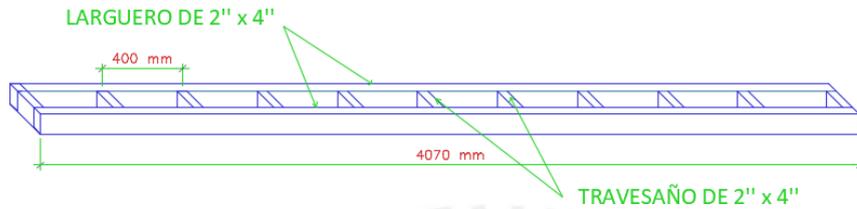


Figura 4.6. Detalles de Viga Solera de Madera

Luego, sobre la viga de madera se colocó una viga solera de concreto con la finalidad de transmitir la carga lateral y proporcionar una carga de gravedad que simule el peso de un techo típico de adobe. Por razones constructivas las dimensiones de la viga solera fueron de 430 x 300 mm y proporcionó un peso de 12,4 kN, bajo una resistencia de diseño de 21 MPa. El detalle del acero y el procedimiento constructivo de la viga de concreto se muestra en la Figura 4.8 y Figura 4.9 respectivamente. Por último, se realizó el tarrajeo del muro de adobe de 25 mm de espesor con una dosificación de 1 volumen de tierra y 1 volumen de arena.



a. Construcción de la viga solera de madera tipo escalera b. Rellenado de los espacios vacíos en la viga de madera

Figura 4.7. Proceso constructivo de la viga solera de madera del muro de adobe a escala natural

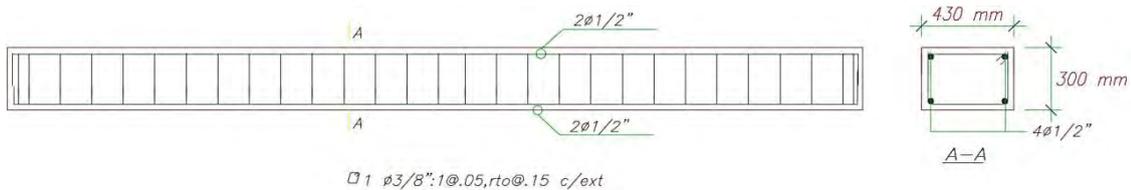


Figura 4.8. Detalles de acero en viga solera de concreto



a. Armadura de la viga solera

b. Vaciado de la viga solera



c. Vibrado de concreto en viga solera

d. Tarrajeo del muro

Figura 4.9. Proceso constructivo de la viga solera de concreto y tarrajeo del muro de adobe a escala natural

4.2. CONSTRUCCIÓN DEL MURO A ESCALA NATURAL REFORZADO

La construcción del muro fue similar a la del muro a escala natural sin refuerzo (MUENSR). Su construcción tardó 24 días. Una vez construido, se procedió a reforzarlo con drizas de acuerdo al patrón del refuerzo del modelo de un piso ensayado por Sosa & Soto en el 2014. La Figura 4.10 muestra una vista en elevación del muro de adobe reforzado con cuerdas y sus dimensiones finales.

Se colocó drizas de $\frac{1}{4}$ " de diámetro en forma horizontal y vertical. Las drizas horizontales fueron colocadas en las hiladas pares, mientras que las drizas verticales fueron ubicadas cada 230 mm. Por tanto, la configuración final fue 11 drizas horizontales y 18 drizas verticales. Además, para asegurar una unión entre las drizas horizontales y verticales en ambas caras del muro se colocaron *cross ties* con drizas de $\frac{1}{8}$ " de diámetro.

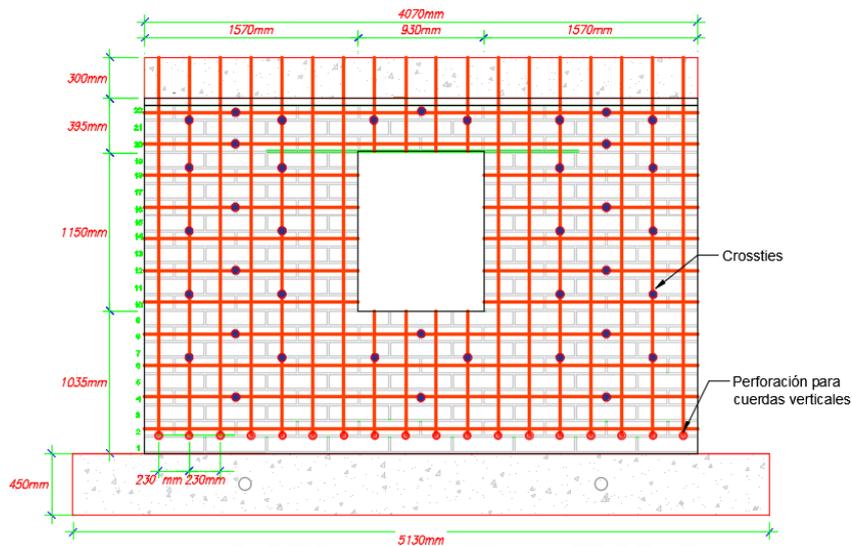


Figura 4.10: Vista en Elevación del Muro a Escala Natural con Refuerzo de cuerdas (MUENCR)

El procedimiento constructivo fue de la siguiente manera:

La construcción de la viga de cimentación, el asentado del muro de albañilería, la construcción de la viga solera de madera tipo escalera y la viga solera de concreto fue igual que el muro a escala natural sin refuerzo. El detalle del proceso constructivo se muestra en la Figura 4.3, Figura 4.5 y Figura 4.9.

Una vez concluida con la construcción del muro se procedió a efectuar su reforzamiento. Se realizaron perforaciones en el muro de acuerdo al patrón de la Figura 4.10. Las perforaciones para las cuerdas (drizas) verticales se realizaron con una broca de 3/8" de diámetro y las perforaciones para los *crossies* se efectuaron con una broca de 5/16" de diámetro (Figura 4.11).



- a. Perforaciones para colocación de cuerdas verticales en muro b. Perforación para *crossies*

Figura 4.11: Perforaciones en el muro a escala natural

Luego, se cortó la driza considerando las longitudes del muro. El reforzamiento inició con la colocación de 9 drizas verticales. Estas drizas fueron colocadas dejando una perforación libre. Posteriormente, se puso todas las drizas horizontales y las 9 drizas verticales restantes. Las drizas fueron amarradas con el nudo tipo 8 y tensadas manualmente. La separación entre drizas verticales y horizontales fue 230 mm aproximadamente.

Una vez colocada la malla de drizas horizontales y verticales se amarró los crosssties con la finalidad de fijar la malla de cuerdas al muro. La driza usada fue de 1/8" de diámetro.

Por último, se cortó los extremos de las drizas sobrantes y se quemó las puntas de las drizas para evitar que se deshilachen. El proceso de reforzamiento del muro a escala natural se muestra en la Figura 4.12.



a. Nudotipo 8

b. Colocación de las drizas horizontales de 1/4" de diámetro



c. Tensado manual de las drizas

d. Corte de las longitudes de las drizas sobrantes



e. Quemado de las puntas de las drizas

f. Reforzamiento final del muro a escala natural

Figura 4.12: Proceso de reforzamiento del muro a escala natural

Con la finalidad de determinar la resistencia a compresión del concreto usado en las vigas de cimentación de los muros de adobe a escala natural, durante el vaciado se tomaron 6 probetas cilíndricas de concreto que fueron ensayados a la edad de 7 y 28 días. (Figura 4.13) Las probetas ensayadas a 7 días mostraron un esfuerzo de compresión promedio de 15,4 MPa, mientras que las ensayadas a 28 días presentaron un esfuerzo promedio de 24,5 MPa, valor mayor a la resistencia de diseño de 20,6 MPa. De esta manera se verificó el cumplimiento de la resistencia de diseño. Los resultados se muestran en la Tabla 4.1.



Figura 4.13. Probetas de concreto

Tabla 4.1: Resistencia a compresión de probetas de concreto de vigas de cimentación en muros a escala natural a 7 y 28 días

Probeta	Días	Diámetro (mm)	Área (mm ²)	Carga máx (kN)	Esfuerzo (MPa)
P4	7	151,85	18110	276	15,2
P5	7	152,90	18361	249	13,6
P6	7	152,95	18373	320	17,4
Promedio					15,4
Desviación estándar					1,91
CV (%)					12,4

Probeta	Días	Diámetro (mm)	Área (mm ²)	Carga máx (kN)	Esfuerzo (MPa)
P1	28	153,1	18409	462	25,1
P2	28	153,1	18409	452	24,6
P3	28	153,15	18421	438	23,8
Promedio					24,5
Desviación estándar					0,7
CV (%)					2,7

4.3. ENSAYO DE CARGA LATERAL CÍCLICA

Los muros de adobe a escala natural fueron ensayados bajo carga lateral cíclica para evaluar su comportamiento estructural ante acciones sísmicas y determinar la eficacia del refuerzo con malla de cuerdas. El ensayo del muro sin refuerzo (MUENSR) fue realizado el 19 de octubre del 2017. La duración del ensayo fue 1h 30 minutos. Mientras que, el ensayo del muro reforzado (MUENCR) fue efectuado el 20 de octubre del 2017. La duración del ensayo fue 1h 40 minutos.

4.3.1. Protocolo de ensayo

El ensayo a carga lateral cíclica fue controlado por desplazamiento. El desplazamiento fue medido por el LVDT 14 ubicado en el centro de la viga solera de concreto. El protocolo de ensayo se muestra en la Tabla 4.2, para el cual se tuvo en consideración las recomendaciones del protocolo FEMA 461. El ensayo consistió en 10 fases de desplazamiento. Cada una de las fases comprendió dos ciclos de desplazamiento lateral definidos por el desplazamiento máximo de cada ciclo. Antes de comenzar el ensayo se ajustó los instrumentos de aplicación de carga con una fuerza de 1,5 kN.

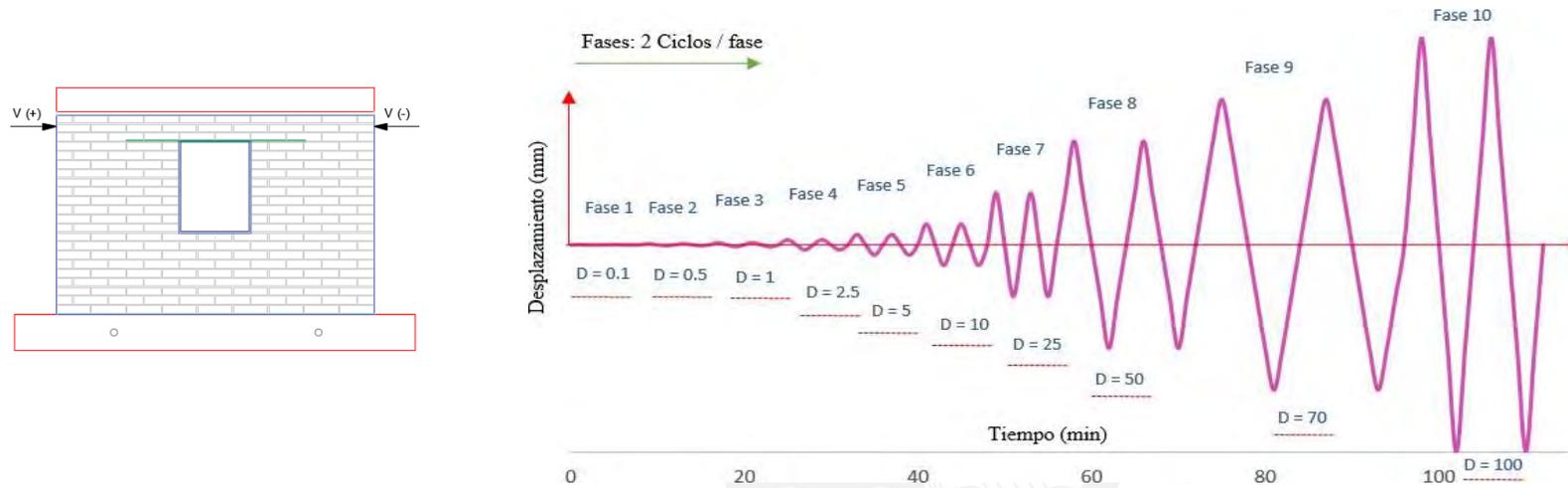


Figura 4.14: Historia de desplazamientos laterales

Tabla 4.2 Protocolo del muro a escala natural

Fase	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Despl. (mm)	0,1	0,5	1,0	2,5	5,0	10	25	50	70	100
Deriva	4×10^{-5}	2×10^{-4}	4×10^{-4}	1×10^{-3}	2×10^{-3}	4×10^{-3}	0,01	0,02	0,03	0,04
Vel. (mm/min)	0,1	0,5	1,0	2,5	5,0	10	25	25	25	50
Color de grietas	celeste	rojo	marrón	azul	Verde claro	Verde oscuro	rosado	naranja	blanco	morado

4.3.2. Montaje e instrumentación

Se realizó el traslado del muro desde el lugar de construcción hasta la losa de ensayo por medio del puente grúa del laboratorio de estructuras. Luego, se realizó la instrumentación, que comprendió la instalación de instrumentos de medición de desplazamiento y de carga. Se colocaron 14 sensores de deformación (LVDTs) ubicados en puntos específicos en el muro para medir deformaciones verticales y horizontales, 1 actuador, 1 celda de carga y 1 manómetro de presión colocado en cada gata hidráulica instalada.

La ubicación de los instrumentos de medición de deformación en los muros (LVDTs) se muestran en la Figura 4.15 y Tabla 4.3.

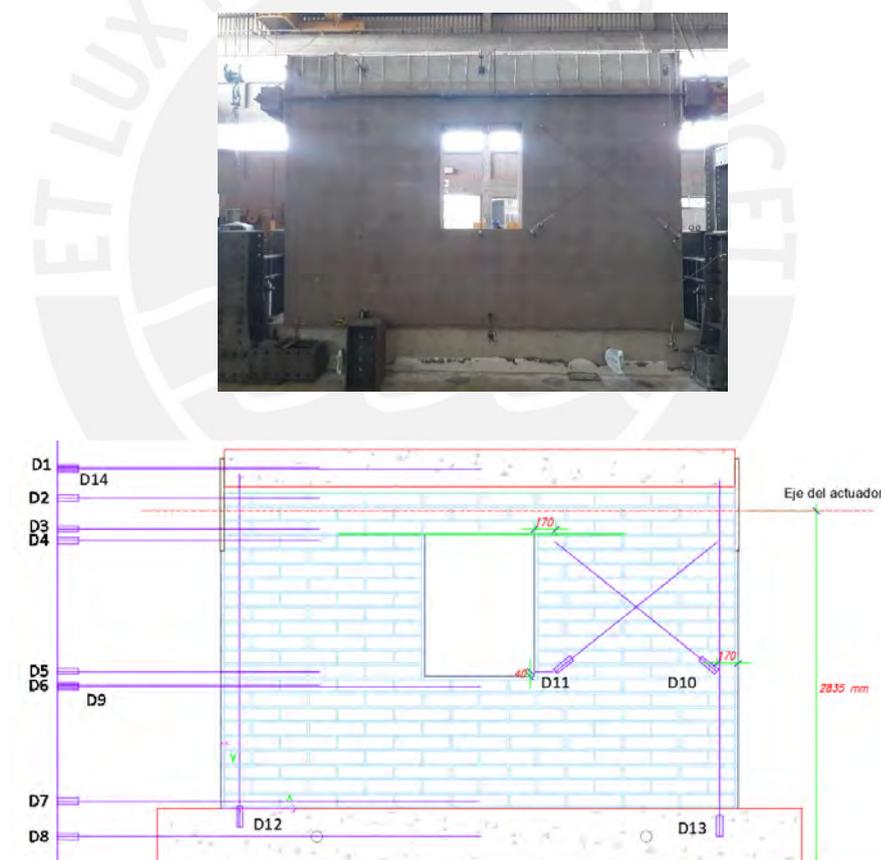


Figura 4.15: Ubicación de Instrumentos en muros a escala natural

Tabla 4.3 Ubicación de Instrumentación en muros a escala natural

Nomenclatura	Registro de desplazamiento		Posición (mm)			
	Instrumento	Ubicación	x	y	x	y
D1	LVDT	Viga solera	0	2730	780	2730
D2	LVDT	Zona superior del muro	0	2490	780	2490
D3	LVDT	Sobre el dintel	0	2240	780	2240
D4	LVDT	Bajo el dintel	0	2150	780	2150
D5	LVDT	Zona inferior de la ventana	0	1100	780	1100
D6	LVDT	Zona inferior de la ventana	0	985	780	985
D7	LVDT	Zona inferior central del muro	0	70	2065	70
D8	LVDT	Centro de viga de cimentación	0	-225	2065	-225
D9	LVDT	Centro del muro	0	985	2065	985
D10	LVDT	Zona derecha del muro	2660	2135	3950	1100
D11	LVDT	Zona derecha del muro	3950	2135	2660	1100
D12	LVDT	Extremo izquierdo (LVDT vertical)	150	2680	3095	-150
D13	LVDT	Extremo derecho (LVDT vertical)	3095	2680	3095	-150
D14	LVDT	Centro de la viga solera	0	2730	2065	2730

A través del actuador dinámico de 500 kN de capacidad se aplicó las cargas horizontales y se produjo los desplazamientos controlados según el protocolo de ensayo. Para una adecuada aplicación de la carga cíclica se colocó unas barras de acero de extremo a extremo del muro sujetados mediante un cabezal metálico. La celda de carga permitió registrar la magnitud de la carga aplicada en voltaje y mediante el uso de un amplificador y un sistema de adquisición de datos se obtuvo la carga en kN.

Los muros fueron fijados a la losa de ensayo mediante el uso de tres gatas hidráulicas. Dos gatas fueron colocadas sobre la viga de cimentación y una gata en forma horizontal con el objetivo de evitar el desplazamiento y volteo del muro durante el ensayo. En la Figura 4.16 se muestra el sistema de aplicación de carga en muros a escala natural.

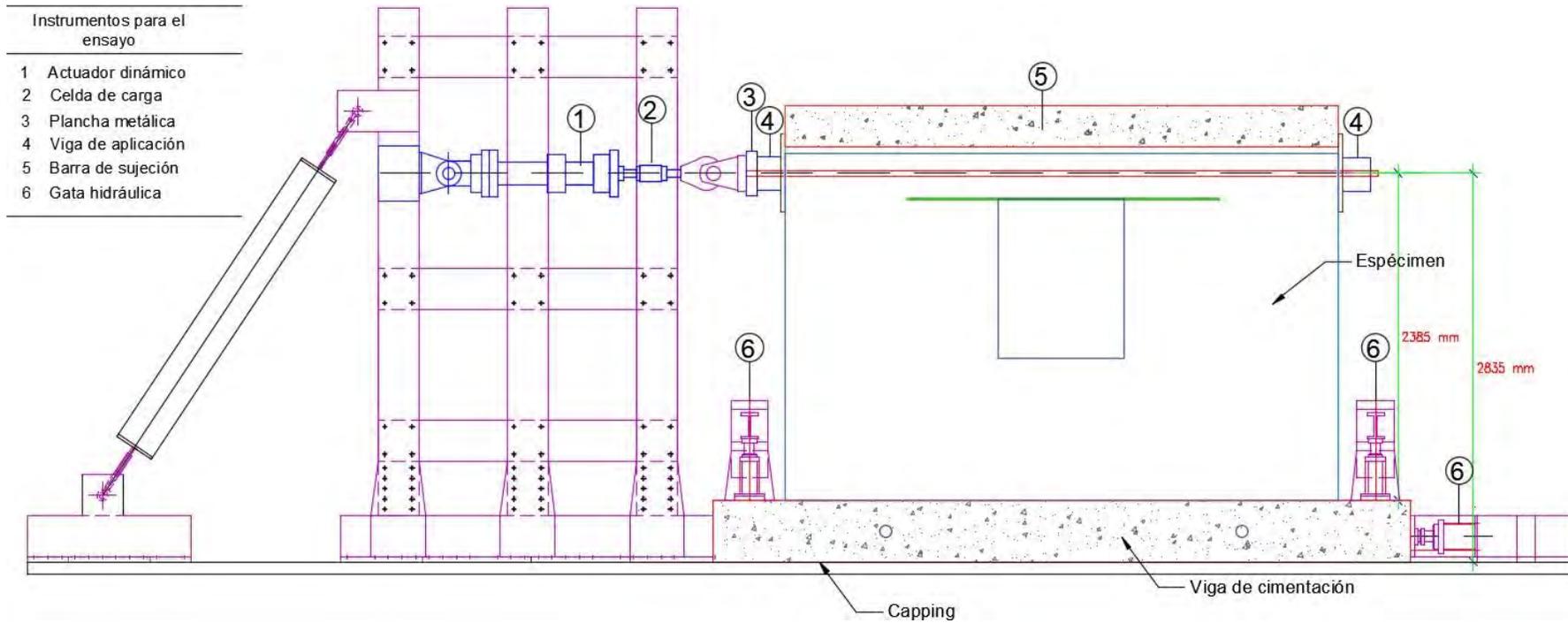


Figura 4.16: Sistema para la aplicación de la carga en muro a escala natural

Capítulo 5

5. ENSAYOS CUASI – ESTÁTICOS DE MUROS DE ADOBE A ESCALA REDUCIDA

Se describe el programa experimental en dos muros de adobe a escala reducida desde la fase constructiva hasta el ensayo de cada muro. El primer espécimen fue ensayado sin refuerzo y representa un muro a escala 1:2 con respecto al muro a escala natural. El segundo muro fue reforzado con malla de cuerdas externa. Ambos muros fueron sometidos a carga lateral cíclica con una carga vertical que simule el peso de un segundo nivel. Para el ensayo se consideró las recomendaciones del protocolo FEMA 461 (2007).

5.1. CONSTRUCCIÓN DEL MURO A ESCALA REDUCIDA SIN REFUERZO

El muro fue construido sobre una viga de cimentación de concreto armado, y sobre él se colocó una viga de madera y una viga solera de concreto armado. El muro estuvo conformado por 22 hiladas unidas con mortero de barro y presentó un vano central. El tiempo total de construcción fue de 24 días. La Figura 5.1 muestra la elevación del muro MUENSR con sus dimensiones finales. El procedimiento constructivo es similar al descrito en el muro a escala natural y se explica en la Figura 5.2.

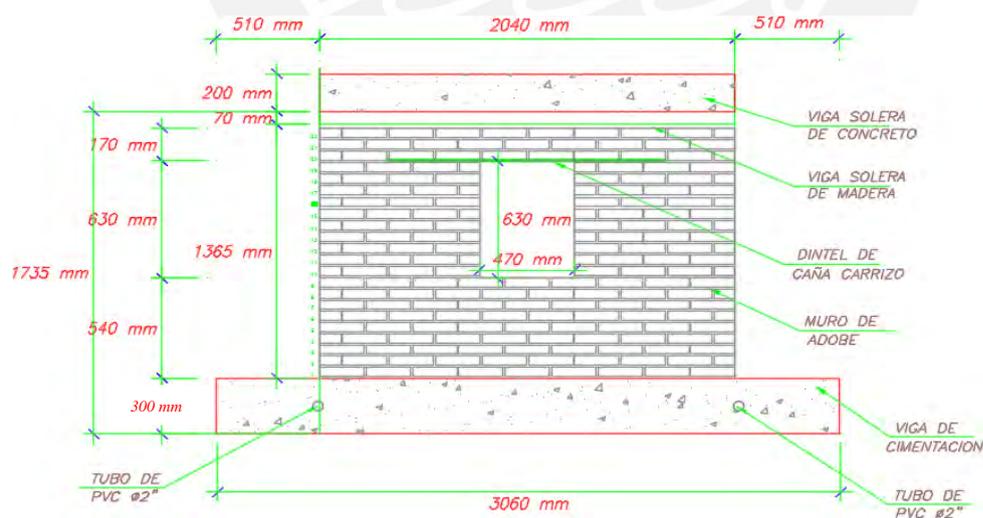


Figura 5.1: Elevación del muro MUENSR



a. Encofrado de viga de cimentación



b. Vaciado de viga de cimentación



c. Construcción del muro sobre la viga de cimentación



d. Colocación de viga dintel de caña



e. Construcción de viga de madera tipo escalera



f. Construcción de viga solera de concreto

Figura 5.2: Procedimiento constructivo del muro a escala reducida sin refuerzo

El detalle del refuerzo de la viga de cimentación del muro a escala reducida se muestra en la Figura 5.3.

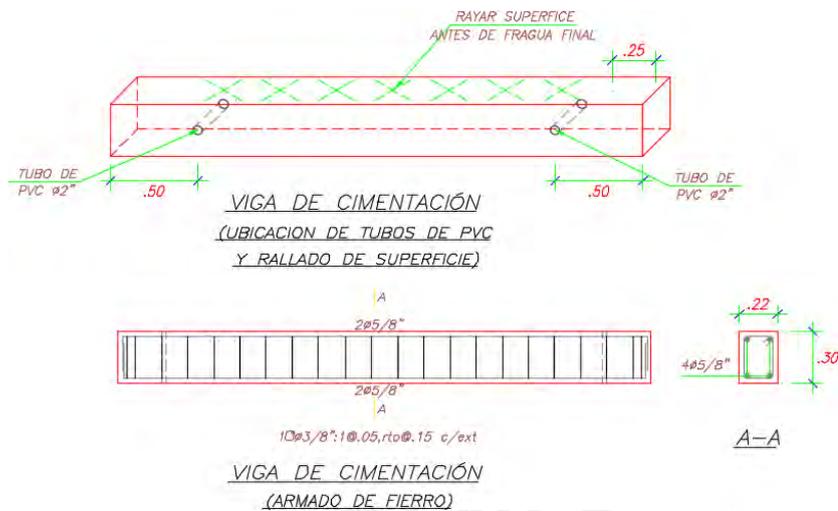


Figura 5.3: Detalle de viga de cimentación de Muro a Escala Reducida

5.2. CONSTRUCCIÓN DEL MURO A ESCALA REDUCIDA CON REFUERZO

El muro fue construido sobre una viga de cimentación de concreto armado, y sobre el muro se colocó una viga de madera y una viga solera de concreto armado. El muro estuvo conformado por 22 hiladas unidas con mortero de barro y presentó un vano central. El tiempo total de construcción fue de 24 días. La Figura 5.4 muestra la elevación del muro MUERCR con sus dimensiones finales.

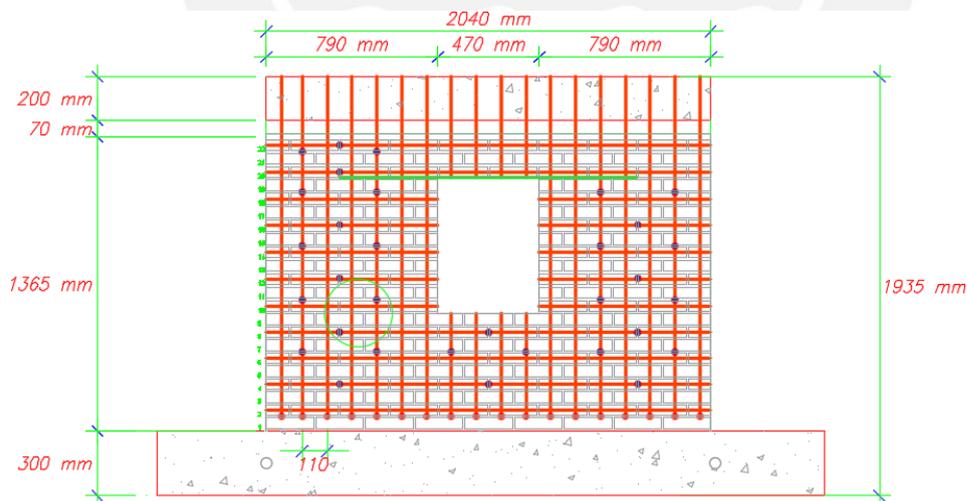


Figura 5.4: Elevación del muro MUERCR

El reforzamiento del muro se realizó con cuerdas de 1/8" de diámetro. Estas cuerdas fueron colocadas en forma de malla. Las cuerdas verticales fueron distribuidas cada 110 mm,

mientras que las cuerdas horizontales se colocaron en las hiladas pares. Los crossties se realizaron con cuerdas de 1/8". (Figura 5.5)



a. Colocación de driza de 1/8" de diámetro

b. Muro reforzado

Figura 5.5: Reforzamiento del muro a escala reducida

Con la finalidad de determinar la resistencia a compresión del concreto usado en las vigas de cimentación de los muros de adobe a escala reducida, durante el vaciado se tomaron 6 probetas cilíndricas de concreto que fueron ensayados a la edad de 28 días. La resistencia a compresión promedio de las probetas fue 19,2 MPa. Este valor es menor en 1,4 MPa al f'_c de diseño. No obstante, esto no significa un limitante en el ensayo ya que es una diferencia tolerable. (Tabla 5.1)

Tabla 5.1 Resultados de los ensayos de las probetas de concreto en vigas de cimentación de muros de adobe del modelo a escala reducida

Probeta	Días	Diámetro (mm)	Área (mm ²)	Carga máx (kN)	Esfuerzo (MPa)
P1	28	151,5	18062	352	19,5
P2	28	152,0	18074	359	19,9
P3	28	151,5	18062	359	19,9
P4	28	152,0	18146	327	18,0
P5	28	152,5	18218	321	17,6
P6	28	152,0	18098	366	20,2
Promedio				347,3	19,2
Desviación estándar				18,7	1,1
CV (%)				5,4	5,7

5.3. ENSAYO DE CARGA LATERAL CÍCLICA

Los muros de adobe a escala reducida fueron sometidos a carga lateral cíclica con una carga vertical. La carga vertical se aplicó con el objetivo de simular el peso de un segundo nivel. Los ensayos sirvieron para evaluar el comportamiento estructural de muros del primer nivel de una vivienda de adobe de dos pisos ante acciones sísmicas y determinar la eficacia del refuerzo con malla de cuerdas. El ensayo del muro sin refuerzo (MUERSR) fue realizado el 11 de octubre del 2017. La duración del ensayo fue 1h 40 minutos. Mientras que, el ensayo del muro reforzado (MUERCR) fue efectuado el 13 de octubre del 2017. La duración del ensayo fue 2h 15 minutos.

5.3.1. Protocolo de ensayo

El ensayo a carga lateral cíclica fue controlado por desplazamiento. El desplazamiento fue medido por el LVDT 14 ubicado en el centro de la viga solera de concreto. El protocolo de ensayo se muestra en la Figura 5.7, para el cual se tuvo en consideración las recomendaciones del protocolo FEMA 461. El ensayo consistió en 10 fases de desplazamiento y cada fase comprendió dos ciclos de desplazamiento lateral definido por el desplazamiento máximo de cada ciclo. Antes de comenzar el ensayo se ajustó los instrumentos de aplicación de carga con una fuerza de 1 kN.

5.3.2. Montaje e instrumentación

Se realizó el traslado del muro desde el lugar de construcción hasta la losa de ensayo por medio del puente grúa del laboratorio de estructuras. Luego, se realizó la instrumentación, que comprendió la instalación de instrumentos de medición de desplazamiento y de carga. Se colocaron 14 sensores de deformación (LVDTs) ubicados en puntos específicos en el muro para medir deformaciones verticales y horizontales, 1 actuador, 1 celda de carga y 1 manómetro de presión colocado en cada gata hidráulica instalada. La ubicación de los instrumentos de medición de deformación en los muros (LVDTs) se muestran en la Figura 5.6 y Tabla 5.2.

La carga vertical en el muro a escala reducida sin refuerzo se aplicó mediante la viga solera de concreto, mecanos y una gata hidráulica. La carga vertical total aplicada fue de 10 kN. En el caso del muro a escala reducida reforzado con cuerdas la carga vertical de 10 kN fue aplicada mediante la viga solera de concreto y mecanos para garantizar una distribución uniforme de la carga.

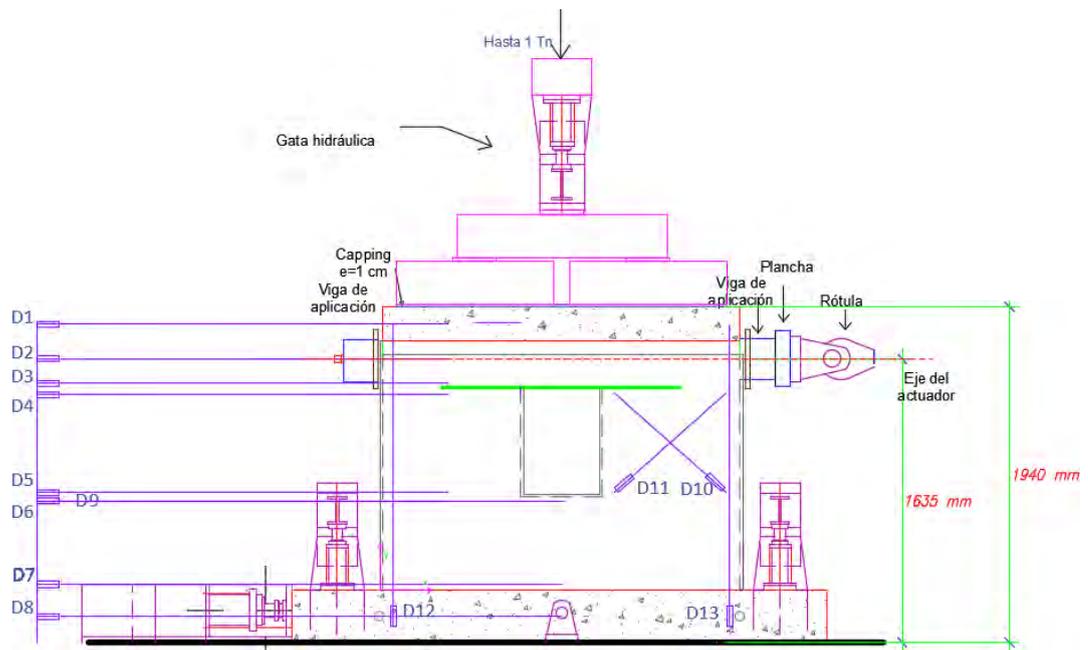


Figura 5.6: Ubicación de instrumentos y elementos de aplicación de carga en muro a escala reducida

Tabla 5.2 Ubicación de la instrumentación en muro a escala reducida

Nomenclatura	Registro de desplazamiento		Posición (mm)			
	Instrumento	Ubicación	x	y	x	y
D1	LVDT	Viga solera	0	1530	390	1530
D2	LVDT	Zona superior del muro	0	1335	390	1335
D3	LVDT	Sobre el dintel	0	1200	390	1200
D4	LVDT	Bajo el dintel	0	1130	390	1130
D5	LVDT	Zona inferior de la ventana	0	560	390	560
D6	LVDT	Zona inferior de la ventana	0	520	390	520
D7	LVDT	Zona inferior central del muro	0	40	1030	40
D8	LVDT	Centro de viga de cimentación	0	-150	1030	-150

Registro de desplazamiento			Posición (mm)			
D9	LVDT	Centro del muro	0	520	1030	520
D10	LVDT	Zona derecha del muro	1340	1130	1980	570
D11	LVDT	Zona derecha del muro	1980	1130	1340	570
D12	LVDT	Extremo izquierdo (LVDT vertical)	75	1530	75	-150
D13	LVDT	Extremo derecho (LVDT vertical)	2000	1530	2000	-150
D14	LVDT	Centro de la viga solera	0	1530	1030	1530



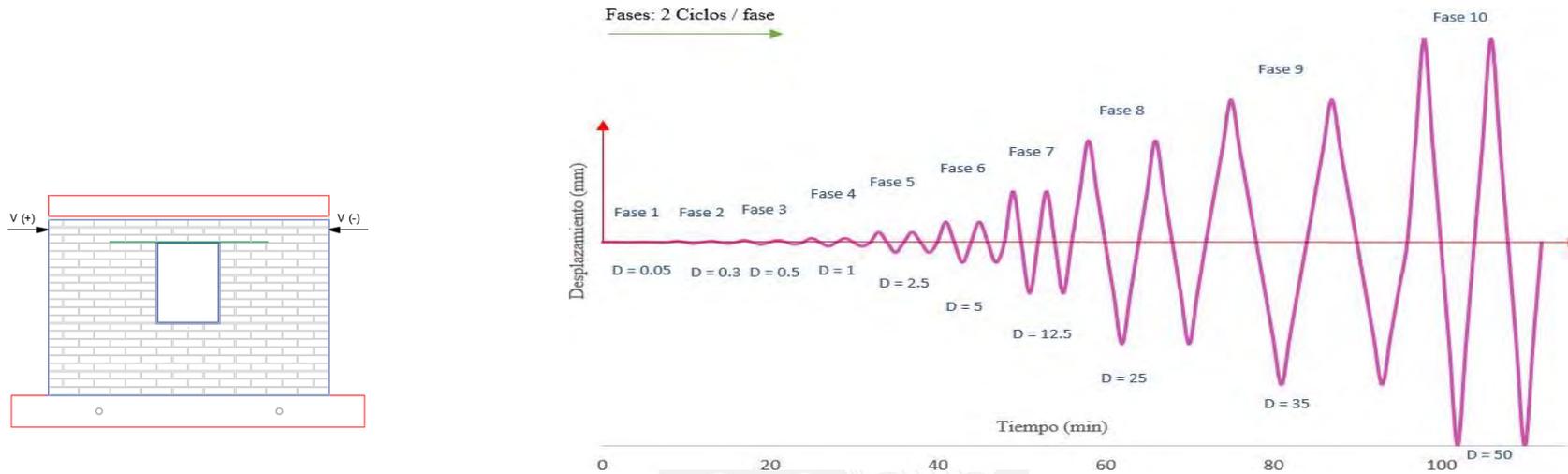


Figura 5.7: Historia de desplazamientos laterales

Tabla 5.3 Protocolo de ensayo del muro a escala reducida

Fase	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Despl. (mm)	0,05	0,3	0,5	1,0	2,5	5,0	12,5	25	35	50
Deriva	4×10^{-5}	2×10^{-4}	4×10^{-4}	1×10^{-3}	2×10^{-3}	4×10^{-3}	0,01	0,02	0,03	0,04
Vel. (mm/min)	0,05	0,30	0,50	1,0	2,5	5,0	12,5	12,5	12,5	25
Color de grietas	celeste	rojo	marrón	azul	Verde claro	Verde oscuro	rosado	naranja	blanco	morado

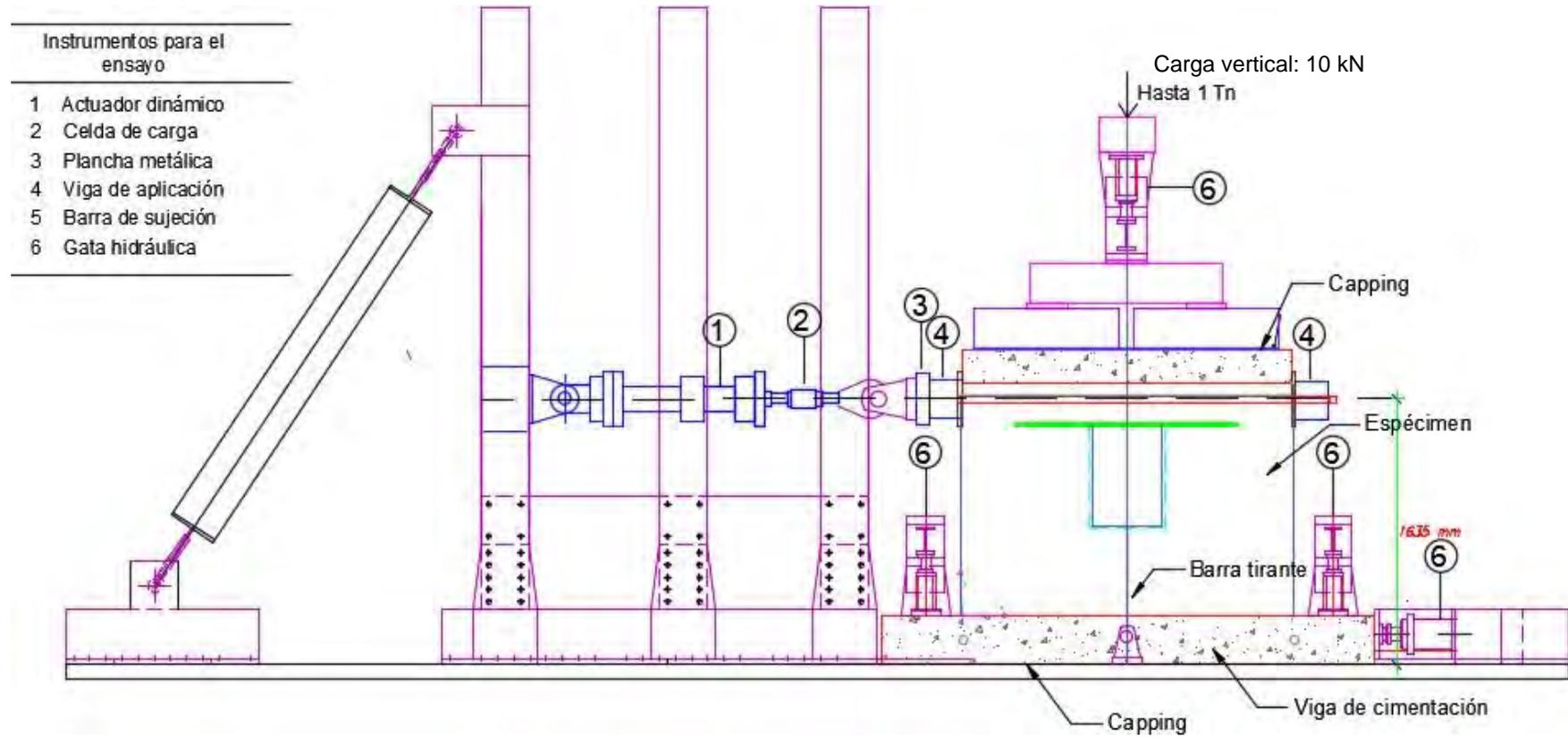


Figura 5.8: Sistema para la aplicación de la carga en muro a escala reducida

Capítulo 6

6. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

El capítulo comprende los resultados de la respuesta de cuatro muros, dos muros a escala natural y dos muros a escala reducida. Para cada caso el primero sin refuerzo y el segundo reforzado con malla de cuerdas. Los muros a escala natural fueron ensayados bajo carga lateral cíclica sin carga vertical; mientras que los muros a escala reducida fueron ensayados bajo carga lateral cíclica con carga vertical. Se definió el comportamiento de cada muro mediante la identificación del mecanismo de falla, las curvas histeréticas, la rotación y el cálculo de la degradación de rigidez y la energía disipada.

6.1. RESULTADOS DE LOS MUROS A ESCALA NATURAL

6.1.1. Rotación por flexión

Los desplazamientos registrados por los transductores verticales D12 y D13, permitieron calcular experimentalmente el ángulo de rotación por flexión θ . Se verifica que en el rango elástico los desplazamientos medidos por los transductores son similares.

La rotación por flexión está definida por la Eq. 6.1 y la Figura 6.1.

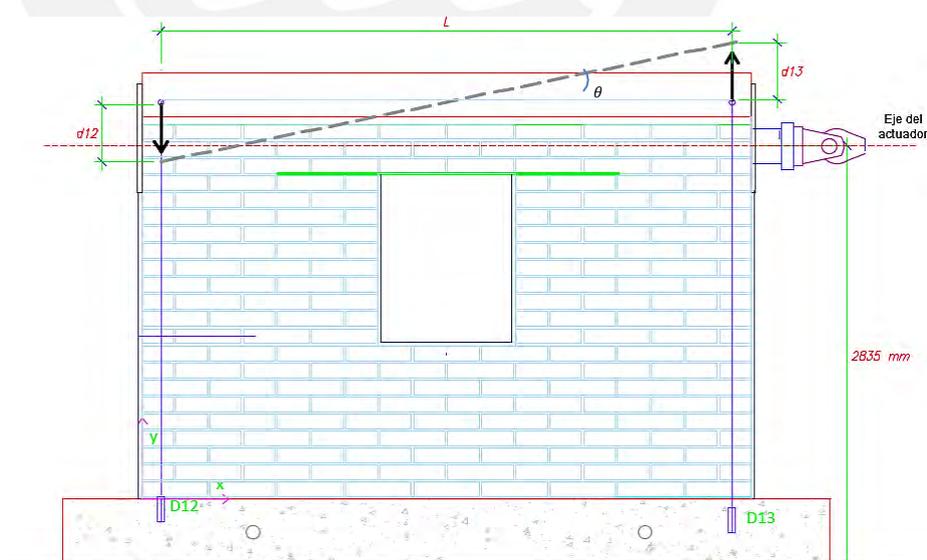


Figura 6.1: Rotación por flexion

$$\theta = \frac{D_{12} + D_{13}}{L} \quad (6.1)$$

Considerando los desplazamientos en la Segunda Fase del MUENSR tenemos:

$$\theta = \frac{0,155 + 0,355}{4007} = 0,5 \times 10^{-4} rad$$

La evolución de la rotación por flexión de los muros a escala natural sin refuerzo y reforzado con cuerdas durante el ensayo a carga lateral cíclica se muestra en la Figura 6.2. Se observa que durante las 5 fases iniciales (desplazamiento máximo de 5 mm) los muros presentaron una curvatura similar. Sin embargo, en las tres últimas fases, el muro sin refuerzo presentó una rotación por flexión en el borde superior de hasta un 30 % mayor que el muro reforzado. Por esta razón, se concluye que el refuerzo controla la rotación.

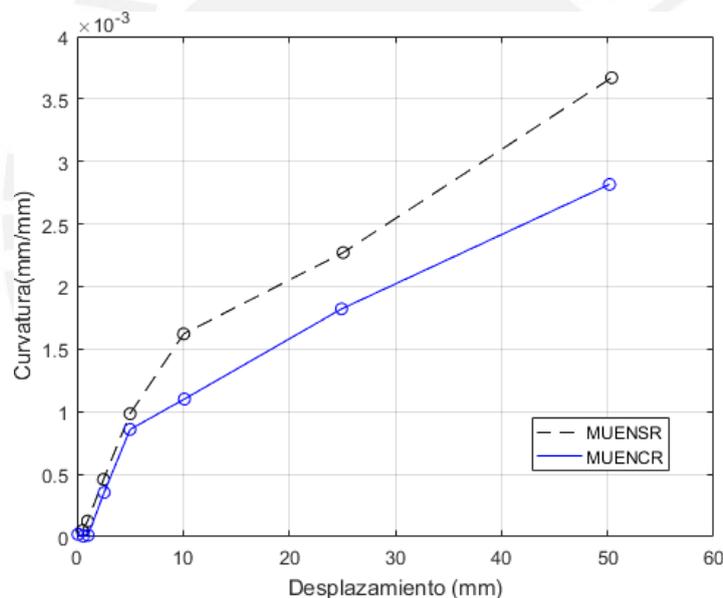


Figura 6.2 Evolución de la rotación por flexión del borde superior del muro MUENSR y MUENCR durante el ensayo cíclico

6.1.2. Comportamiento del muro MUENSR y evolución del daño

En la fase 1, para un desplazamiento de 0,1 mm se verificó la operación correcta de la instrumentación. En la fase 2, para un desplazamiento de 0,5 mm la carga máxima fue de 32 kN. En la fase 3, para un desplazamiento de 1 mm la carga máxima fue de 37 kN. El muro no presentó pérdida de resistencia, manteniendo un mismo comportamiento en el rango elástico.

En la fase 4, para un desplazamiento de 2,5 mm la carga máxima aplicada fue de 40 kN. El muro aumentó su resistencia y se inició la formación de grietas en los extremos de la ventana. Estas grietas tuvieron un ancho máximo de 0,75 mm y fueron dibujadas de acuerdo al protocolo de ensayo con color azul.

En la fase 5, para un desplazamiento de 5 mm la carga máxima aplicada fue de 45 kN. El muro aumentó su resistencia y continuó aumentando las grietas en la ventana. El ancho máximo de grietas fue de 2,5 mm y fueron dibujadas con color verde claro. Durante esta fase surgió una grieta horizontal en el lado izquierdo en la zona inferior de la ventana.

En la fase 6, para un desplazamiento de 10 mm, la carga máxima aplicada fue de 62 kN. El muro aumentó su resistencia. El ancho de grietas máximo fue de 6 mm y las grietas fueron dibujadas con color verde oscuro. Durante esta fase continuó aumentando las grietas originadas desde el extremo de la ventana (Figura 6.3).



Figura 6.3: Marcación de grietas del muro MUENSR durante la fase 6

En la fase 7, para un desplazamiento de 25 mm, la carga máxima aplicada fue de 68 kN. En esta fase la resistencia del muro aumentó y se creó una grieta de corte que inició desde el punto de aplicación de la carga hasta el extremo derecho del muro.

En la fase 8, para un desplazamiento de 50 mm, la carga máxima aplicada fue de 35 kN. Sólo se realizó el primer medio ciclo de la fase debido a que el muro perdió su resistencia. Las grietas de corte fueron incrementándose durante el ensayo. En la Figura 6.4a se observa que la zona con mayor deterioro fue la zona izquierda de aplicación directa de la carga y la zona de la ventana. En la Figura 6.4b se aprecia el muro MUENSR sin tarrajeo después del ensayo. El ancho máximo de grietas fue de 70 mm.



a) Muro MUENSR al final de ensayo

b) Muro MUENSR sin tarrajeo al final del ensayo

Figura 6.4: Muro MUENSR al término del ensayo bajo carga lateral cíclica

La Tabla 6.1 muestra el resumen del comportamiento del muro durante el ensayo a través de los máximos desplazamientos, fuerzas, derivas y el agrietamiento máximo; mientras que la Figura 6.5 detalla el patrón de agrietamiento del muro MUENSR durante el ensayo.

Tabla 6.1 Comportamiento del muro MUENSR durante el ensayo bajo carga lateral cíclica

Fase	Color	Δ_{max} (mm)	V max (kN)	Deriva (%)	Máximo espesor de grieta (mm)	Observaciones
1	celeste	0,1	16	0,004	----	Verificación de la instrumentación
2	rojo	0,5	32	0,02	----	No hay agrietamiento
3	marrón	1,0	37	0,04	0,05	No hay agrietamiento
4	azul	2,5	40	0,10	0,75	Inicio de la formación de grietas en las esquinas de la abertura.
5	verde claro	5,0	45	0,20	2,5	Formación de grietas horizontales sobre el dintel. Continuación de las grietas diagonales en la abertura.
6	verde oscuro	10	62	0,40	6	Continuación de las grietas horizontales y diagonales de la abertura que llegan hasta la zona inferior del muro.
7	rosado	25	68 ($\Delta = 12,3mm$)	0,99	40	Grietas diagonales en la zona izquierda de la abertura
8	naranja	50	35	1,98	70	Pérdida de resistencia del muro. Fin del ensayo

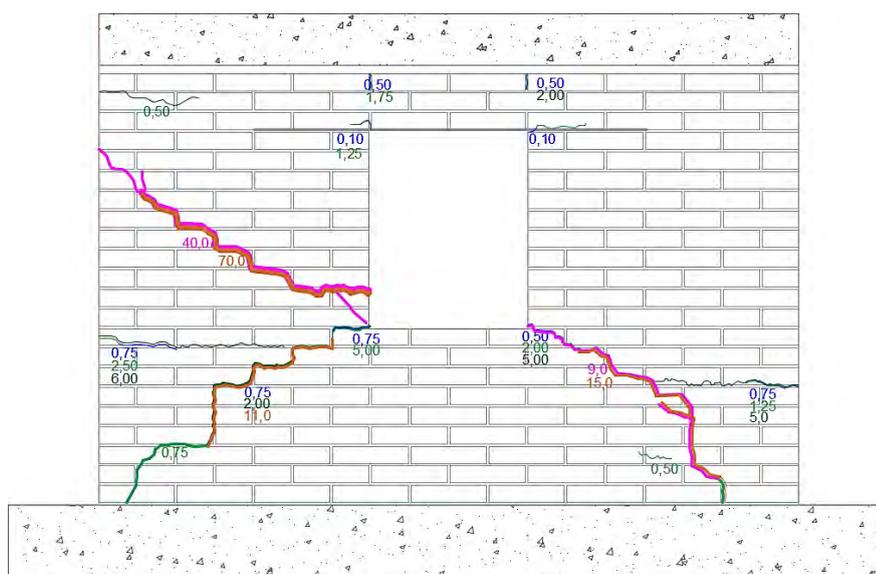


Figura 6.5: Patrón de agrietamiento del Muro MUENSR

6.1.3. Comportamiento del muro a escala natural con refuerzo (MUENCR) y evolución del daño.

El procedimiento de marcación de grietas fue realizado durante el ensayo. En la Figura 6.6 se muestra la marcación de las grietas en el muro reforzado durante la Fase 6, siendo el ancho de grietas máximo de 3 mm para dicha fase. En la Figura 6.7 se muestra el muro al término del ensayo durante la fase 8, siendo la falla del muro por corte. El muro reforzado y sin tarrajeo al término del ensayo está representado en la Figura 6.4, en el cual se midió un ancho máximo de grietas de 40 mm.



Figura 6.6: Marcación de grietas en el MUENCR durante la fase 6



Figura 6.7: Muro a escala natural reforzado MUENCR al término del ensayo



Figura 6.8: Muro MUENCR sin tarrajeo al término del ensayo

La Tabla 6.2 muestra el resumen del comportamiento del muro reforzado durante el ensayo cíclico indicando los máximos desplazamientos, fuerzas, derivas y el agrietamiento máximo. La Figura 6.9 muestra el patrón de agrietamiento del muro MUENCR durante el ensayo.

Tabla 6.2 Comportamiento del muro MUENCR durante el ensayo bajo carga lateral cíclica

Fase	Color	Δ max (mm)	Vmax (kN)	Deriva (%)	Máximo espesor de grieta (mm)	Observaciones
1	celeste	0,1	4	0,004	----	Verificación de la instrumentación
2	rojo	0,5	26	0,02	----	No hay agrietamiento
3	marrón	1,0	34	0,04	0,05	No hay agrietamiento
4	azul	2,5	43	0,10	0,5	Inicio de la formación de grietas en las esquinas de la abertura.
5	verde claro	5,0	45	0,20	1,5	Formación de grietas horizontal en la zona de aplicación de carga.

Fase	Color	Δ max (mm)	Vmax (kN)	Deriva (%)	Máximo espesor de grieta (mm)	Observaciones
6	verde oscuro	10	57	0,40	3	Continuación de las grietas horizontales y formación de grietas diagonales desde la zona de aplicación de carga hasta el extremo de la ventana y desde los extremos de la ventana hacia la parte inferior del muro.
7	rosado	25	47	0,99	25	Se incrementa el grosor de las grietas iniciales.
8	naranja	50	34	1,98	40	Grieta por corte, pérdida de resistencia. Fin del ensayo

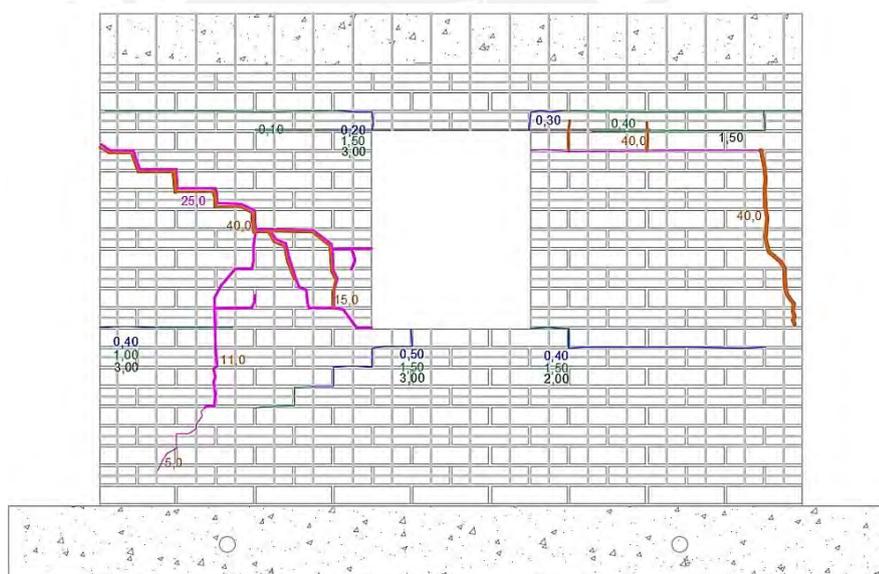


Figura 6.9: Patrón de agrietamiento del Muro MUENCR

6.1.4. Comportamiento histerético de los muros a escala natural

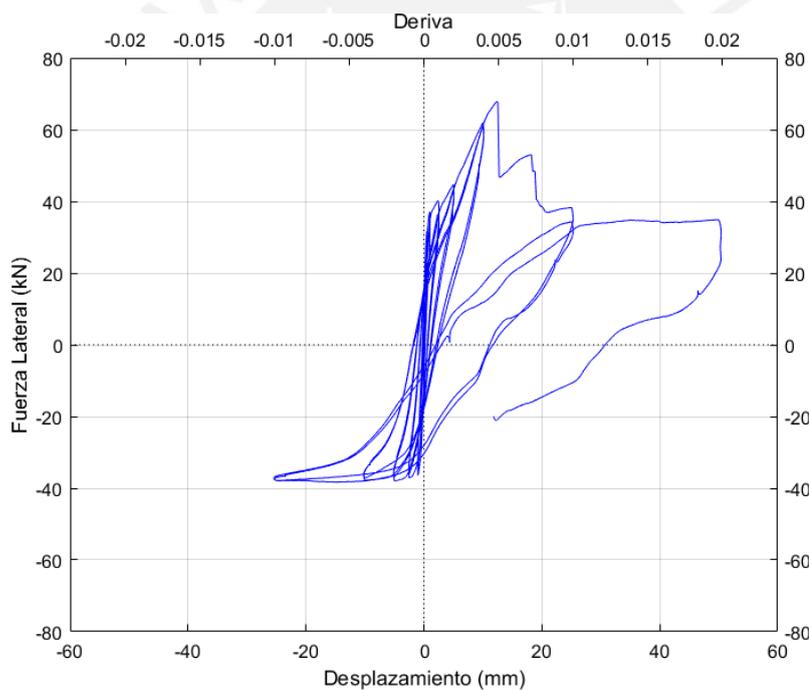
La curva de histéresis de los muros a escala natural que relaciona la Fuerza lateral (V) y el Desplazamiento horizontal (D14) está representada en la Figura 6.10. A comparación de la curva de histéresis del muro sin refuerzo, con lazos histeréticos irregulares, la curva de histéresis del muro reforzado mostró una mayor disipación de energía y una mayor deformación; sin embargo, no presentó una mejora en su resistencia.

El tramo final de la parte elástica del muro sin refuerzo MUENSR quedó definido por un desplazamiento de 1,1 mm y una fuerza de 37 kN, resultando en una rigidez elástica del muro de $ky = Fy * \Delta y = 37 * \frac{1000}{1,1} = 33,6 \times 10^3 \text{ kN} - m$. La resistencia máxima se alcanzó a un desplazamiento de 12 mm con un valor de 68 kN.

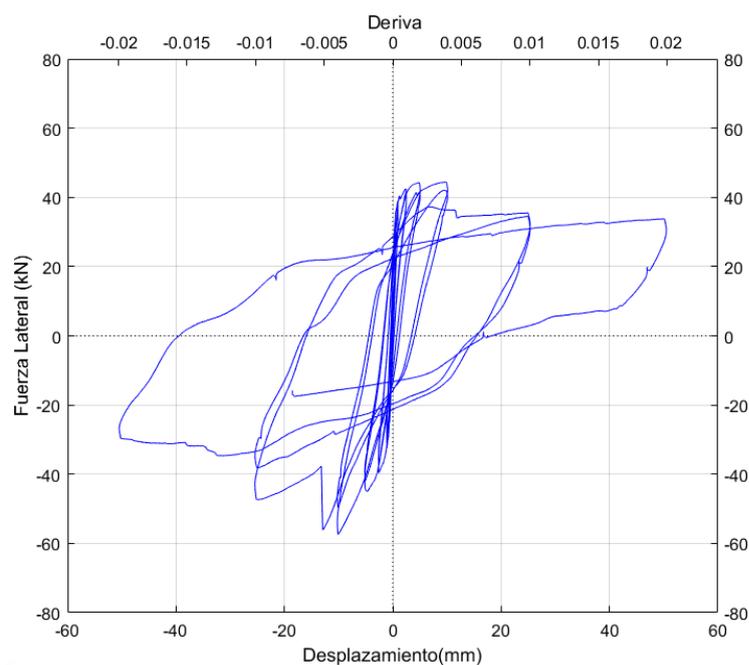
Con respecto al muro reforzado, la curva de histéresis está representada en la Figura 6.10b.

La rigidez elástica del muro fue $ky = 35 * \frac{1000}{1,2} = 29,2 \times 10^3 \text{ kN} - m$. La resistencia máxima se alcanzó a un desplazamiento de 10 mm con un valor de 57 kN.

Considerando que el peso del muro fue 100 kN aproximadamente; se evaluó el periodo de vibración del muro sin refuerzo como: $Ty = 2 * \pi * \sqrt{\frac{m}{k}} = 0,11s$; mientras que el periodo de vibración del muro reforzado fue de $Ty = 0,12s$.



(a) Muro a escala natural sin refuerzo: MUENSR

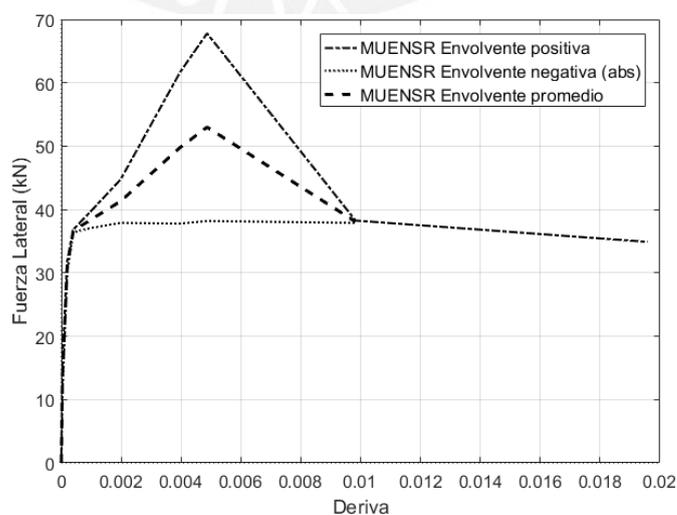


(b) Muro a escala natural reforzado: MUENCR

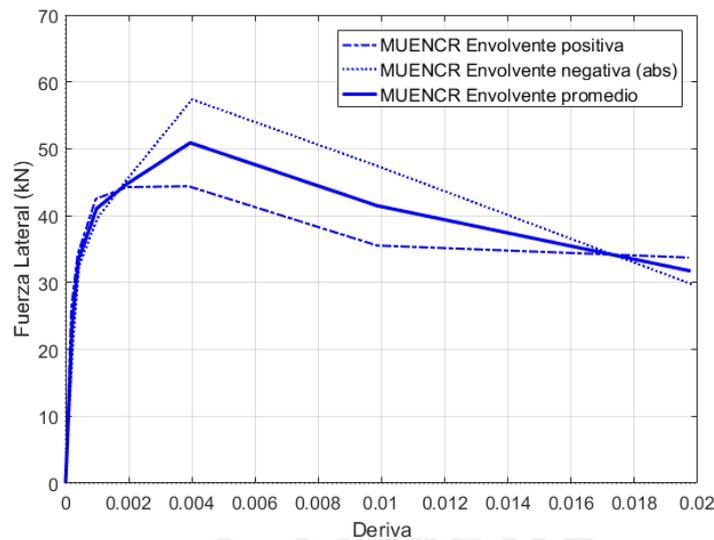
Figura 6.10: Comportamiento histerético de los muros a escala natural

6.1.5. Curva envolvente de Respuesta

La curva envolvente positiva y negativa de los muros a escala natural se obtuvo a partir de las máximas fuerzas registradas en el primer ciclo de cada fase; mientras que la curva envolvente promedio se obtuvo del promedio de los valores absolutos de carga y desplazamiento de las envolventes positiva y negativa (ASTM E2126, 2011). La Figura 6.11 muestra la curva envolvente de los dos muros ensayados bajo carga lateral cíclica.



(a) Curva envolvente del Muro a escala natural sin refuerzo (MUENSR)

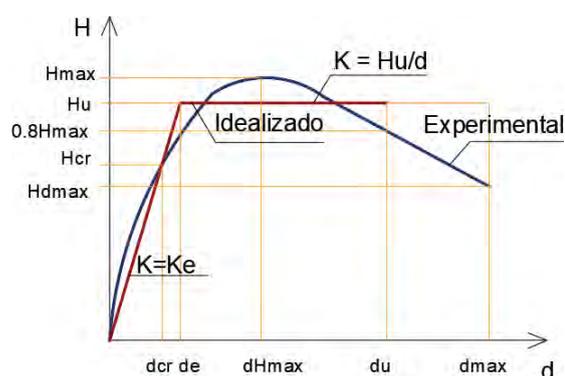


(b) Curva envolvente del Muro a escala natural con refuerzo (MUENCR)

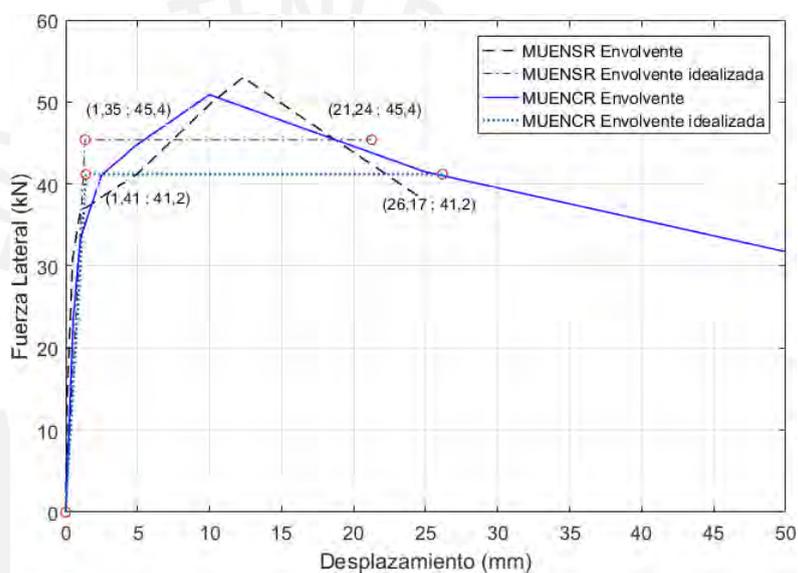
Figura 6.11: Curva envolvente de Muros a Escala Natural

6.1.6. Curva envolvente idealizada

Con el objetivo de evaluar el desempeño sísmico de una estructura se requiere realizar una curva envolvente simplificada de los muros de albañilería de adobe. Para ello, se idealizó las curvas envolventes de los muros ensayados mediante curvas elasto-plásticas bilineales de fuerza-desplazamiento según el procedimiento indicado por Tomazevic (1999). Se identificaron tres estados límite del comportamiento de los muros durante el ensayo a carga lateral cíclica. El primer estado fue el límite de agrietamiento, determinado por una fuerza (H_{cr}) y un desplazamiento (d_{cr}) debido a la formación de las primeras grietas en el muro. El segundo estado fue la resistencia máxima ($d_{H_{max}}$, H_{max}) y el tercer estado fue el estado último determinado por el desplazamiento máximo ($d_{d_{max}}$, $H_{d_{max}}$) y su resistencia correspondiente. (Tomazevic, 1999; ASTM E 2126, 2011) La Figura 6.12 muestra los estados límites y las envolventes idealizadas de los muros a escala natural ensayados. En la Tabla 6.3 se identifican los valores de fuerza lateral y desplazamiento relativo para cada estado límite de las curvas envolvente y la curva bilineal.



a) Idealización de una envolvente experimental en una curva elastoplástica (Adaptado de Tomazevic, 1999)



b) Envolvente idealizada de muros a escala natural

Figura 6.12: Idealización bilineal de curva envolvente de muros a escala natural

Tabla 6.3 Valores de las curvas envolventes y curva bilineal de los muros a escala natural

Muros	Hcr (kN)	dcr (mm)	Hmáx (kN)	dHmáx (mm)	dmáx (mm)	Hu (kN)	de (mm)	du (mm)
MUENSR	37,0	1,1	53,0	12,3	24,9	45,4	1,35	21,24
MUENCR	35,0	1,2	50,9	10	50	41,2	1,41	26,17

6.1.7. Curva envolvente Esfuerzo cortante vs. Deriva

En la investigación de Tarque et al. (2012) se presenta cuatro estados límite para la albañilería de adobe con diferentes niveles de deriva identificados a partir de los ensayos

bajo carga lateral cíclica realizado por Blondet et al. (2005). El primer estado límite fue identificado hasta una deriva de 0,052% (LS1); en el cual la estructura se considera elástica y completamente operacional. El segundo estado límite fue identificado en un 0,1% de deriva (LS2); en el cual inicia el agrietamiento de la estructura, pero aún es funcional. El tercer estado límite (LS3) fue identificado en un 0,26% de deriva y corresponde al estado límite de seguridad de vida. El cuarto estado límite fue identificado en un 0,52% de deriva, en donde la estructura está cercana al colapso. En la Tabla 6.4 se muestra la descripción del daño para cada estado límite.

Con el objetivo de comparar los estados límite presentados en la investigación realizada por Tarque et al. (2012) en la Figura 6.13 se ha determinado los estados límite de los muros a escala natural sin refuerzo y reforzado con cuerdas. El estado límite de ambos muros para la estructura completamente operacional (LS1) se determinó para una deriva de 0,04%, el ancho máximo de grietas fue de 0,05 mm. El estado límite para la estructura funcional (LS2) se identificó a una deriva de 0,1%. El ancho máximo de grietas del muro sin refuerzo fue 0,2mm; mientras que en el muro reforzado fue 0,5 mm. El estado límite para la estructura en el estado de seguridad de vida (LS3) se determinó a una deriva de 0,20 %. El ancho máximo de grietas que presentó el muro sin refuerzo fue de 2,5 mm; mientras que en el muro reforzado fue 1,5 mm. El estado límite donde la estructura está cercana al colapso (LS4) se identificó a una deriva de 0,40%. El agrietamiento máximo en el muro sin refuerzo fue de 6mm; mientras que en el muro reforzado fue de 3 mm. A partir de este estado límite conforme aumentaron las fases de ensayo se incrementó el nivel de daño en ambos muros. Los estados límites identificados para los muros a escala natural son menores a los propuestos por Tarque et al. (2012) para la albañilería de adobe. Sin embargo, los estados límite identificados para los muros a escala natural permiten un menor daño permisible. La ductilidad de los estados límite identificados en esta investigación y los propuestos por Tarque et al. (2012) es la misma.

Además, la Figura 6.13 muestra la curva envolvente del Esfuerzo Cortante vs Deriva. Los muros a escala natural presentaron esfuerzos cortantes aproximados de 0,03 MPa. En el rango elástico los muros tienen un comportamiento similar, mientras que en el rango inelástico existen diferencias en la respuesta.

Tabla 6.4 Descripción del daño para cada estado límite (Tarque et al., 2012 adaptado de Calvi, 1999)

Descripción	Rango
Edificio casi sin daño, grietas de hasta 0,3 mm de espesor	Demanda < LS1
Iniciación de grietas diagonales, grietas de hasta 0,6 mm de espesor	LS1 < Demanda < LS2
Edificio muy dañado pero aún reparable, comienzo del agrietamiento horizontal, nuevas grietas de hasta 1,6 mm de espesor	LS2 < Demanda < LS3
Edificio no colapsado pero con daño severo, continuación de grietas horizontales, corte de bloques de adobe, nuevas grietas de hasta 5 mm de espesor	LS3 < Demanda < LS4
Muros con grietas de más de 5 mm de espesor; se espera un colapso del edificio	Demanda > LS4

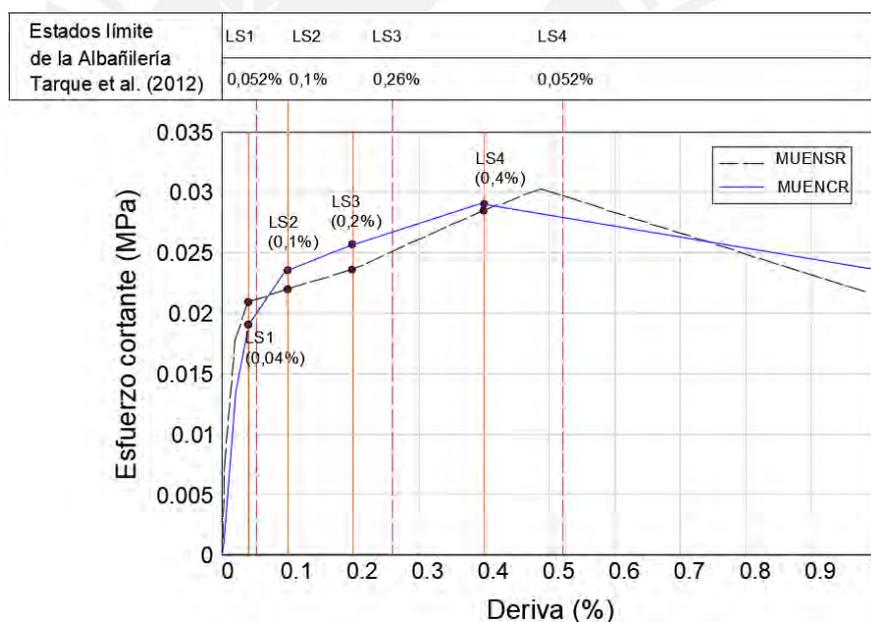


Figura 6.13: Gráfica Envolvente Esfuerzo cortante (MPa) vs Deriva de Muros a Escala Natural. Identificación de estados límite para la albañilería de adobe

6.1.8. Degradación de rigidez

La rigidez lateral se determinó considerando la pendiente de la recta que une los máximos puntos de los dos ciclos histeréticos para cada fase. De la Figura 6.14 se observa que en el caso de los muros a escala natural, el muro sin refuerzo presentó una mayor degradación de rigidez.

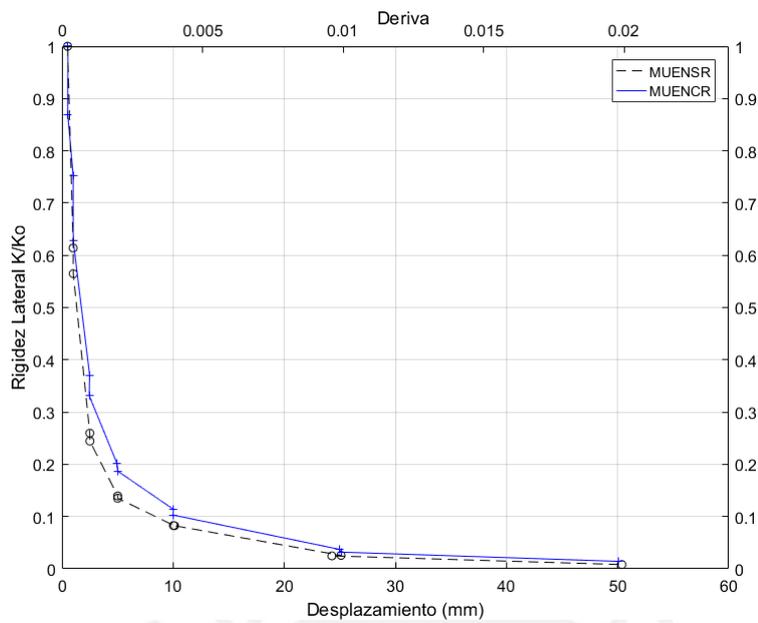
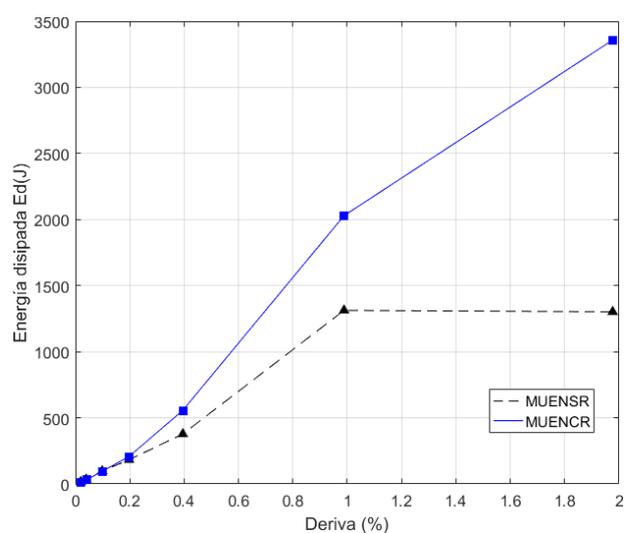


Figura 6.14: Rigidez lateral equivalente vs Desplazamiento en Muros a Escala Natural

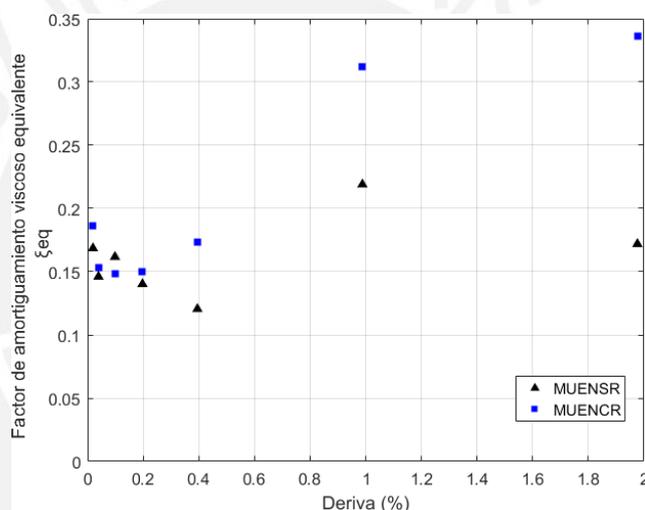
6.1.9. Energía disipada y amortiguamiento viscoso equivalente

El factor de amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} se determinó en función a la energía disipada (E_d) y la energía elástica al pico de desplazamiento positivo y negativo (W_e) según Eq. (6.2). La energía disipada en cada ciclo evoluciona con el aumento de la demanda de desplazamiento y el nivel del daño del muro. (Magenes y Calvi, 1997). En la Figura 6.15 se aprecia los valores del factor de amortiguamiento viscoso equivalente de los muros a escala natural ensayados. Si analizamos el régimen elástico (deriva $< 0.1\%$), todos los factores de amortiguamiento son superiores al 5% que se utiliza en el diseño de estructuras. Además, se observa que mediante el uso del refuerzo de cuerdas se logra una mayor disipación de energía de hasta un 100% mayor respecto al muro sin refuerzo para una deriva del 2%.

$$\xi_{eq} = \frac{E_d}{2\pi(We^+ + We^-)} \quad (6.2)$$



a) Energía disipada vs deriva



b) Amortiguamiento visco equivalente vs deriva

Figura 6.15: Energía disipada (E_d) y amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_{eq}) en muros a escala natural

6.1.10. Comparación del comportamiento de los muros a escala natural

El ensayo bajo carga lateral cíclica del muro MUENSR culminó en el primer medio ciclo de la fase 8, a un desplazamiento máximo de 50 mm. El agrietamiento inicial se originó en las esquinas del vano central, con presencia de grietas por flexión y de corte desde el lado izquierdo en la zona de aplicación de carga hasta el lado derecho llegando a la base del muro. En esta última fase las grietas máximas fueron de hasta 70 mm. De la curva de histéresis del muro se obtuvo que la resistencia máxima fue a un desplazamiento de 12 mm con una fuerza de 68 kN. La rigidez inicial elástica fue $k_y = 33,6 \times 10^3 \text{ kN} - \text{m}$, con un periodo de vibración igual a $T_y = 0,11 \text{ s}$.

El ensayo bajo carga lateral cíclica del muro MUENCR culminó en el primer ciclo de la fase 8, a un desplazamiento de 50 mm. El agrietamiento inicial se originó en las esquinas de la abertura y en la zona de aplicación de la carga lateral. Durante la fase 6 a un desplazamiento máximo de 5 mm se originó las grietas por flexión y en la fase final de ensayo, las grietas por corte. En esta última fase las grietas máximas fueron de hasta 40 mm. De la curva de histéresis del muro se obtuvo que la resistencia máxima fue a un desplazamiento de 10 mm con una fuerza de 57 kN. La rigidez inicial elástica fue $k_y = 29,2 \times 10^3 \text{ kN} - \text{m}$, con un periodo de vibración de $T_y = 0,12 \text{ s}$.

6.2. RESULTADOS DE LOS MUROS A ESCALA REDUCIDA

6.2.1. Comportamiento del muro MUERSR y evolución de daño

La Figura 6.16a muestra el muro a escala reducida sin refuerzo (MUERSR) al final del ensayo y en la Figura 6.16b se aprecia dicho muro sin tarrajeo. El ancho máximo de grietas fue de 35 mm.

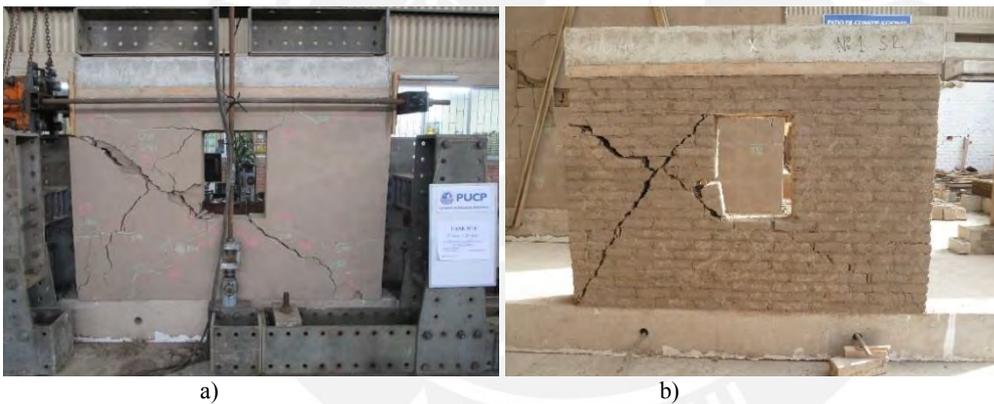


Figura 6.16: a. Muro MUERSR al término del ensayo y b. Muro MUERSR sin tarrajeo al término del ensayo

El resumen del comportamiento del muro MUERSR durante el ensayo es presentado en la Tabla 6.5, en ella se indican los máximos desplazamientos, fuerzas, derivas y el agrietamiento máximo; mientras que la Figura 6.17 muestra el patrón de agrietamiento del muro durante el ensayo.

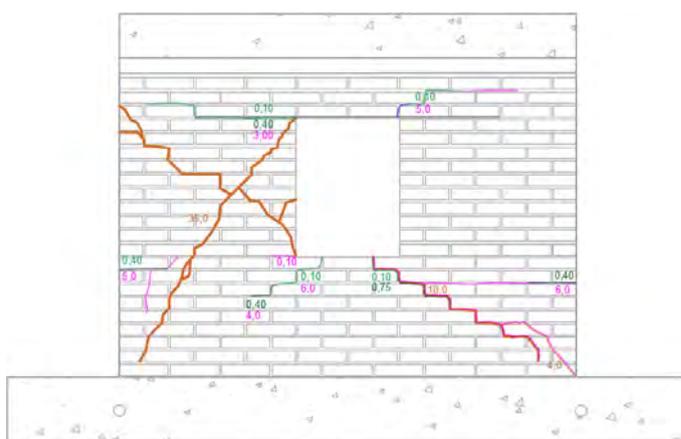


Figura 6.17: Patrón de agrietamiento del Muro MUERSR

Tabla 6.5 Comportamiento del muro MUERSR durante el ensayo bajo carga lateral cíclica

Fase	Color de Grietas	Δ max (mm)	Vmax (kN)	Deriva (%)	Máximo espesor de la grieta (mm)	Observaciones
1	celeste	0,05	0,1	0,004	----	Verificación de la instrumentación
2	rojo	0,3	7,6	0,02	----	No hay agrietamiento
3	marrón	0,5	9,6	0,04	----	No hay agrietamiento
4	azul	1,0	13,1	0,07	0,10	Inicio del agrietamiento en la esquina inferior izquierda de la abertura
5	verde claro	2,5	15,1	0,18	0,10	Inicio del agrietamiento en las 4 esquinas de la abertura
6	verde oscuro	5,0	19,1	0,37	0,75	Incremento del espesor de las grietas iniciales y aparición de grietas horizontales en la zona inferior a la ventana
7	rosado	12,5	20,2	0,92	6,0	Incremento de las grietas
8	naranja	25	21,1	1,83	35,0	Grietas de corte en el lado izquierdo del muro. Fin del ensayo
9	lila	35	--	--	----	
10	morado	50	--	--	----	

6.2.2. Comportamiento del muro MUERC R y evolución de daño

La Figura 6.18a muestra la marcación de grietas durante la fase 6 realizado en el ensayo del muro a escala reducida reforzado. La Figura 6.18 b y c muestran el comportamiento del muro al término de la fase 8 ($\Delta = 25$ mm) y al término del ensayo (Fase 10, $\Delta = 50$ mm); mientras que en la Figura 6.18d se aprecia el muro MUENC R sin tarrajeo después del ensayo. El ancho máximo de grietas fue 35 mm.



a) Marcación de grietas durante la fase 6

b) Ensayo muro MUERCR durante la Fase 8



c) Muro MUERCR al término del ensayo (Fase 10)

d) Muro MUERCR sin tarrajeo

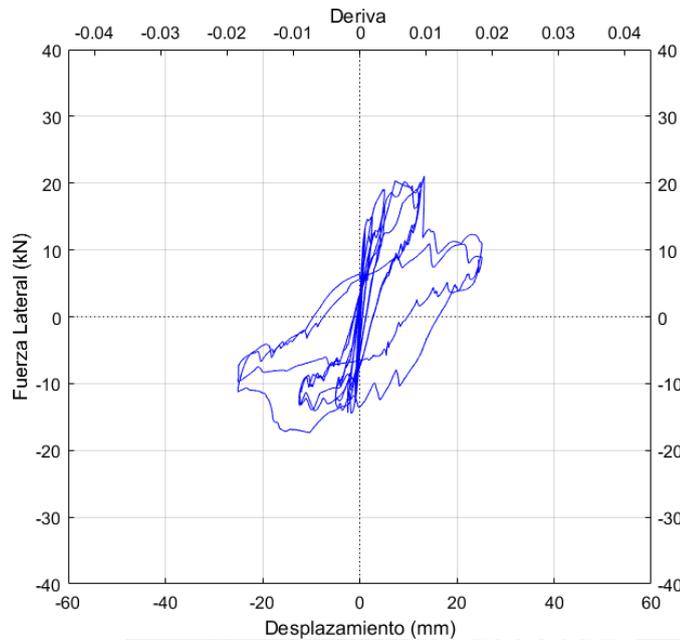
Figura 6.18: Ensayo del muro a escala reducida reforzado (MUERCR)

El resumen del comportamiento del muro reforzado durante el ensayo es presentado en la Tabla 6.6, en ella se indican los máximos desplazamientos, fuerzas, derivas y el agrietamiento máximo. La Figura 6.19 muestra el patrón de agrietamiento del muro durante el ensayo

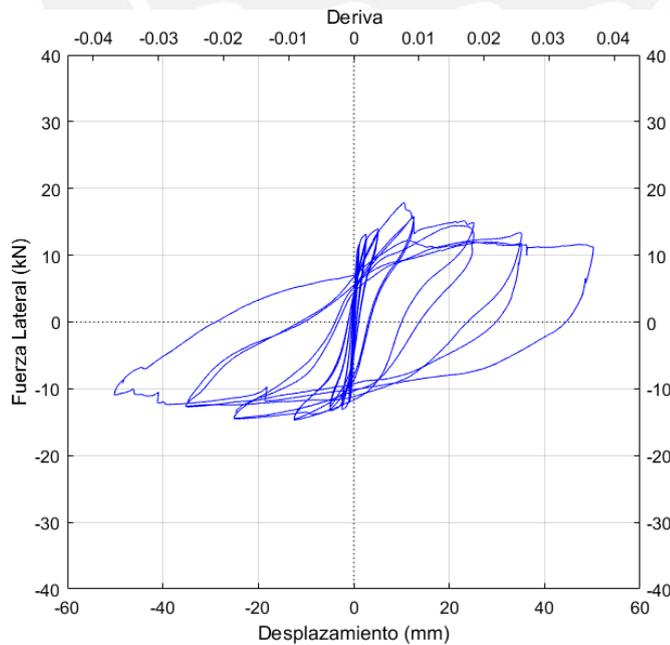
Tabla 6.6 Comportamiento del muro MUERCR durante el ensayo a carga lateral cíclica

Fase	Color de Grietas	Δ max (mm)	V max (kN)	Deriva (%)	Máximo espesor de la grieta (mm)	Observaciones
1	celeste	0,05	0,1	0,004	----	Verificación de la instrumentación
2	rojo	0,3	6,07	0,02	----	No hay agrietamiento
3	marrón	0,5	10,0	0,04	----	No hay agrietamiento
4	azul	1,0	12,1	0,07	0,10	Inicio del agrietamiento en las esquinas de la abertura
5	verde claro	2,5	13,2	0,18	0,40	Incremento del espesor de las grietas iniciales
6	verde oscuro	5,0	14,0	0,37	1,25	Aparición de grietas por flexión

(MUERCR), el final de la parte elástica quedó definido por un desplazamiento de 0,57 mm y una fuerza lateral de 9 kN, obteniendo una rigidez elástica de $ky = 9 * \frac{1000}{0.57} = 15,8 \times 10^3 \text{ kN} - \text{m}$. El periodo de vibración es evaluado como: $Ty = 2 * \pi * \sqrt{\frac{m}{k}} = 0.07 \text{ s}$.



(a) Muro a escala reducida sin refuerzo: MUERSR

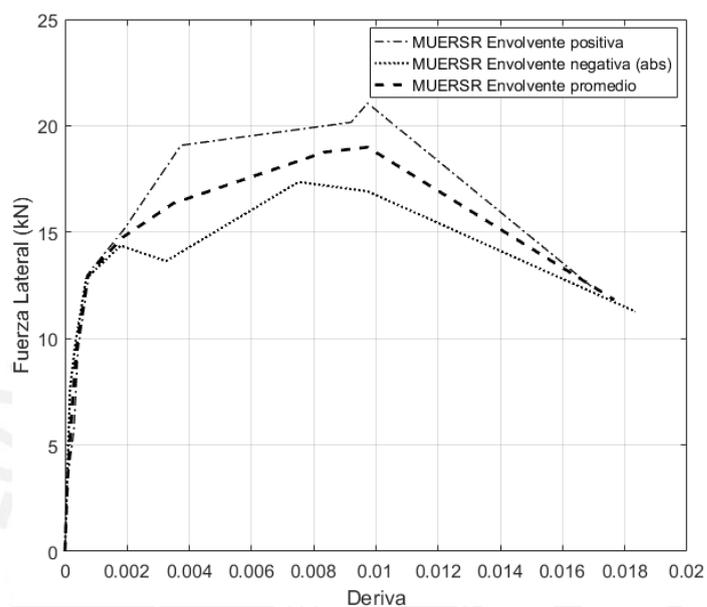


(b) Muro a escala reducida reforzado: MUERCR

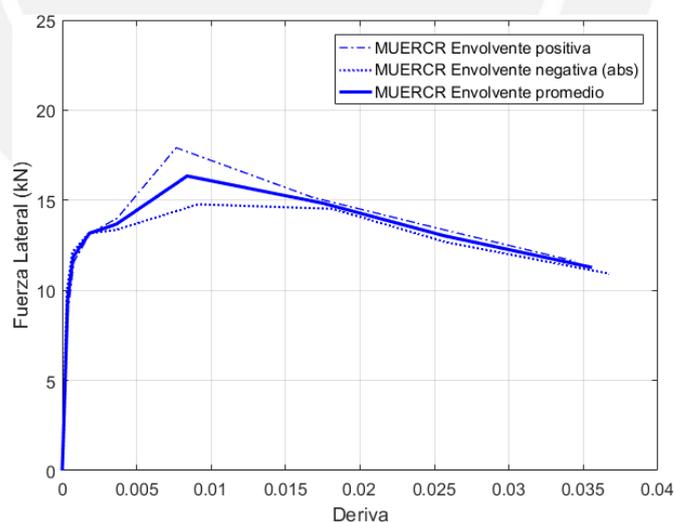
Figura 6.20: Comportamiento histerético de los muros a escala reducida

6.2.4. Curva envolvente de respuesta

La Figura 6.21 muestra la curva envolvente de los muros a escala reducida ensayados bajo carga lateral cíclica. Se observa una mayor resistencia del muro a escala reducida sin refuerzo.



(a) Curva envolvente del Muro a escala reducida sin refuerzo (MUERSR)



(b) Curva envolvente del Muro a escala reducida con refuerzo (MUERCR)

Figura 6.21: Curva envolvente de los muros a escala reducida

6.2.5. Curva envolvente esfuerzo cortante vs. Deriva

Los cuatro estados límite para la albañilería de adobe presentados en la investigación de Tarque et al. (2012) son comparados con los obtenidos en los muros a escala reducida 1:2

ensayados bajo carga lateral cíclica con una carga vertical que representó el peso de un segundo nivel. El primer estado límite se identificó en una deriva de 0,07% (LS1); los muros presentaron un ancho de grietas máximo de 0,10 mm y la estructura se considera elástica y completamente operacional. El segundo estado límite se identificó en un 0,18% de deriva (LS2) con un máximo agrietamiento de 0,40 mm. En este estado inició el agrietamiento de los muros, pero son aún funcionales. El tercer estado límite (LS3) se identificó en un 0,37% de deriva y corresponde al estado límite de seguridad de vida, el ancho máximo de grietas fue de 0,75 mm para el muro sin refuerzo y 1,25 mm para el muro reforzado. El cuarto estado límite se identificó en un 0,92% de deriva. El ancho máximo de grietas del muro sin refuerzo fue 6 mm y se ensayó hasta una deriva de 1,83% ($\Delta = 25 \text{ mm}$) con un máximo agrietamiento de 35 mm. En el caso del muro reforzado para una deriva de 0,92% el máximo agrietamiento fue 6 mm. Este muro se ensayó hasta una deriva de 3,7% ($\Delta = 50 \text{ mm}$), en la cual estuvo cercano al colapso y presentó un agrietamiento máximo de 35 mm. Al comparar los estados límite presentados en la investigación realizada por Tarque et al. (2012) se observa que los estados límites propuestos tienen un nivel mayor de deriva. Sin embargo, cabe resaltar que estos muros fueron ensayados con una carga vertical de 10 kN, lo que incrementó su resistencia a carga lateral, observándose un daño menor durante las fases de ensayo.

En la Figura 6.22 se muestra la identificación de los niveles de daño propuestos, los niveles de daño obtenidos por Tarque et al. (2012) y la curva envolvente del Esfuerzo Cortante vs Deriva. Para los muros a escala reducida el máximo esfuerzo cortante del muro reforzado fue $3,8 \times 10^{-2}$ MPa, mientras que para el sin refuerzo fue $4,4 \times 10^{-2}$ MPa. Esto se puede explicar debido a que en el muro sin refuerzo la aplicación de la carga vertical fue realizada mediante una gata hidráulica, lo que causó una discontinuidad en la aplicación de la carga y saltos en la respuesta. Se observa que el refuerzo no aumenta resistencia, pero si aumenta ductilidad.

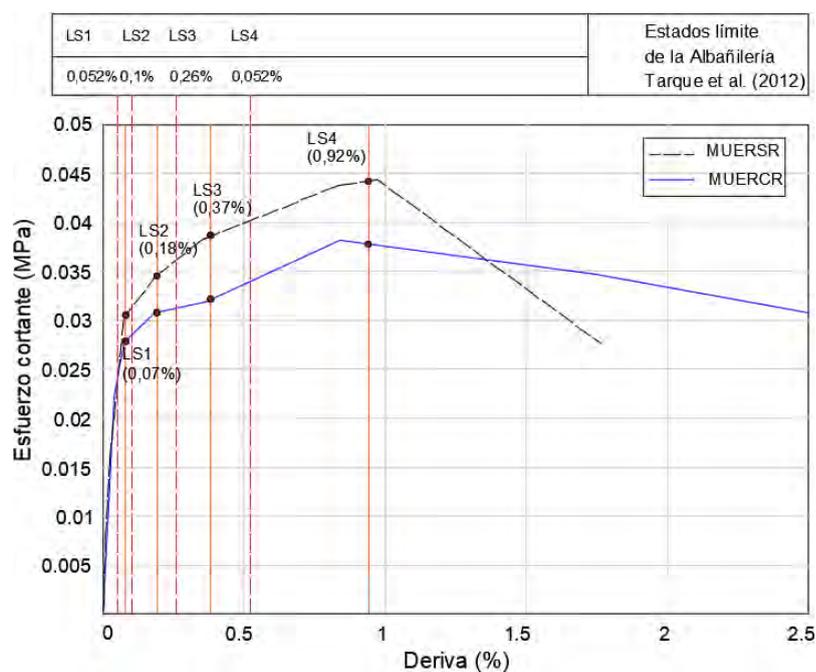


Figura 6.22: Gráfica de Esfuerzo cortante (MPa) vs Deriva (%) de Muros a Escala Reducida. Identificación de niveles de daño.

6.2.6. Degradación de rigidez lateral

En la Figura 6.23 se observa que en el caso de los muros a escala reducida ambos sufrieron una degradación de rigidez similar durante el ensayo.

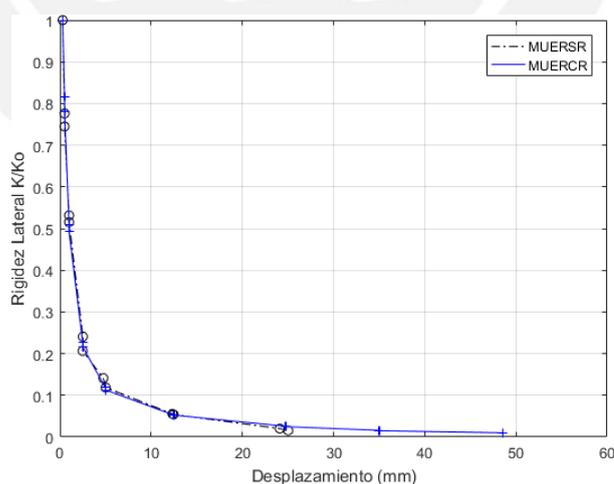
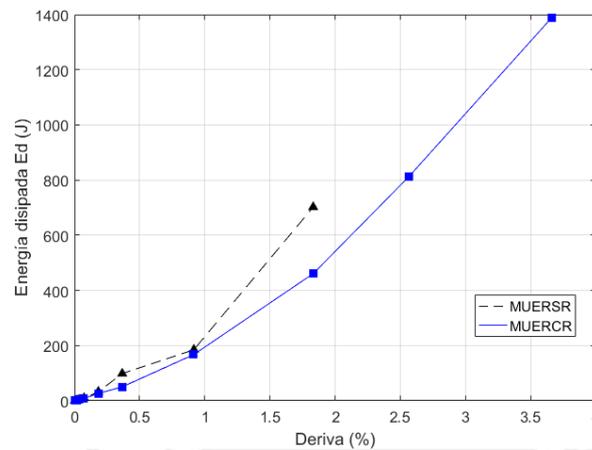


Figura 6.23: Rigidez lateral vs Desplazamiento en Muros a Escala Reducida

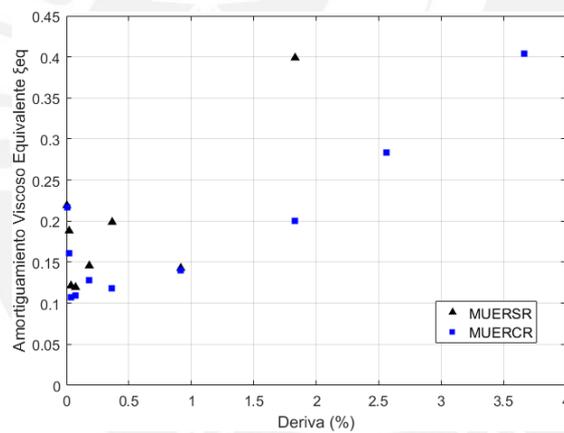
6.2.7. Energía disipada y amortiguamiento viscoso equivalente

El muro a escala reducida reforzado disipó el doble de energía que el muro sin refuerzo (Figura 6.15 a). En la Figura 6.15 b se aprecia los valores del factor de amortiguamiento

viscoso equivalente de los muros a escala reducida ensayados. Si analizamos el régimen elástico (deriva < 0,07%), todos los factores de amortiguamiento son superiores al 5% que se utiliza en el diseño de estructuras.



a) Energía disipada



b) Amortiguamiento viscoso equivalente

Figura 6.24: Energía disipada y factor de amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} vs deriva de los muros a escala reducida

6.2.8. Comparación del comportamiento de los muros a escala reducida

El muro de adobe sin refuerzo a escala reducida fue sometido bajo carga lateral cíclica y con una carga vertical que representó el peso de un segundo nivel. El ensayo culminó en la fase 8, a un desplazamiento máximo de 25 mm. El agrietamiento inicial se originó en las esquinas de la abertura, con presencia de grietas por flexión y de corte con mayor preponderancia en el lado izquierdo del muro. De la curva de histéresis se obtiene que la resistencia máxima fue a un desplazamiento de 13,3 mm con una fuerza de 21,1 kN. La rigidez inicial elástica fue $k_y = 16,7 \times 10^3 \text{ kN} - \text{m}$, con un periodo de vibración de $T_y = 0,07 \text{ s}$.

Al igual que el muro sin refuerzo, el muro reforzado con cuerdas a escala reducida fue ensayado bajo carga lateral cíclica con una carga vertical que representó el peso de un segundo nivel. El ensayo culminó en la fase 10, a un desplazamiento de 50 mm. El agrietamiento inicial se originó en las esquinas de la abertura, con la aparición de grietas por flexión durante la fase 6, es decir a un desplazamiento máximo de 5 mm. Las grietas por corte se originaron durante la fase 8. Al término del ensayo las grietas máximas fueron de 35 mm. De la curva de histéresis se obtiene que la resistencia máxima fue alcanzada a un desplazamiento de 10,2 mm con una fuerza de 17,9 kN. La rigidez inicial elástica fue $k_y = 15,8 \times 10^3 \text{ kN} - \text{m}$, con un periodo de vibración de $T_y = 0,07 \text{ s}$.

La curva de histéresis del muro sin refuerzo debido a la aplicación manual de la carga presentó un comportamiento discontinuo y saltos en la respuesta. Este muro fue ensayado hasta la fase 8, debido a que en esta fase el muro presentó una gran pérdida de rigidez. A comparación de la anterior, la curva de histéresis del muro reforzado tuvo un mejor comportamiento debido a que la carga vertical aplicada fue uniforme. Además, los lazos histeréticos fueron estables durante la aplicación de la carga lateral.

El reforzamiento del muro con una malla externa de cuerdas fue efectivo al controlar los desplazamientos relativos y el agrietamiento durante las fases de ensayo. Además, existe una mejora en el comportamiento del muro mostrado en la estabilidad de los lazos histeréticos, el menor daño durante la fase 8 ($\Delta = 25\text{mm}$) y la capacidad de disipación de energía.

6.3. TEORÍA DE MODELOS

El muro Prototipo representa un muro a escala natural ubicado en el primer nivel de una vivienda de adobe de dos pisos. A partir del ensayo de muros a escala reducida (modelo) y mediante la aplicación de la Teoría de Modelos y el Análisis Dimensional se determinó las propiedades mecánicas para un Muro Prototipo.

6.3.1. Proceso de Escala

Considerando la relación de escala en longitud (Prototipo/Modelo) de $\lambda L = LP/LM = 2$, se obtiene que la relación de áreas es $\lambda A = 4$ y la relación de volúmenes es $\lambda V = 8$. Además, ya que el material con el que se realizó los muros a escala reducida (modelos) son los mismos que se plantean para el muro prototipo tendrán la misma densidad, módulo de elasticidad y la resistencia mecánica, por lo que el factor de relación será igual a 1. Asimismo, podemos asumir que la relación de esfuerzo aplicada es igual a la relación de esfuerzos del material (Blondet et al., 2018). La Figura 6.25 muestra la gráfica de esfuerzo aplicada vs la deriva

para el Muro Prototipo. Si bien el muro no aumenta resistencia, si presenta un aumento en la ductilidad.

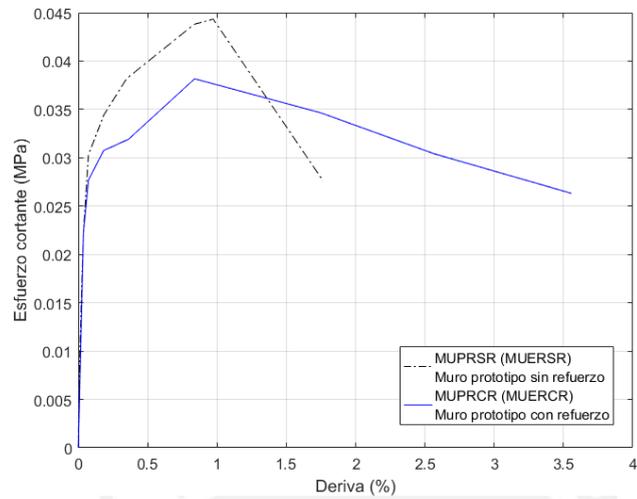


Figura 6.25: Gráfica de Esfuerzo cortante (MPa) vs Deriva del Muro Prototipo

Capítulo 7

7. CONCLUSIONES

El presente trabajo mostró que es posible la mejora de la respuesta ante cargas cíclicas laterales de muros de mampostería de adobe al proveerlos de un refuerzo externo con malla de cuerdas. Este refuerzo es práctico, económico, fácil de usar y está disponible en el mercado. La eficacia del refuerzo quedó demostrada con la mayor capacidad de disipación de energía, el menor daño, la mayor ductilidad de los muros reforzados respecto a los muros sin refuerzo, y la menor degradación de rigidez en el muro a escala natural reforzado. Sin embargo, el refuerzo no incrementó la resistencia del muro frente a cargas laterales cíclicas.

A continuación se presentan conclusiones de los ensayos realizados que conforman el trabajo de investigación.

Ensayos de caracterización del adobe y refuerzo

A partir del ensayo de cuatro pilas se determinó el módulo de elasticidad del adobe de 205 MPa, valor similar al que recomienda la Norma E.080 de 200 MPa. Así también, se determinó el f'_m de la albañilería de 1,1 MPa, el cual es mayor a la resistencia última de la albañilería dada por la Norma E.080 de 0,6 MPa. Además, a partir del ensayo de compresión diagonal en muretes se determinó el módulo de corte de la albañilería de adobe de 92 MPa. Estos ensayos sirvieron para determinar el comportamiento de la albañilería ante fuerzas de compresión. Sin embargo, existe un alto coeficiente de variación de los especímenes ensayados.

De los ensayos de tracción en drizas de 1/4", 5/32" y 1/8" de diámetro se pudo determinar el módulo de elasticidad de cada driza, siendo 350 MPa, 411 MPa y 600 MPa respectivamente. Las drizas usadas como refuerzo en el proyecto fueron las de 1/4" de diámetro en los muros a escala natural y 1/8" de diámetro en los muros a escala reducida, manteniendo la relación de escala para las dimensiones lineales según Teoría de Modelos ($\lambda L = LP / LM = 2$).

A partir de los ensayos de tracción indirecta en emparedados se determinó la resistencia a tracción en la interfase mortero – unidad (0,05 MPa) a fin de medir la adherencia entre el mortero y las unidades de adobe. Este valor es importante debido a que el agrietamiento del muro inicia por el mortero.

Los modos de falla que presentaron los muros incluyen el agrietamiento por cortante y por flexión. El patrón de agrietamiento de los muros sin refuerzo fue similar al presentado en los muros reforzados. Existieron grietas horizontales y escalonadas en la interfaz entre el bloque y mortero.

Las respuestas laterales de fuerza – desplazamiento fueron representadas en las curvas de histéresis. En el caso de los muros a escala natural, el muro sin refuerzo alcanzó su máxima resistencia (68 kN) a un desplazamiento de 12 mm, después de este incremento se observó una degradación rápida de su resistencia con la aparición de una grieta diagonal desde el punto de aplicación de la carga, la cual fue propagándose en el muro. El muro reforzado alcanzó una resistencia máxima de 57 kN a un desplazamiento de 10 mm. En el caso de los muros a escala reducida, el muro sin refuerzo alcanzó su resistencia máxima de 21,1 kN a un desplazamiento de 13,3 mm, mientras que el muro reforzado alcanzó su resistencia máxima de 17,9 kN a un desplazamiento de 10,2 mm. El muro reforzado tuvo una deriva máxima de 0,04, frente al no reforzado de 0,02.

Las curvas Fuerza – Desplazamiento mostraron que los lazos histeréticos de los muros reforzados fueron más amplios que los de los muros sin refuerzo. Esto implica que con el refuerzo de cuerdas se disipe una mayor energía y se alcance un buen desempeño del refuerzo. La disipación de energía de los muros reforzados fue hasta el triple en el muro a escala natural y el doble en el muro a escala reducida frente a los muros sin refuerzo. Los valores del coeficiente de amortiguamiento antes de llegar al límite elástico para todos los muros están entre el 10 % y 20%.

La curva envolvente del Esfuerzo Cortante vs Deriva mostró que el comportamiento de todos los muros fue similar en el rango elástico. Sin embargo, en el rango inelástico existió diferencias en la respuesta para una misma deriva.

A partir de las curvas envolventes de esfuerzo cortante vs deriva se identificó los estados límite de la albañilería de adobe. En el caso de los muros a escala natural el estado límite para la estructura completamente operacional (LS1) fue a una deriva de 0,04%; para la estructura funcional (LS2) fue a una deriva de 0,1%; el estado de seguridad de vida (LS3) fue determinado a una deriva de 0,20 % y el estado límite para la estructura cercana al colapso (LS4) fue identificado a una deriva de 0,40%. Comparando los estados límites obtenidos con los identificados por Tarque et al. (2012) se observa que los estados límite

propuestos para los muros de albañilería son menores. Sin embargo, se ha procurado un mayor factor de seguridad y un menor daño en la estructura. En el caso de los muros a escala reducida, los estados límites son mayores a los propuestos por Tarque et al. (2012); no obstante, el ensayo de estos muros fue realizado con una carga vertical que proporcionó una mayor resistencia a los muros.

Trabajo futuro

Los resultados de los ensayos en la albañilería de adobe y del refuerzo servirán para futuras investigaciones basados en la generación de modelos numéricos que representen el comportamiento estructural ante cargas sísmicas de construcciones de adobe.

A fin de comparar el comportamiento estructural propuesto de un muro prototipo que representa un muro del primer nivel de una vivienda de adobe de dos pisos es necesario el ensayo de un muro a escala natural con una carga vertical que represente el peso de un segundo nivel.

Debido a la abertura que presentaron los muros de adobe se originaron fallos y agrietamientos localizados. Para un mejor estudio del material y de la técnica de reforzamiento se recomienda realizar el ensayo de muros sin aberturas.

A partir de las envolventes de fuerza deformación de los muros de adobe se puede realizar estudios de vulnerabilidad, determinar curvas de fragilidad para la albañilería de adobe y efectuar análisis de riesgo sísmicos de ciudades.

REFERENCIAS

- ASTM D4318 (2010) Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity index of soils. *American Society for Testing and Materials International (ASTM) Comitee, West Conshohocken, PA, USA.*
- ASTM C109 (2008) Compression Testing in concrete cubes. *American Society for Testing and Materials International (ASTM) Comitee, West Conshohocken, PA, USA.*
- ASTM C1314 (2007) Standard Test Method for Compressive strength of masonry prisms. *American Society for Testing and Materials International (ASTM) Comitee, West Conshohocken, PA, USA.*
- ASTM D 422 (2007) Test Method for Particle-size Analysis of Soils. *American Society for Testing and Materials International (ASTM) Comitee, West Conshohocken, PA, USA.*
- ASTM E519 (2002) Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages. *American Society for Testing and Materials International (ASTM) Comitee, West Conshohocken, PA, USA.*
- ASTM D2216 (1998) Método de prueba estándar para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) de suelos y rocas por masa. *American Society for Testing and Materials International (ASTM) Comitee, West Conshohocken, PA, USA.*
- ASTM D854 (2002) Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. *American Society for Testing and Materials International (ASTM) Comitee, West Conshohocken, PA, USA.*
- ASTM E2126, A. (2011). Standard test methods for cyclic (reversed) load test for shear resistance of vertical elements of the lateral force resisting systems for buildings. En *ASTM E2126*. ASTM International West Conshohocken, PA.
- Aubert, J. E., Marcom, A., Oliva, P., & Segui, P. (2015). Chequered earth construction in southwestern France. *Journal of Cultural Heritage, 16*(3), 293-298.
- Blondet, M., Tarque, N., Vargas, J., & Vargas, H. (2019). Evaluation of a Rope Mesh Reinforcement System for Adobe Dwellings in Seismic Areas. In *Structural Analysis of Historical Constructions* (pp. 405-412). Springer, Cham.
- Blondet M., Tarque N., Vargas J. (2018) "Using a nylon rope mesh as seismic reinforcement for earthen constructions". En *Kerpic 2018: 6th International Conference. Gaziantep. Turkey*
- Blondet M., Vargas J., Sosa C., Soto J. (2014) "Using mud injection and an external rope mesh to reinforce historical earthen buildings located in seismic áreas". En *SAHC 2014: 9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions. Mexico.*

- Blondet M., Vargas J., Tarque N., Iwaki C. (2011) “Construcción Sismorresistente en tierra: la gran experiencia contemporánea de la Pontificia Universidad Católica del Perú”. *Informes de la Construcción* Vol. 63, 523, 41-50.
- Blondet, M., Torrealva, D., Vargas, J., Velasquez, J., & Tarque, N. (2006, September). Seismic reinforcement of adobe houses using external polymer mesh. In *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. Geneva, Switzerland.
- Blondet M., Madueño I., Torrealva D., Villa-García G., Ginocchio F. (2005) “Using industrial materials for the construction of safe adobe houses in seismic areas”, Proceedings of Earth Build 2005, Sydney, Australia.
- Ceresis, Unesco (2008) El terremoto de Pisco – Perú 15 de agosto de 2007.
- Correia, M. R. A. R. (2016). Conservation in Earthen Heritage: Assessment and Significance of Failure, Criteria, Conservation Theory, and Strategies. Cambridge Scholars Publishing.
- Delgado, M. C. J., & Guerrero, I. C. (2006). Earth building in Spain. *Construction and building materials*, 20(9), 679-690.
- FEMA 461 (2007) Federal Emergency Management Agency. Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components, California, United States: Applied Technology Council.
- Gálvez, M. (2016) Técnicas de refuerzo sísmico para contrucciones de adobe, Lima: Tesis para optar el Título de Magister- Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Gernot, M., (2009) Building with Earth: Design and Technology of a Sustainability Architecture. Sixth Edition. Birkhauser – Publishers for Architecture. Basel – Berlin - Boston, ISBN: 9783764374778.
- Groenberg R. J. (2010). Adobe Structures in Earthquake Zones - Experimental Study on the Repair of Adobe Constructions Damaged by Earthquake Loading and the Development of an ATENA-GiD Model to Simulate Shaking Table Tests for these Structures. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Gutiérrez L., Manco M. (2006). Características sísmicas de las construcciones de tierra en el Perú: contribución a la Enciclopedia mundial de vivienda. Tesis para optar el título de ingeniero civil – Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Gutiérrez L., Manco T., Loaiza C., & Blondet M. (2003). Características sísmicas de las construcciones de tierra en el Perú: contribución a la Enciclopedia Mundial de Construcción de Vivienda. En *Colegio de Ingenieros del Perú, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Iquitos. Perú*.

- Hamard, E., Cazacliu, B., Razakamanantsoa, A., & Morel, J. C. (2016). Cob, a vernacular earth construction process in the context of modern sustainable building. *Building and environment*, 106, 103-119.
- INDECI (2012) Instituto Nacional de Defensa Civil. Compendio estadístico del INDECI. Emergencias más impactantes ocurridas en el Perú 1970 - 2002.
- INDECI (2011) Instituto Nacional de Defensa Civil. Compendio estadístico del INDECI. En la atención de emergencias y desastres 2011. Edición 2012. *Recuperado de: www.indeci.gob.pe*.
- INDECI (2007) Instituto Nacional de Defensa Civil. Compendio estadístico de prevención y atención de desastres 2007. *Recuperado de: www.indeci.gob.pe/direccion-politicas-y-planos/compendios-estadisticos/compendios/2007-2/*
- INDECI (2001) Instituto Nacional de Defensa Civil. Compendio estadístico de emergencias 2001. *Recuperado de: www.indeci.gob.pe/direccion-politicas-y-planos/compendios-estadisticos/edicion-multimedia-de-compendios-estadisticos/2001-2/*
- INEI (2018) *Instituto Nacional de Estadística e Informática. Perú: Características de las viviendas particulares y los hogares*. Censos Nacionales 2017: XII de Población, VII de Vivienda y III de Comunidades Indígenas.
- INEI (2016) *Instituto Nacional de Estadística e Informática*. Viviendas particulares según material predominante en las paredes exteriores y área de residencia, 2007-2016. Lima.
- Iwaki C. y Morales K. (2008) *El ensayo de tracción indirecta para medir la resistencia mecánica de la mampostería de adobe*. Primera edición. Lima. Perú.
- JICA (2009) Agencia de Cooperación Internacional de Japón. Estudio de Reconstrucción con viviendas sismorresistentes en la república del Perú – Informe Final.
- JICA (2008) Agencia de Cooperación Internacional de Japón. Estudio de campo en las 33 municipalidades distritales. Estudio de desarrollo urgente de JICA.
- Magenes, G., & Calvi, G. M. (1997). In- plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 26(11), 1091-1112.
- Maheri, M. R., Naeim, F., & Mehraïn, M. (2005). Performance of adobe residential buildings in the 2003 Bam, Iran, earthquake. *Earthquake Spectra*, 21(S1), 337-344.
- Mehraïn, M., and Naeim, F. (2004) Adobe House, Report No. 104, World Housing Encyclopedia; disponible en: www.world-housing.net.

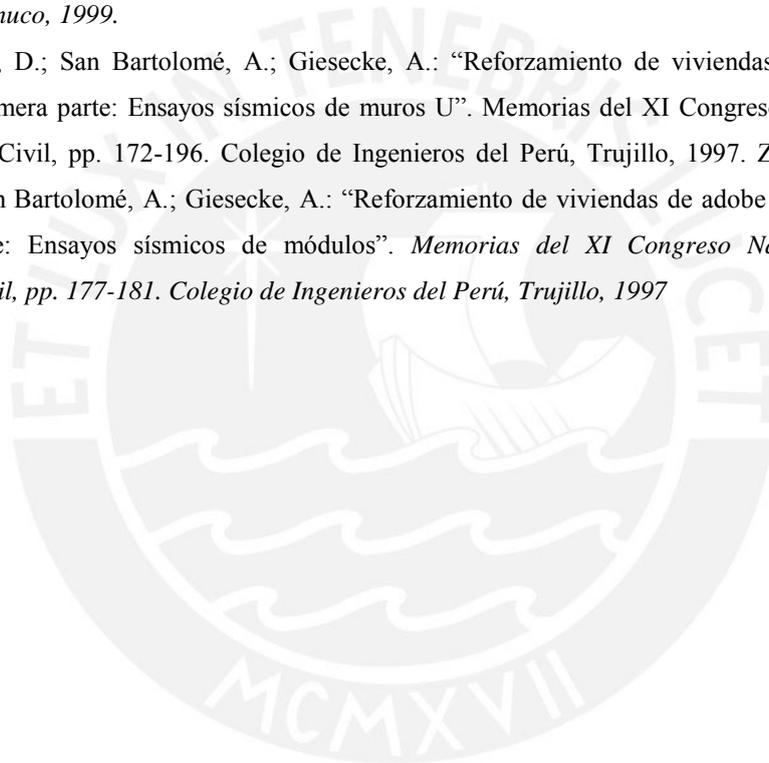
- Nadim, F., Moghtaderi-Zadeh, M., Lindholm, C., Andresen, A., Remseth, S., Bolourchi, M. J., & Tvedt, E. (2004). The Bam earthquake of 26 December 2003. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2(2), 119-153.
- Norma E.080 (2017) *Diseño y construcción con Tierra Reforzada*. Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. Edición actualizada de la norma en el Reglamento Nacional de Edificaciones aprobado mediante el Anexo - Resolución Ministerial N° 121 – 2017 – Vivienda. Gobierno del Perú
- Normas Técnicas Peruanas. SUELOS (2014) actualizadas mediante Resolución N° 056-2014/CNB-INDECOPI, aprobado por el *Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual, Lima, Perú*.
- Norma E100 (2012): *Construcción con Viviendas de Bambú*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Incorporada al Reglamento Nacional de Edificaciones mediante Resolución Ministerial N°011-2012-VIVIENDA. Gobierno del Perú
- Rodriguez S., Montoya T., Gil S., Onnis S., & Vargas J. (2013) Aportes de la Enseñanza de la Arquitectura en Tierra a la Mitigación de Riesgos. Departamento académico de Arquitectura. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- San Bartolomé A. y Pehovaz R. (2003) Comportamiento a carga lateral cíclica de muros de adobe confinados, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- San Bartolomé A., Quiun D., (2013) Experimental research and seismic design proposal for confined adobe masonry. En *12th Canadian Masonry Symposium. Vancouver, British Columbia, June 2-5*.
- Sosa C. y Soto J. (2014) Reparación de Muros de Construcciones Históricas de Tierra Mediante el Sellado de Fisuras y Refuerzos Estructurales Adicionales, Lima, Perú: *Tesis de maestría*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Tarque, N., Crowley, H., Pinho, R., & Varum, H. (2012). Displacement-based fragility curves for seismic assessment of adobe buildings in Cusco, Peru. *Earthquake Spectra*, 28(2), 759-794.
- Tomazevic, M. (1999). *Earthquake-resistant design of masonry buildings* (Vol. 1).
- Torrealva, D. (2003). Caracterización de daños en construcciones de adobe. *Serie cuadernos de adobe. Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú. Recuperado de www.docplayer.es/7449073-Pontificia-universidad-catolica-del-peru-departamento-de-ingenieria-seccion-ingenieria-civil.html*.
- Varum, H., Figueiredo, A., Silveira, D., Martins, T., & Costa, A. (2011). Investigaciones realizadas en la Universidad de Aveiro sobre caracterización mecánica de las construcciones existentes en

adobe en Portugal y propuestas de rehabilitación y refuerzo. Resultados alcanzados. *Informes de la Construcción*, 63(523), 127-142.

Yamín Lacouture, L. E., Phillips Bernal, C., Ortiz, R., Carlos, J., & Ruiz Valencia, D. (2007). Estudios de vulnerabilidad sísmica, rehabilitación y refuerzo de casas en adobe y tapia pisada. *Apuntes: Revista de Estudios sobre Patrimonio Cultural-Journal of Cultural Heritage Studies*, 20(2), 286-303.

Zegarra, L.; Quiun, D.; San Bartolomé, A.; Giesecke, A.: “Reforzamiento de viviendas existentes de adobe”. Proyecto Centro Regional de Sismología para América del Sur (CERESIS) - Cooperación Alemana al Desarrollo (GTZ) - Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP). *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Civil*, pp. 187-192. Colegio de Ingenieros del Perú, Huanuco, 1999.

Zegarra, L.; Quiun, D.; San Bartolomé, A.; Giesecke, A.: “Reforzamiento de viviendas de adobe existentes. Primera parte: Ensayos sísmicos de muros U”. *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Civil*, pp. 172-196. Colegio de Ingenieros del Perú, Trujillo, 1997. Zegarra, L.; Quiun, D.; San Bartolomé, A.; Giesecke, A.: “Reforzamiento de viviendas de adobe existentes. Segunda parte: Ensayos sísmicos de módulos”. *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Civil*, pp. 177-181. Colegio de Ingenieros del Perú, Trujillo, 1997



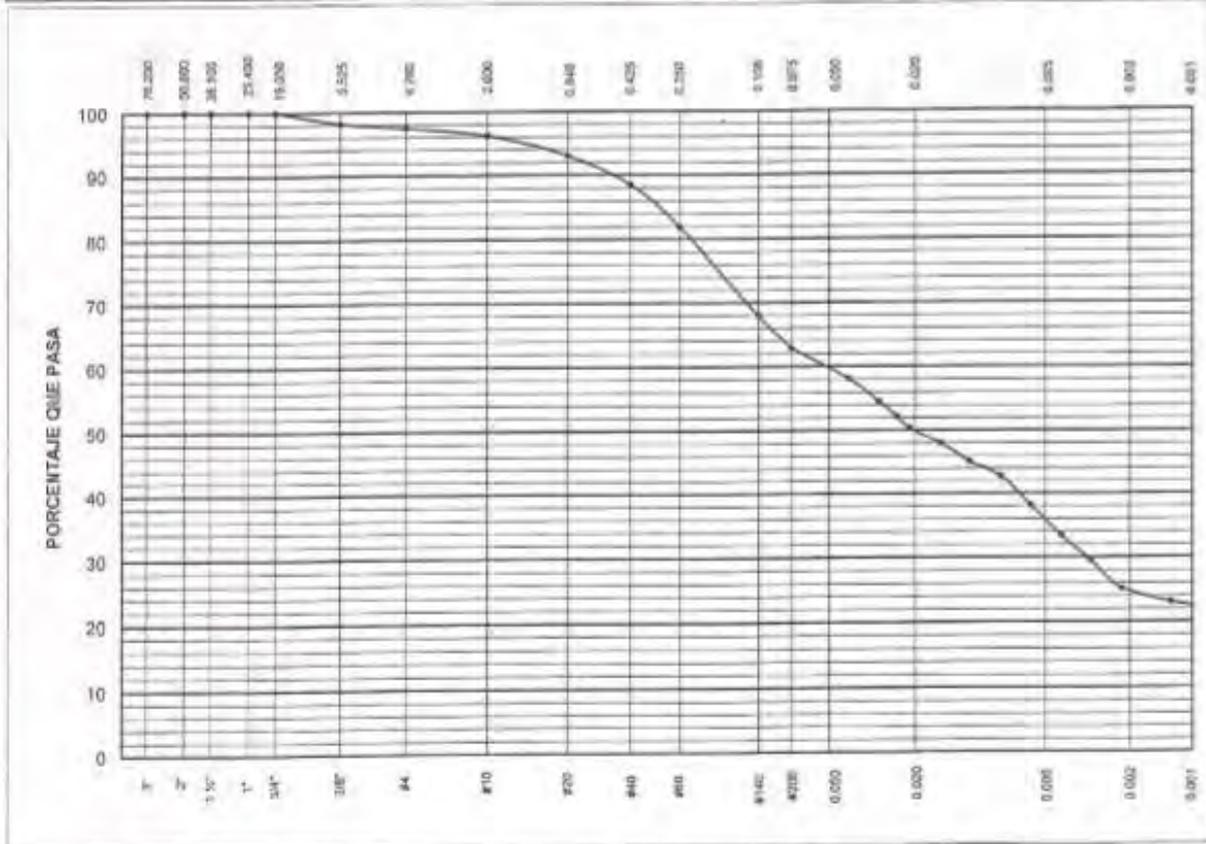


ANEXO 01

ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131

Solicitante : SENCICO	Expediente 17-134
Proyecto : CONTRAT. SERV. ENSAYOS LAB. PARA ESTUD. COMP. ESTR. SIST. CONSTR. ADOBE DOS PISOS.	
Muestra : TIERRA M1	Profundidad: ----- Fecha : 26-may-2017



Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa	Diámetro en mm	Porcentaje que pasa	LL = 32	Gs = 2.69	CLASIFICACIÓN	
				LP = 20		SUCS	CL
				IP = 12	LC = 12	AASHTO	-----
3"	100.0	0.041	58.1				
2"	100.0	0.029	54.6				
1 1/2"	100.0	0.024	52.2				
1"	100.0	0.021	50.3				
3/4"	100.0	0.015	48.0				
3/8"	98.2	0.011	45.2				
#4	97.4	0.008	42.8				
#10	96.1	0.006	38.1				
#20	93.0	0.004	33.4				
#40	88.5	0.003	29.4				
#60	82.0	0.002	25.2				
#140	67.9	0.001	23.1				
#200	62.8	-----	-----				



MANUEL S. OLCESE FRANZERO
Ingeniero Civil CIP 11969
Jefe del Laboratorio

17-134/1/GM/1 de 1