

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**Reparación de grietas en construcciones históricas de
tierra en áreas sísmicas**
**Parte V: “Desarrollo de método de diseño de refuerzo
sísmico y comprobación experimental”**

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

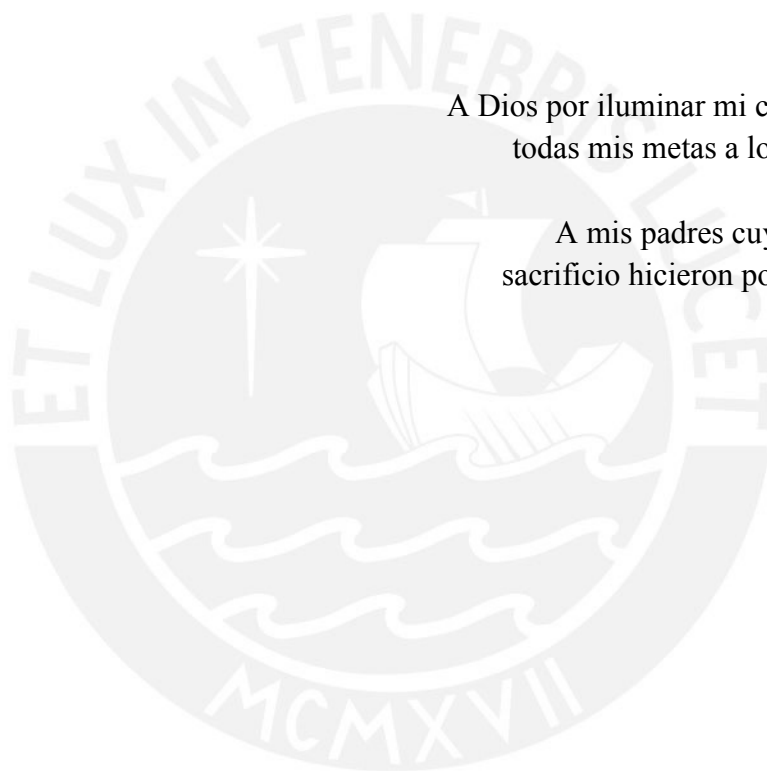
Hillary Crhistel Vargas Huallpa

Dirigida por
Marcial Blondet, PhD

Lima, 2018

A Dios por iluminar mi camino para lograr
todas mis metas a lo largo de mi vida.

A mis padres cuyo amor, trabajo y
sacrificio hicieron posibles mis logros.



AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Marcial Blondet por sus conocimientos, experiencia y dedicación en este proyecto. Ha sido muy grato aprender de él como asesor y líder del grupo de adobe. Agradezco de manera especial su confianza depositada en mí.

Al Dr. Nicola Tarque por creer en mí y darme la oportunidad de pertenecer al grupo de adobe de la PUCP. Su asesoría y consejos me permitieron aprender a esforzarme y trabajar mejor.

A la Ing. Gladys Villa García y todo el personal del Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP por su disposición y constante apoyo durante los ensayos de este proyecto.

A mis amigos Malena Serrano, Carlos Sosa y Javier Sarmiento quienes me enseñaron todo lo que aprendieron durante el desarrollo de sus proyectos. A ellos les debo el conocimiento previo y necesario para la elaboración de esta tesis.

A todo el grupo de adobe de la PUCP por brindarme su amistad y su apoyo en el desarrollo de este proyecto. Y a todos los estudiantes de la Universidad Católica del Perú que dedicaron su tiempo y esfuerzo para colaborar con la implementación del refuerzo en el modelo de adobe.

RESUMEN

Las viviendas de adobe son muy comunes en el mundo, y predominan en las zonas rurales de los países en desarrollo debido a su bajo costo. Estas viviendas presentan una alta vulnerabilidad sísmica, lo que pone a quienes las habitan en serio riesgo ante la ocurrencia de un sismo. Este trabajo de investigación se justifica por la evidente necesidad de lidiar con la inseguridad de estas viviendas y la falta de un método de diseño de refuerzo sísmico que use materiales económicos y accesibles. Aquí se evalúa la eficacia de un método como el recién citado con malla de cuerdas para viviendas de adobe de un piso. Como parte de la metodología de este proyecto, se propuso un refuerzo sísmico para un modelo de adobe a escala natural. El modelo se construyó con muros de 250 mm de espesor y se reforzó con malla de cuerdas de 5/32" de diámetro. Este modelo fue sometido a un ensayo de simulación sísmica en la mesa vibradora del Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la Pontificia Universidad Católica del Perú (LEDI - PUCP). El modelo reforzado tuvo un comportamiento sísmico adecuado, pues el refuerzo permitió conservar su integridad.

Adicionalmente, se realizaron análisis de modelos numéricos con métodos de elementos discretos y elementos finitos para comprobar el método de diseño. Así se logró demostrar que el método de diseño de refuerzo para viviendas de adobe de un piso es conservador, práctico y eficaz.

ÍNDICE

ÍNDICE	III
LISTA DE TABLAS	V
LISTA DE FIGURAS	VI
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 MOTIVACIÓN DEL PROYECTO	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 ACTIVIDADES.....	2
1.4 ESTADO DEL ARTE.....	3
1.4.1 Construcciones de adobe en el mundo	3
1.4.2 Vulnerabilidad sísmica de las construcciones de adobe	4
1.4.3 Mecanismos de falla de las construcciones de adobe ante los sismos	5
1.4.4 Reforzamiento sísmico de las viviendas de adobe	6
2 PROPUESTA DE MÉTODO DE DISEÑO DE REFUERZO	9
2.1 MECANISMOS DE COLAPSO.....	9
2.2 ANÁLISIS DINÁMICO	11
2.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE REFUERZO	16
2.4 VERIFICACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO DE REFUERZO	18
2.4.1 Aplicación del método de diseño de refuerzo en el modelo MCR02	21
3 CARACTERÍSTICAS DEL MODELO DE ADOBE	25
3.1 UNIDADES DE ADOBE	25
3.2 ALBAÑILERÍA DE ADOBE	27
3.2.1 Cuerdas para malla de refuerzo	28
3.3 DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ALBAÑILERÍA DE ADOBE.....	30
3.3.1 Construcción del modelo de albañilería de adobe	31
4 DISEÑO DE REFUERZO CON CUERDAS DE 5/32”	34
4.1 PARAMETROS DE DISEÑO	34
4.1.1 Señal sísmica	34
4.1.2 Características de la cuerda seleccionada.....	34
4.1.3 Mecanismos de colapso	35
4.2 DISTRIBUCIÓN DE CUERDAS DE REFUERZO	35
4.3 ANÁLISIS DEL COSTO DE REFUERZO	38
4.4 DESCRIPCIÓN DEL REFUERZO	39
4.5 PROCESO CONSTRUCTIVO DEL REFUERZO	41
4.5.1 Capacitaciones para reforzamiento del modelo	43
5 ENSAYO DINÁMICO	45
5.1 CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO.....	45

5.1.1	Instrumentación	48
5.2	ENSAYO UNIDIRECCIONAL DEL MODELO MCR03	50
5.2.1	Plano de grietas en muros	52
5.2.2	Valores máximos registrados	59
5.2.3	Periodo natural de vibración y coeficiente de amortiguamiento	60
5.2.4	Cortante basal y desplazamiento relativo	63
6	ANÁLISIS NUMÉRICOS COMPLEMENTARIOS	66
6.1	MODELACIÓN NUMÉRICA CON MATLAB	66
6.2	MODELACIÓN NUMÉRICA CON WORKING MODEL	69
6.3	MODELACIÓN NUMÉRICA CON SAP	72
6.3.1	Modelo 1 – SAP 2000	72
6.3.2	Modelo 2 – SAP 2000	75
6.4	MODELACIÓN NUMÉRICA CON ABAQUS	79
6.4.1	Modelo 1 – Abaqus	79
6.4.2	Modelo 2 – Abaqus	81
6.5	COMPARACIÓN DE RESULTADOS	85
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	87
7.1	CONCLUSIONES	87
7.2	RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS	88
7.3	IMPACTOS PREVISTOS	89
8	BIBLIOGRAFÍA.....	90

ANEXOS

ANEXO N°1	PLANOS DE REFORZAMIENTO
ANEXO N°2	PROTOCOLO DE ENSAYO
ANEXO N°3	PAPER EARTH USA 2017: <i>Evaluation of a rope mesh reinforcement system for adobe dwelling in seismic areas</i>
ANEXO N°4	PAPER SAHC 2018: <i>Evaluation of a rope mesh reinforcement system for adobe dwelling in seismic areas</i>

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1 Porcentajes de viviendas de adobe o tapial en el Perú	4
Tabla 2.1. Propiedades de los tres mecanismos de colapso	11
Tabla 2.2. Parámetros de los mecanismos de colapso con refuerzo de cuerdas de 1/4”	21
Tabla 2.3. Resultados con cuerdas de 1/4” en los tres mecanismos de colapso.....	23
Tabla 3.1. Resumen de datos y resultados del ensayo a tracción.....	30
Tabla 3.2. Cantidades de adobes empleados en el modelo de adobe	31
Tabla 4.1. Mecanismos de colapso para cálculo de refuerzo	35
Tabla 4.2. Parámetros equivalentes para cada mecanismo de colapso	36
Tabla 4.3. Resultados del diseño de refuerzo para volteo de muro completo.....	36
Tabla 4.4. Resultados del diseño de refuerzo para volteo de esquina completa	37
Tabla 4.5. Resultados de diseño de refuerzo para volteo de esquina superior	38
Tabla 4.6. Análisis de costo de refuerzo	39
Tabla 5.1. Etapas de movimiento.....	46
Tabla 5.2. Instrumentación-Acelerómetros.....	49
Tabla 5.3. Instrumentación-LVDT’s.....	49
Tabla 5.4. Instrumentación – Celdas de carga	49
Tabla 5.5. Solicitaciones máximas registradas en la mesa vibradora para MCR03.....	59
Tabla 5.6. Aceleraciones absolutas máximas registradas en el modelo MCR03	59
Tabla 5.7. Desplazamientos relativos máximos en el modelo MCR03 (mm).....	59
Tabla 5.8. Fuerzas (N) y desplazamientos (mm) máximos registrados por las celdas de carga en el modelo MCR03	60
Tabla 5.9. Periodos naturales y coeficientes de amortiguamiento (acelerómetros)	63
Tabla 5.10. Periodos naturales y coeficientes de amortiguamiento (LVDTs)	63
Tabla 6.1. Resultados en cuerdas del mecanismo de volteo de muro completo	67
Tabla 6.2. Fuerzas en cada cuerda con Working Model	70
Tabla 6.3. Resultados en cada cuerda con SAP 2000 – Modelo 1	73
Tabla 6.4. Resultados en cada cuerda del Modelo 2 con SAP 2000.....	77
Tabla 6.5. Comparación de resultados de fuerzas y elongaciones registradas en los modelos numéricos y el experimental	86

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Zonas con construcciones de tierra y zonas de actividad sísmica	3
Figura 1.2. Destrucción de casas de adobe por eventos sísmicos	5
Figura 1.3. Colapso de viviendas de adobe en Ica (2007)	5
Figura 1.4. Fallas típicas en construcciones de adobe (CENAPRED, 2010).....	6
Figura 1.5. Reparación de modelo de adobe a escala natural	7
Figura 1.6. Gráficas de cortante en la base versus desplazamiento ($D_0 = 60$ mm)	7
Figura 1.7. Modelo de adobe con técnica dual de reparación y reforzamiento.....	8
Figura 2.1. Mecanismo de colapso – Volteo de muro completo.....	9
Figura 2.2. Mecanismo de colapso – Volteo de esquina completa	10
Figura 2.3. Mecanismo de colapso – Volteo de esquina superior.....	10
Figura 2.4. Esquema de bloque desprendido sostenido por cuerdas.....	11
Figura 2.5. Bloque en movimiento.....	12
Figura 2.6. Diagrama de cuerpo libre DCL (izquierda) y diagrama cinético DC (derecha)..	12
Figura 2.7. Grados de libertad de la cuerda inclinada en coordenadas globales.....	13
Figura 2.8. Deformación de la cuerda en el extremo (2)	14
Figura 2.9. Señal sísmica y espectro de pseudo-aceleración	16
Figura 2.10. Ejemplos de tres tipos de cuerdas sintéticas o drizas: (a) de diámetro 5/32”, (b) de diámetro 3/16” y (c) de diámetro 1/4”	17
Figura 2.11. Trama de albañilería de adobe.....	17
Figura 2.12. Mecanismos de falla de volteo seleccionados	17
Figura 2.13. Ilustración 3D del modelo a escala natural típico de adobe	19
Figura 2.14. Esquemas de refuerzo con malla de drizas: (a) refuerzo horizontal en muros laterales, (b) refuerzo horizontal en muros transversales, (c) refuerzo vertical en muros laterales y (d) refuerzo vertical en muros transversales	19
Figura 2.15. Fotografías del proyecto de reparación y refuerzo de muros.....	20
Figura 2.16. Señal de registro de la mesa vibradora MCR02 $D_0 = 130$ mm	21
Figura 3.1. Ensayo de campo para determinar la “presencia de arcilla” o “resistencia seca”	25
Figura 3.2. Tratamiento del suelo previo a la fabricación de las unidades de adobe	26
Figura 3.3. Moldes de madera utilizados en la producción de adobes.....	26
Figura 3.4. Proceso de elaboración de unidades de adobes	27
Figura 3.5. Secado de adobes en adobera del Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP	27
Figura 3.6. Combinaciones de nudos estudiadas en Mattsson (2015)	28
Figura 3.7. Ensayo de tracción de cuerdas sintéticas de 5/32”	29
Figura 3.8. Vista en planta y elevación real del modelo de adobe	31

Figura 3.9. Detalles de emplantillado en esquina, encuentro tipo “L”	32
Figura 3.10. Inicio de la construcción del modelo de adobe a escala natural	32
Figura 3.11. Dintel flexible conformado por atado de cañas amarradas con alambre	32
Figura 3.12. Colocación de la estructura y cobertura para el techo del modelo de adobe	33
Figura 3.13. Modelo de adobe a escala natural totalmente construido	33
Figura 4.1. Registros de la mesa vibradora en el ensayo MCR02 escalado a 140 mm.....	34
Figura 4.2. Planos de distribución de refuerzo propuesto	39
Figura 4.3. Detalles isométricos de refuerzo horizontal	40
Figura 4.4. Detalles isométricos de refuerzo vertical y crossties	40
Figura 4.5. Brocas usadas como herramientas de perforación.....	41
Figura 4.6. Plano de perforaciones para cuerdas de refuerzo	41
Figura 4.7. Fotografías de perforaciones para cuerdas de refuerzo	42
Figura 4.8. Detalle de nudo ocho y nudos simples	42
Figura 4.9. Fotografías de nudos para el tensado realizados en el reforzamiento.....	42
Figura 4.10. Nudo 2 para cuerdas horizontales en encuentro de muros.....	43
Figura 4.11. Primera etapa de capacitación – Nudos de tensado	44
Figura 4.12. Capacitaciones durante el proceso de reforzamiento.....	44
Figura 5.1. Señal de desplazamiento y aceleraciones registradas de la mesa vibradora.....	46
Figura 5.2. Señal de desplazamiento de la mesa vibradora en vibración libre	47
Figura 5.3. Primer pulso de vibración libre inicial registrado en la plataforma de la mesa vibradora	47
Figura 5.4. Primer pulso de vibración libre inicial registrado en el acelerograma del instrumento A4 (como ejemplo)	47
Figura 5.5. Instrumentación del modelo de adobe a escala natural.....	48
Figura 5.6. Modelo de adobe a escala natural reforzado con cuerdas sintéticas MCR03	50
Figura 5.7. Daños en el modelo MCR03 posensayo ($D_{max} = 140$ mm)	51
Figura 5.8. Estado de cuerdas de refuerzo luego del ensayo	52
Figura 5.9. Plano de fisuras y grietas en muros exteriores.....	53
Figura 5.10. Acelerogramas en la parte superior de los muros del modelo MCR03 y en la plataforma de la mesa vibradora	54
Figura 5.11. Desplazamientos relativos en la parte superior de los muros del modelo MCR03 y en la plataforma de la mesa vibradora	55
Figura 5.12. Acelerogramas del muro posterior del modelo MCR03	57
Figura 5.13. Fuerzas y desplazamientos en las cuerdas 14 y 18 – Modelo MCR03.....	58
Figura 5.14. Señal de aceleraciones – Acelerómetro A0. MCR03 vibración libre inicial	60
Figura 5.15. Señal de aceleraciones – Acelerómetro A4. MCR03 vibración libre inicial	60
Figura 5.16. Espectros de amplitud de Fourier del acelerómetro A1 en los cuatro pulsos	61

Figura 5.17. Decremento logarítmico de primer pulso en instrumento A1.....	62
Figura 5.18. Fuerza aplicada en la plataforma en el tiempo	64
Figura 5.19. Cortante basal versus desplazamiento relativo – Muros laterales (superior) del modelo MCR03.....	65
Figura 5.20. Cortante basal versus desplazamiento relativo – Muros transversales (superior) del modelo MCR03.....	65
Figura 6.1. Gráfica de fuerzas versus tiempo de las cuerdas 20, 18 y 14 – MATLAB.....	68
Figura 6.2. Gráfica de elongación versus tiempo de las cuerdas 20, 18 y 14 – MATLAB....	68
Figura 6.3. Esquema de mecanismo de volteo y modelo numérico en Working Model.....	69
Figura 6.4. Gráfica fuerza versus tiempo. Cuerdas 20, 18 y 14 Working Model	71
Figura 6.5. Gráfica de elongación versus tiempo. Cuerdas 20, 18 y 14 Working Model	71
Figura 6.6. Modelo 1 en SAP 2000 de elementos finitos. Volteo de muro completo.....	72
Figura 6.7. Gráficas de fuerzas versus. tiempo. Cuerdas 20,18 y 14 del Modelo 1 - SAP 2000	74
Figura 6.8. Graficas de elongación versus tiempo. Cuerdas 20, 18 y 14 del Modelo 1- SAP 2000	74
Figura 6.9. Mecanismos de falla de la estructura.....	75
Figura 6.10. Mecanismos de falla considerados en los muros del modelo en SAP 2000	76
Figura 6.11. Gráfica de fuerzas versus tiempo. Cuerdas 20, 18 y 14 del Modelo 2 – SAP 2000	78
Figura 6.12. Gráfica de elongación versus tiempo. Cuerdas 20, 18 y 14 del Modelo 2 – SAP 2000	78
Figura 6.13. Representación del modelo 1 en Abaqus.....	79
Figura 6.14. Desplazamiento del modelo a los 10 s (izquierda) y 24 s (derecha).....	80
Figura 6.15. Gráfico fuerzas versus tiempo. Cuerdas 20, 18 y 14 del Modelo 1 - Abaqus ...	80
Figura 6.16. Gráfico de elongación versus tiempo. Cuerdas 20, 18 y 14 del Modelo 1 - Abaqus	81
Figura 6.17. Representación del modelo FEM (los colores indican diversidad de materiales)	82
Figura 6.18. Progreso de deformaciones plásticas principales (tracción), para efectos de visualización (cada imagen tiene su propia escala de valores). Escala de deformación: 1	82
Figura 6.19. Fuerzas en las drizas horizontales a los instantes 9 s y 30 s (notar la excesiva deformación del modelo a los 30 s)	83
Figura 6.20. Gráfico fuerzas versus tiempo. Cuerdas 20, 18 y 14 del Modelo 2 - Abaqus ...	84
Figura 6.21. Gráfico elongación versus tiempo. Cuerdas 20, 18 y 14 del Modelo 2 - Abaqus	84

1 INTRODUCCIÓN

1.1 MOTIVACIÓN DEL PROYECTO

El Perú es un país altamente sísmico pues se encuentra en el denominado Círculo de Fuego del Pacífico, región que rodea el Océano Pacífico. En esta región se encuentra la colisión de la placa continental de Nazca y la placa Sudamericana que genera una alta presión tectónica. Esta presión libera eventualmente energía manifestada en sismos de diversas magnitudes, por lo cual esta región es escenario del 75% de la sismicidad del planeta.

En el Perú aproximadamente el 35% de las viviendas son de adobe del cual un 72.1% está en zonas rurales ([INEL, 2015](#)). Las viviendas de adobe predominan en las zonas rurales por ser asequibles y de bajo costo. Además, presenta muy buenas características para climas cálidos, secos y desiertos ([Tolles et al., 2002](#)).

La vulnerabilidad sísmica que estas viviendas presentan es alta debido principalmente a las propiedades mecánicas de los muros. Los muros son muy densos, pesados, tienen muy baja resistencia a la tracción y fallan de manera frágil. Además, las técnicas de autoconstrucción incrementan esta vulnerabilidad debido a que carecen de asistencia técnica y se construyen sin refuerzo estructural adecuado.

La combinación del peligro sísmico propio de las regiones donde las construcciones de adobe son comunes con la vulnerabilidad sísmica de estas viviendas resulta en un alto riesgo sísmico. Un buen comportamiento estructural de estas construcciones ante la ocurrencia de sismos puede evitar pérdidas de vidas humanas y materiales.

Por ello, es de gran importancia desarrollar refuerzos sísmicos económicos que garanticen la seguridad de los pobladores y no permitan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos. Sin embargo, a la actualidad no existen metodologías de diseño de refuerzo comprobadas con base teórica y experimental que garanticen su funcionamiento.

Ante la evidente necesidad de lidiar con la gran inseguridad que las viviendas de adobe presentan. En el presente proyecto se evalúa la eficacia de un método de diseño de refuerzo sísmico con malla de cuerdas para viviendas de adobe de un piso.

1.2 OBJETIVOS

El objetivo principal de la investigación es contribuir con la mitigación del riesgo sísmico de las construcciones de adobe históricas y rurales.

Por otro lado, sus objetivos específicos son:

- Evaluar la eficacia de un método de diseño para calcular los elementos de refuerzo sísmico con base en cuerdas sintéticas para viviendas de adobe.
- Implementar el refuerzo sísmico diseñado en un modelo de adobe de un piso a escala natural y evaluar los resultados obtenidos al ensayarlo en el simulador sísmico.

1.3 ACTIVIDADES

Se desarrollaron las siguientes actividades:

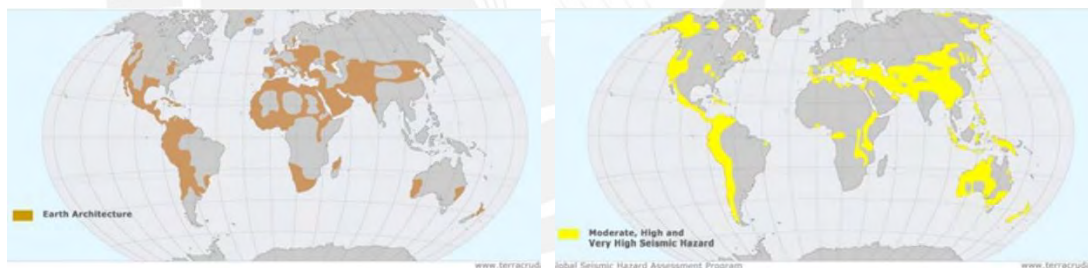
- Revisión de la literatura sobre reforzamientos sísmicos de construcciones de tierra, comportamiento de la albañilería de adobe y procedimientos numéricos de análisis de bloques rígidos.
- Propuesta de método de diseño de refuerzo sísmico que incluye expresiones numéricas de diseño de refuerzo estructural y metodología de aplicación.
- Construcción de modelo de albañilería de adobe de un piso a escala natural.
- Diseño del refuerzo del modelo de adobe con cuerdas sintéticas o drizas empleando el método desarrollado.
- Implementación del refuerzo diseñado al modelo de adobe construido.
- Ensayo de simulación sísmica en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP.
- Procesamiento de datos del ensayo y análisis de los resultados para la validación del método de diseño y el sistema de refuerzo.
- Modelamientos numéricos adicionales en Working Model, SAP 2000 y Abaqus para comprobación del método de diseño.
- Redacción de artículos para conferencias internacionales (Earth USA 2017).
- Redacción de informe final para la DGI y tesis para optar por el grado de Ingeniera Civil.

1.4 ESTADO DEL ARTE

1.4.1 Construcciones de adobe en el mundo

Las primeras construcciones en el mundo se vieron limitadas por la escasa disponibilidad de materiales ([Tolles et al., 2002](#)). El adobe es uno de los materiales más antiguos, goza de una alta disponibilidad y puede ser fácilmente trabajado por artesanos locales. Su principal insumo es la tierra, recurso económico que en algunos casos puede incluso no implicar costo alguno, pues se emplea la que existe en el lugar donde se construirá la vivienda. Según [Houben y Guillaud \(1994\)](#), el 30% de la población mundial vive en construcciones de tierra, y cerca del 50% de ella lo hace en países en vías de desarrollo.

En particular, las construcciones de adobe son muy comunes en algunas regiones propensas a desastres naturales. En la Figura 1.1 se pueden apreciar las zonas donde existe una gran cantidad de construcciones de tierra y aquellas donde se registra actividad sísmica. Al superponer ambas figuras se observa que en zonas sísmicas como América Latina, África, partes de Asia, Oriente Medio y Europa del Sur predominan las viviendas de adobe ([Groenenberg, 2010](#)).



(a) Zonas con construcciones de tierra

(b) Zonas con actividad sísmica

Figura 1.1. Zonas con construcciones de tierra y zonas de actividad sísmica

En el Perú, país altamente sísmico, predominan las viviendas de adobe en las zonas rurales, donde la mayoría de la población tiene bajos recursos. En los últimos 15 años, el porcentaje de viviendas de adobe o tapial ha llegado al 72% en las zonas rurales y al 22% en las zonas urbanas, como se puede ver en la Tabla 1.1 ([INEI, 2015](#)).

Tabla 1.1 Porcentajes de viviendas de adobe o tapial en el Perú

Ubicación de viviendas	2000-2005	2005-2010	2010-2015
Zona urbana	23,3	21,4	21,1
Zona rural	71,9	73,1	72,4
Total	38,3	35,5	34,1

Fuente: INEI (2015).

1.4.2 Vulnerabilidad sísmica de las construcciones de adobe

Las construcciones de adobe tienen la capacidad de almacenar calor y cederlo posteriormente, con lo cual se logra atenuar los cambios de temperatura externos. Además, los muros de tierra cuentan con una propiedad de aislamiento acústico que atenúa las vibraciones sonoras. Sin embargo, estas viviendas presentan gran debilidad ante fuertes lluvias o humedad debido a la susceptibilidad de los materiales al agua. El factor más vulnerable de estas construcciones se relaciona con su limitada capacidad para resistir fuerzas sísmicas, característica que se conoce como *vulnerabilidad sísmica*.

La vulnerabilidad sísmica es resultado de las características individuales del bloque y mortero de adobe, así como del comportamiento mecánico del sistema de mampostería (Varum *et al.*, 2014). Los muros de adobe son muy densos, tienen muy baja resistencia a la tracción y fallan de manera frágil (Blondet y Aguilar, 2007). Las pésimas propiedades mecánicas de los muros generan pérdidas de vidas humanas y daños materiales considerables cuando ocurren terremotos de gran magnitud. En la Figura 1.2 se observa la destrucción de viviendas de adobe en diversas partes del mundo tras eventos sísmicos. La fotografía 1.2a corresponde al terremoto de 2001 en El Salvador (Mw 7,6), y la 1.2b, al terremoto de 2003 en Irán (Mw 6,6). A su vez, la Figura 1.3 muestra el colapso de las viviendas de adobe en Ica generado por el terremoto (Mw 8,0) del año 2007, que causó la muerte de aproximadamente 437 personas (Puertas y Elsen, 2007).



(a) El Salvador, 2001 (D. Dowling)



(b) Irán, 2003 (www.hydro.com)

Figura 1.2. Destrucción de casas de adobe por eventos sísmicos



Figura 1.3. Colapso de viviendas de adobe en Ica (2007)

1.4.3 Mecanismos de falla de las construcciones de adobe ante los sismos

En un evento sísmico se generan solicitaciones de carga en la estructura. Las estructuras de adobe tienen una resistencia muy baja a la tracción, razón por la cual se producen fisuras en las regiones sometidas a esta. Existen tres tipos de solicitaciones: paralelas al plano del muro, perpendiculares al plano del muro y la combinación de ambas. Durante un sismo, lo primero que ocurre es el agrietamiento en las esquinas laterales con grietas verticales que separan los muros y que se generan por la flexión pura que producen las fuerzas sísmicas perpendiculares a ellos. Las grietas diagonales son producidas por fuerzas cortantes que actúan dentro del plano del muro. Estas grietas siguen usualmente patrones escalonados por las juntas de mortero y comienzan en las esquinas de las ventanas y puertas. La Figura 1.4 representa las fallas típicas que ocurren en una vivienda de adobe durante un sismo ([CENAPRED, 2010](#)).

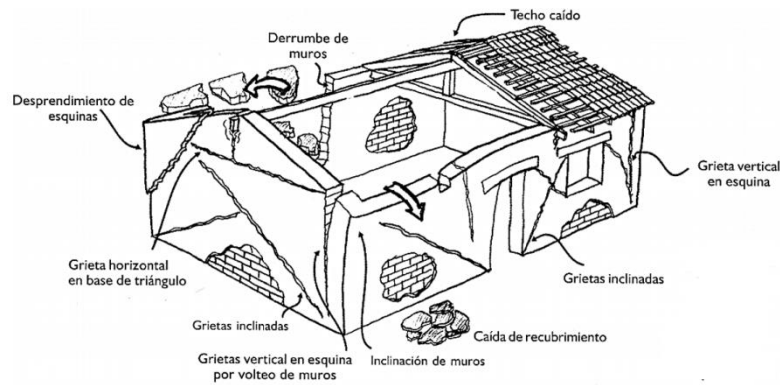


Figura 1.4. Fallas típicas en construcciones de adobe (CENAPRED, 2010)

En [La Torre \(2017\)](#) se explican los mecanismos de fallas típicas en viviendas de adobe de un piso. Estos se clasifican por fallas en las esquinas, fuera del plano, dentro del plano, mixtas y locales. Además, se describen las fallas producidas por inundaciones y fuertes vientos.

1.4.4 Reforzamiento sísmico de las viviendas de adobe

En el Perú, varios profesores de la Pontificia Universidad Católica del Perú han investigado las construcciones con tierra en áreas sísmicas desde hace más de 40 años. Estas investigaciones se han realizado con la finalidad de encontrar refuerzos sísmicos adecuados y de uso masivo que permitan lograr construcciones sismorresistentes.¹

Proyecto: Reparación de grietas en construcciones históricas de tierra en áreas sísmicas

En 2006 se inició una investigación para reparar muros de tierra fisurados a través de métodos de inyección de morteros líquidos (*grouts*). Se estudiaron morteros líquidos con distintas composiciones para la reparación de muros de albañilería de adobe ([Vargas, 2008](#)). En una segunda etapa se usó el mortero líquido en la reparación de grietas para estructuras más grandes (muros “H”) y se lograron resultados óptimos ([Vargas y Palomino, 2010](#)). Posteriormente, se aplicó la técnica a una casa de adobe a escala natural. Este modelo fue denominado MCR01 (Modelo con refuerzo 01), y los

¹ Las técnicas de reforzamiento sísmico que han sido desarrolladas a lo largo de estos años se pueden encontrar en [La Torre \(2017\)](#).

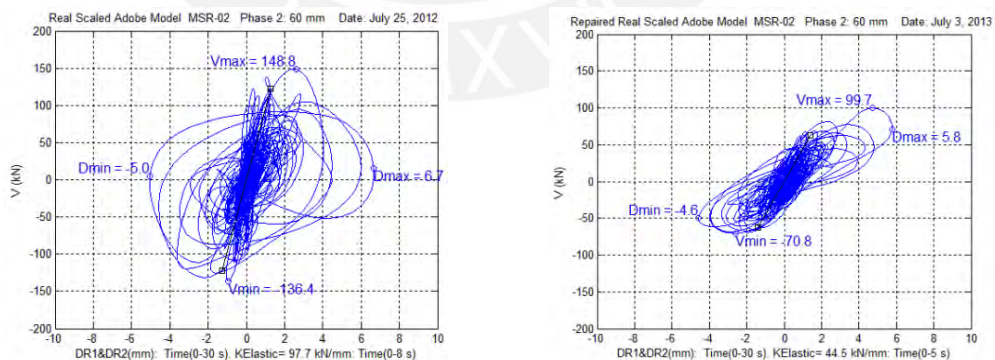
resultados obtenidos no fueron los esperados, pues solo se recuperó el 54% de la resistencia original, como se muestra en la Figura 1.5 (Groenenberg, 2010).



(a) Modelo reparado antes del ensayo (b) Colapso de modelo luego de ensayo

Figura 1.5. Reparación de modelo de adobe a escala natural

Por ello, se propuso emplear una técnica dual de reparación y reforzamiento. Esta técnica combina la reparación de muros con inyección de mortero líquido con un refuerzo exterior de muros con mallas formadas por cuerdas sintéticas (Sosa y Soto, 2014). El modelo de adobe construido con la técnica dual fue denominado MCR02 (Modelo con refuerzo 02) y se ensayó en la mesa vibradora de la PUCP. Los resultados experimentales fueron satisfactorios. Por ejemplo, para un desplazamiento máximo de la mesa vibradora de $D0 = 60 \text{ mm}$, se percibió una respuesta lineal en el modelo con la técnica dual, mientras que el modelo original se rompió severamente (Figura 1.6).



(a) Modelo original (b) Modelo con técnica dual

Figura 1.6. Gráficas de cortante en la base versus desplazamiento ($D0 = 60 \text{ mm}$)

La respuesta sísmica para el movimiento más fuerte ($D0 = 130 \text{ mm}$) fue excelente, pues el refuerzo de malla proporcionó una mejor conexión estructural,

controló los desplazamientos y evitó colapsos parciales (Sosa y Soto, 2014). En la Figura 1.7 se puede apreciar el modelo de adobe a escala natural MCR02 antes y después del ensayo de simulación sísmica. El refuerzo con cuerdas sintéticas en forma de malla tiene un óptimo funcionamiento; sin embargo, no existe un método de diseño comprobado.



(a) Modelo antes del ensayo



(b) Modelo después del ensayo

Figura 1.7. Modelo de adobe con técnica dual de reparación y reforzamiento

2 PROPUESTA DE MÉTODO DE DISEÑO DE REFUERZO

En un terremoto, la estructura de adobe se agrieta y se divide en grandes bloques que tienden al volteo. El refuerzo sísmico con malla de cuerdas tiene la finalidad de impedir el volteo de estos bloques y, por ende, evitar el colapso de la estructura. El método de diseño de refuerzo sísmico permite desarrollar un cálculo estructural para determinar la distribución necesaria del refuerzo. Esta distribución dependerá de diversos factores, como los mecanismos de colapso analizados, las características del sismo de diseño, las propiedades de la albañilería de adobe y las propiedades de las cuerdas.

2.1 MECANISMOS DE COLAPSO

La albañilería de adobe presenta mecanismos de falla típicos que han sido identificados en terremotos y ensayos de simulaciones sísmicas anteriores. Los mecanismos de colapso de viviendas de adobe de un piso que se evalúan para este diseño son tres y se describen a continuación:

a) Volteo de muro completo

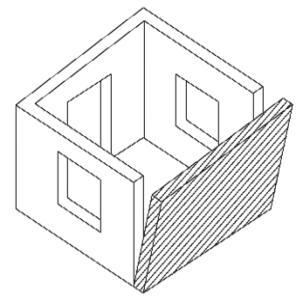
Representa el mecanismo de colapso más simple. El volteo de una pared completa de una casa de adobe puede darse de dos maneras: el volteo del muro independiente o el volteo del muro en conjunto con el techo. La Figura 2.1 muestra ambos casos de colapso y un esquema de representación ([Blondet et al., 2016](#)).



(a) Volteo muro solo



(b) Volteo muro con techo



(c) Esquema

Figura 2.1. Mecanismo de colapso – Volteo de muro completo

b) Volteo de esquina completa

Representa el volteo de medio muro posterior y lateral. Este diedro está delimitado por las fallas de fuerzas cortantes que nacen en las esquinas del vano de ventana y terminan en los extremos inferior y superior del muro (Figura 2.2).

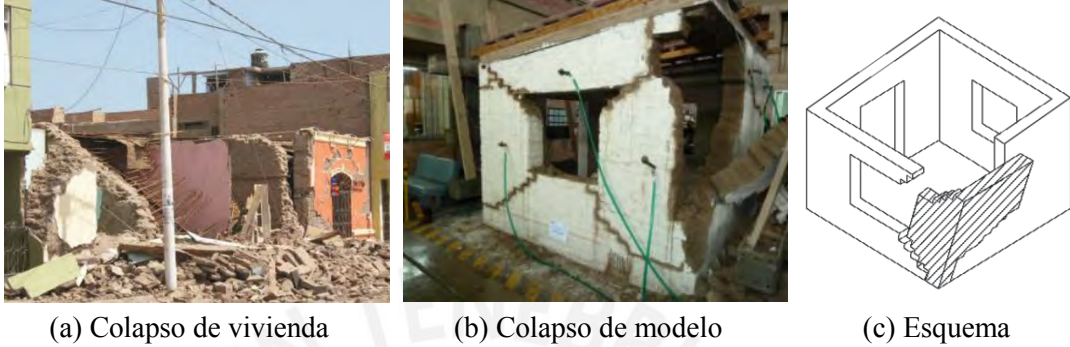


Figura 2.2. Mecanismo de colapso – Volteo de esquina completa

c) Volteo de esquina superior

Representa el volteo de un bloque o diedro de una esquina superior de una vivienda de adobe. Este mecanismo resulta de la combinación de fallas por flexión y por fuerzas cortantes (Figura 2.3).

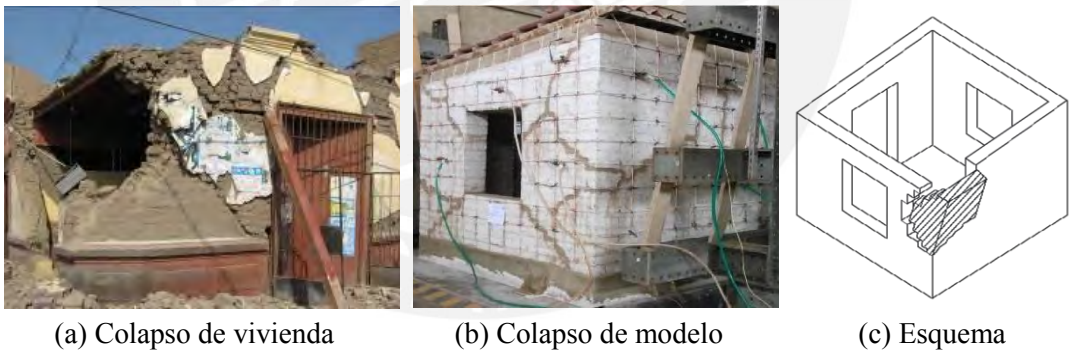


Figura 2.3. Mecanismo de colapso – Volteo de esquina superior

Las propiedades de estos mecanismos de falla por volteo se describen en la Tabla 2.1, donde se muestra para cada caso la masa del bloque (M), sus coordenadas del centro de gravedad (h_G y x_G) y su inercia en el centro de gravedad G (I_G) para un modelo de adobe a escala natural típico de ensayo.

Tabla 2.1. Propiedades de los tres mecanismos de colapso

Mecanismos de colapso	Volteo de muro completo	Volteo esquina completa	Volteo esquina superior
M (ton)	3,14	1,49	0,72
h_G (m)	1,14	1,29	0,68
x_G (m)	0,125	0,300	0,183
I_G (ton.m²)	1,346	0,702	0,085

2.2 ANÁLISIS DINÁMICO

El método de diseño de refuerzo sísmico está basado en el análisis del comportamiento dinámico de bloques rígidos de adobe restringidos al volteo por cuerdas elásticas. La Figura 2.4 muestra un bloque separado de la estructura principal. El bloque es sostenido por cuerdas de rigidez k_i amarradas a la estructura principal a una distancia perpendicular r_i del punto de pivote O . Se considera que la estructura principal es un sólido rígido fijo en la base, y el bloque es un sólido rígido de masa M , momento de inercia con respecto al centro de masa, I_G , y que pivota alrededor del punto O .

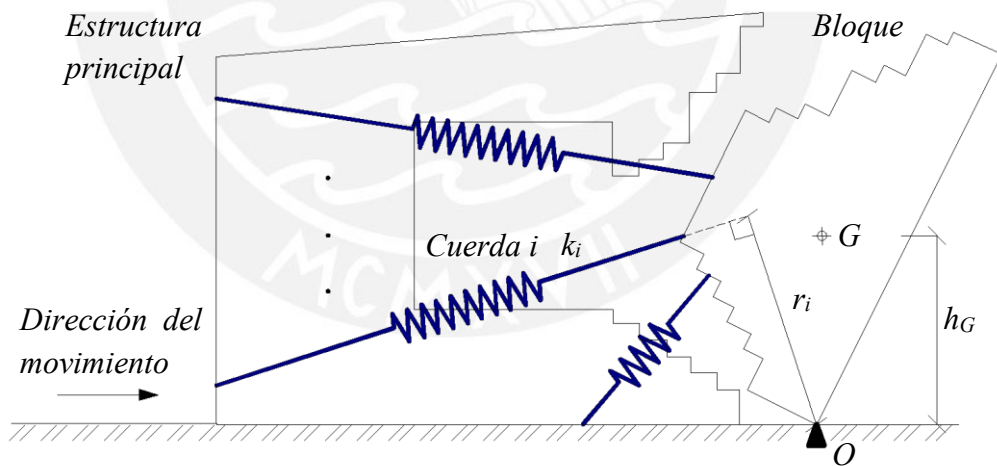


Figura 2.4. Esquema de bloque desprendido sostenido por cuerdas

La Figura 2.5. indica que la posición del suelo (u_O) y la posición del centro de gravedad del bloque (u_G) son medidas respecto a un sistema de referencia fijo (SRF). Ante un desplazamiento absoluto del suelo u_O , el bloque gira $\theta = \frac{x_G}{h_G}$, donde x_G es la

posición relativa del centro de gravedad (G) respecto al punto O y h_G es la altura del centro de gravedad del bloque.

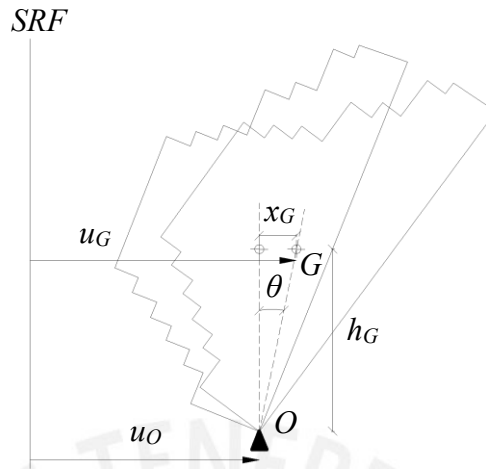


Figura 2.5. Bloque en movimiento

En la Figura 2.6 se muestra el diagrama de cuerpo libre (DCL), que incluye el peso del bloque (masa $[m]$ y gravedad $[g]$), las reacciones en O y las fuerzas de las cuerdas estiradas cuando hay movimiento en la base; y el diagrama cinético (DC) del bloque, que incluye las fuerzas de inercia, donde I_G es el momento de inercia rotacional del bloque respecto a G . Las fuerzas F se refieren a las cuerdas con diferentes ángulos de inclinación α con respecto a una línea horizontal. La distribución de las cuerdas se encuentra definida por una distancia perpendicular r_i respecto al punto de pivote O .

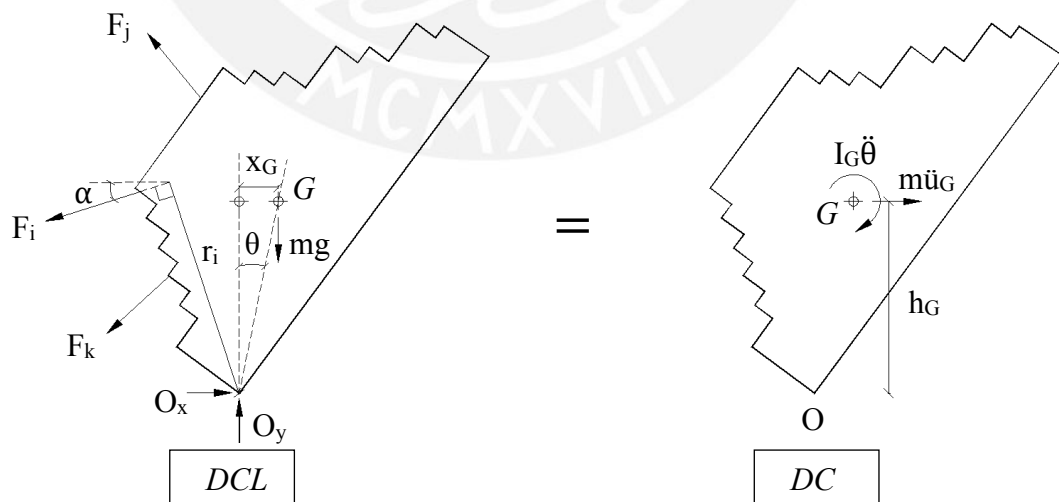


Figura 2.6. Diagrama de cuerpo libre DCL (izquierda) y diagrama cinético DC (derecha)

Al igualar la suma de momentos respecto al punto O del DCL (Diagrama de cuerpo libre) y del DC (Diagrama cinético) se obtuvo:

$$\sum F_i r_i - mgx_G = -I_G \ddot{\theta} - \ddot{u}_G h_G \quad (\text{Ec. 2.1})$$

La fuerza F_i de la cuerda se representa como la fuerza de un resorte tal que $F_i = k_i \delta_i$, donde k_i es la rigidez de la cuerda y δ_i es su deformación. En la Figura 2.7 se muestra los grados de libertad de la cuerda con respecto a un sistema de coordenadas global "XY".

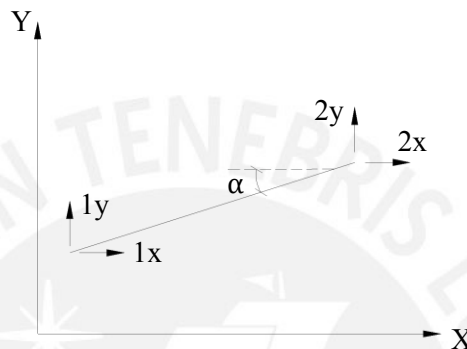


Figura 2.7. Grados de libertad de la cuerda inclinada en coordenadas globales

Las fuerzas que actúan sobre la cuerda son axiales y se desprecia el peso de la cuerda. La cuerda tiene como propiedad mecánica un módulo de elasticidad E y como propiedades geométricas un área transversal A y una longitud L . La matriz K de rigidez para esta cuerda se puede expresar como la mostrada en la ecuación 2.2, donde cada término k se puede expresar como en la ecuación 2.3.

$$K = \begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

$$k = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha & \sin \alpha \cdot \cos \alpha \\ \sin \alpha \cdot \cos \alpha & \sin^2 \alpha \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Como la fuerza de la cuerda es igual a $F_i = k_i \delta_i$, se obtiene la ecuación 2.4 para el sistema de coordenadas globales.

$$\begin{bmatrix} F_{1x} \\ F_{1y} \\ F_{2x} \\ F_{2y} \end{bmatrix} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \delta_{1x} \\ \delta_{1y} \\ \delta_{2x} \\ \delta_{2y} \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Para el análisis dinámico del bloque desprendido sostenido por cuerdas se tiene un extremo fijo (1) y el otro extremo (2) está amarrado al bloque en movimiento. Cuando el bloque gira un ángulo θ , el cual es considerado un ángulo pequeño, la deformación de la cuerda equivale a $\delta_i = r_i \theta$.

Dado que el extremo (1) es fijo los desplazamientos en este punto son iguales a cero $\begin{bmatrix} \delta_{1x} \\ \delta_{1y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$. Para el extremo (2) los desplazamientos son iguales a $\begin{bmatrix} \delta_{2x} \\ \delta_{2y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} r_i \theta \cos \alpha \\ r_i \theta \sin \alpha \end{bmatrix}$ como se muestra en la Figura 2.8.

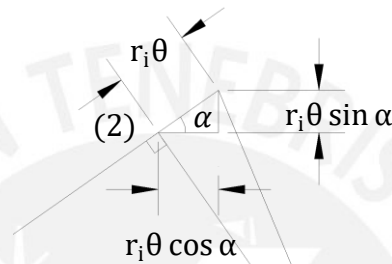


Figura 2.8. Deformación de la cuerda en el extremo (2)

En consecuencia, la ecuación 2.4 queda simplificada a la mostrada en la ecuación 2.5.

$$\begin{bmatrix} F_{2x} \\ F_{2y} \end{bmatrix} = k \begin{bmatrix} \delta_{2x} \\ \delta_{2y} \end{bmatrix} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha & \sin \alpha \cdot \cos \alpha \\ \sin \alpha \cdot \cos \alpha & \sin^2 \alpha \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \delta_{2x} \\ \delta_{2y} \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

A partir esta ecuación se obtienen las fuerzas en el eje x y el eje y del extremo (2) de la cuerda. El cálculo realizado para obtener estas fuerzas (ecuación 2.6 y 2.7) se muestra a continuación:

Eje x :

$$F_{2x} = \frac{EA}{L} (\cos^2 \alpha \cdot \delta_{2x} + \sin \alpha \cdot \cos \alpha \cdot \delta_{2y})$$

$$F_{2x} = \frac{EA}{L} (\cos^2 \alpha \cdot (r_i \theta \cos \alpha) + \sin \alpha \cdot \cos \alpha \cdot (r_i \theta \sin \alpha))$$

$$F_{2x} = \frac{EA}{L} (r_i \theta \cos \alpha (\cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha))$$

$$F_{2x} = \frac{EA}{L} (r_i \theta \cos \alpha) \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Eje y:

$$F_{2y} = \frac{EA}{L} (\sin \alpha \cdot \cos \alpha \cdot \delta 2x + \sin^2 \alpha \cdot \delta 2y)$$

$$F_{2y} = \frac{EA}{L} (\sin \alpha \cdot \cos \alpha \cdot (r_i \theta \cos \alpha) + \sin^2 \alpha (r_i \theta \sin \alpha))$$

$$F_{2y} = \frac{EA}{L} (r_i \theta \sin \alpha (\cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha))$$

$$F_{2y} = \frac{EA}{L} (r_i \theta \sin \alpha) \quad (\text{Ec. 2.7})$$

La fuerza resultante en el extremo (2) se muestra en la ecuación 2.8.

$$F_2 = \frac{EA}{L} (r_i \theta) \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Al reemplazar la ecuación 2.8 en la ecuación 2.1, donde F_2 es denominado F_i y el valor del escalar $k_i = \frac{EA}{L}$, se obtiene la ecuación 2.9.

$$\sum \left(\frac{EA}{L} (r_i \theta) \right) r_i - mgx_G = -I_G \ddot{\theta} - m \ddot{u}_G h_G$$

$$\sum k_i r_i^2 \theta - mgx_G = -I_G \ddot{\theta} - m \ddot{u}_G h_G \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Luego de reemplazar $\ddot{u}_G = \ddot{u}_0 + \ddot{x}_G$ y $\theta = x_G/h_G$ en la ecuación 2.9, se obtuvo:

$$\left(\frac{I_G}{h_G^2} + m \right) \ddot{x}_G + \left(\frac{\sum k_i r_i^2}{h_G^2} - \frac{mg}{h_G} \right) x_G = -m \ddot{u}_0 \quad (\text{Ec. 2.10})$$

La ecuación 2.10 se puede expresar también como la mostrada en la ecuación 2.11, en la que se ha añadido el término de amortiguamiento para simular la pérdida de energía por impacto del bloque.

$$M_e \ddot{x}_G + C_e \dot{x}_G + K_e x_G = -m \ddot{u}_0 \quad (\text{Ec. 2.11})$$

En esta ecuación 2.11, la masa equivalente (M_e), la rigidez equivalente (K_e) y el cociente de amortiguamiento equivalente (C_e) son, respectivamente:

$$M_e = \frac{I_G}{h_G^2} + m \quad (\text{Ec. 2.12})$$

$$K_e = \frac{\sum k_i r_i^2}{h_G^2} - \frac{mg}{h_G} \quad (\text{Ec. 2.13})$$

$$C_e = 2\zeta \sqrt{K_e M_e} \quad (\text{Ec. 2.14})$$

Y el periodo natural del sistema es:

$$T_n = 2\pi\sqrt{M_e/K_e} \text{ (Ec. 2.15)}$$

A partir de una señal sísmica se obtiene un espectro de respuesta de pseudo-aceleración y un espectro de desplazamiento. Con el espectro con el factor de amortiguamiento (ζ) del sistema y el periodo natural (T_n) del bloque reforzado con cuerdas se halla la máxima aceleración $S_a(T_n, \zeta)$.

La fuerza máxima en la cuerda i se define por el máximo desplazamiento del bloque. Dado que la rigidez de la cuerda k_i solo depende de las propiedades de la cuerda y la deformación δ_i se verá afectada por el ángulo θ que forme desplazamiento x_G con la altura h_G . El desplazamiento x_G es igual al desplazamiento máximo $S_d(T_n, \zeta)$ del espectro obtenido del movimiento de la mesa vibradora. En consecuencia, la expresión final para determinar la fuerza máxima en cada cuerda se muestra en la ecuación 2.16.

$$F_i = k_i \frac{r_i}{h_G} S_d(T_n, \zeta) \text{ (Ec. 2.16)}$$

2.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE REFUERZO

Con base en el análisis del comportamiento dinámico de bloques rígidos de restringidos al volteo por cuerdas elásticas, se propone un procedimiento de diseño para el refuerzo sísmico de estructuras de adobe. A continuación, se describe este procedimiento:

1. Seleccionar una señal sísmica (Figura 2.9a) o un espectro de pseudo-aceleración (Figura 2.9b) de características propias del lugar de construcción de las viviendas de adobe (Figura 2.9).

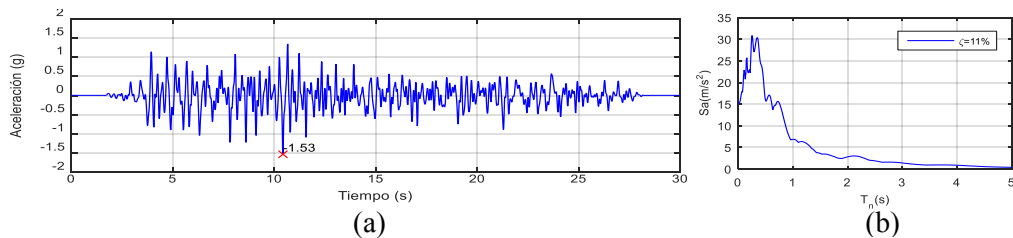


Figura 2.9. Señal sísmica y espectro de pseudo-aceleración

2. Seleccionar un tipo de cuerda que sea disponible en la zona en la que se va a realizar el reforzamiento (Figura 2.10).

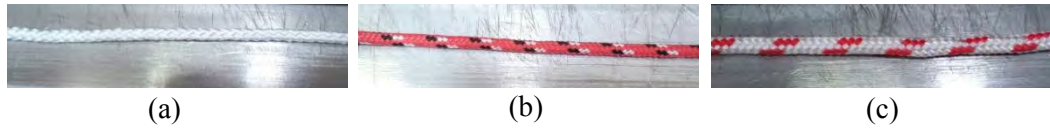


Figura 2.10. Ejemplos de tres tipos de cuerdas sintéticas o drizas: (a) de diámetro 5/32", (b) de diámetro 3/16" y (c) de diámetro 1/4"

3. Evaluar las propiedades mecánicas de la cuerda: rigidez (K), fuerza última (Fu) y módulo de elasticidad (E).
4. Escoger una distribución preliminar de refuerzo con cuerdas de acuerdo con la trama de la albañilería de adobe (Figura 2.11).

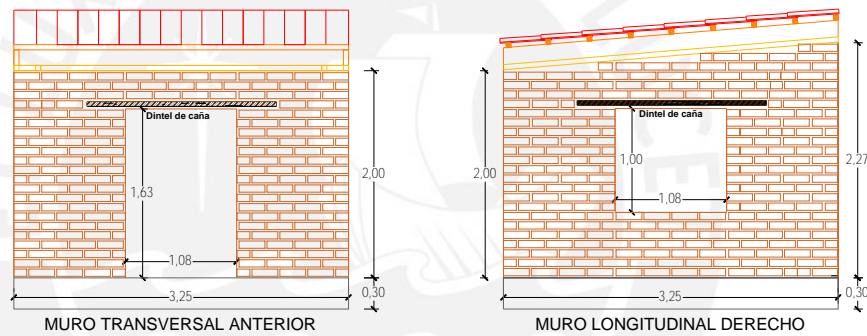


Figura 2.11. Trama de albañilería de adobe

5. Estudiar todos los posibles mecanismos de falla de volteo (Figura 2.12).

Volteo de muro completo	Volteo de esquina completa	Volteo de esquina superior

Figura 2.12. Mecanismos de falla de volteo seleccionados

6. Para cada mecanismo:
 - Calcular propiedades mecánicas: masa equivalente (M_e) y rigidez equivalente (K_e) del bloque.
 - Escoger un coeficiente de amortiguamiento (C_e) que simule la pérdida de energía por impacto en bloques de adobe o el amortiguamiento (ζ). Para la albañilería de adobe se emplea usualmente $\zeta = 11\%$.
 - Calcular el periodo natural (T_n).
 - Calcular la pseudo-aceleración $S_a(T_n, \zeta)$ y el desplazamiento $S_d(T_n, \zeta)$ correspondiente al periodo natural y amortiguamiento del sistema.
 - Calcular la fuerza máxima en cada cuerda y el factor de seguridad (FS).

$$FS = \frac{F_u}{f_{\max}} \quad (\text{Ec. 2.17})$$

7. Comprobar que el diseño sea adecuado. Se ha seleccionado como parámetro de comprobación el factor de seguridad de las cuerdas. Para que el diseño del refuerzo sea conservador, el límite de aceptación será $FS = 2,0$.
 - Si $FS \geq 2,0$, pasar a paso 8.
 - Si $FS < 2,0$, regresar al paso 4.
 - Si no hay diseño adecuado, regresar al paso 2.
8. Analizar el costo de material y ejecución del refuerzo sísmico.

2.4 VERIFICACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO DE REFUERZO

En Sosa y Soto (2014) se emplea una técnica dual de protección sísmica para viviendas de adobe usando la reparación de fisuras con barro líquido y el reforzamiento externo de muros con cuerdas sintéticas (drizas). A manera de verificación del método de diseño de refuerzo, y como parte de su validación, se realiza el cálculo con el refuerzo empleado en dicha investigación. Este modelo presentó las dimensiones típicas de los modelos de albañilería de adobe usados en anteriores investigaciones. La Figura 2.13 muestra una vista isométrica del modelo de adobe con las medidas de los muros ([Sarmiento, 2016](#)).

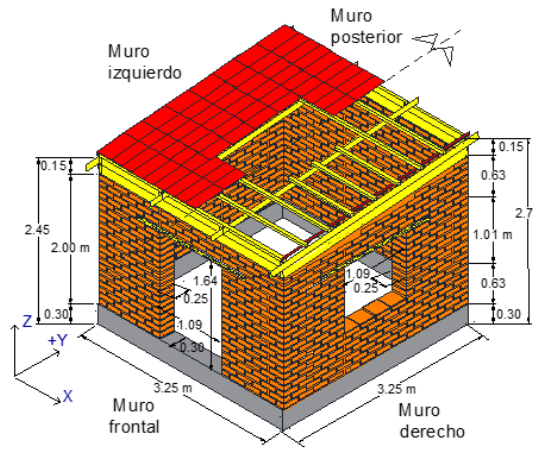


Figura 2.13. Ilustración 3D del modelo a escala natural típico de adobe

El refuerzo externo se llevó a cabo con drizas horizontales y verticales de diámetro nominal de 1/4" espaciadas cada 250 mm. El espaciamiento de las drizas horizontales representa a una driza cada dos hiladas aproximadamente. Y el espaciamiento de las drizas verticales representa a una driza cada adobe. La

Figura 2.14 muestra los esquemas del refuerzo horizontal donde las drizas bordean al muro y del refuerzo vertical donde las drizas van desde encima de la cimentación y bordean al muro junto con la viga collar.

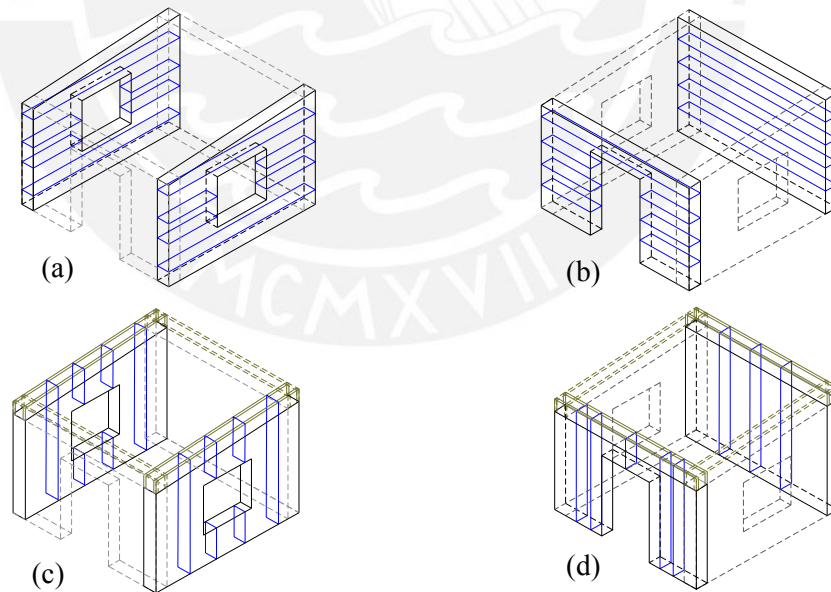


Figura 2.14. Esquemas de refuerzo con malla de drizas: (a) refuerzo horizontal en muros laterales, (b) refuerzo horizontal en muros transversales, (c) refuerzo vertical en muros laterales y (d) refuerzo vertical en muros transversales

Todas las cuerdas se tensaron manualmente mediante templadores. El refuerzo de drizas horizontales estuvo en contacto con el adobe y junta de mortero. En las esquinas, la cuerda se colocó dentro de un pequeño tubo plástico para proteger la pared de adobe. Las mallas en ambas caras se unieron por drizas de 1/8" de diámetro que atravesaron la pared a través de las juntas de mortero. En la Figura 2.15 se muestran fotografías del proyecto de reparación y refuerzo de muros ([Sosa y Soto, 2014](#)).



(a) Tensado de cuerdas mediante templadores

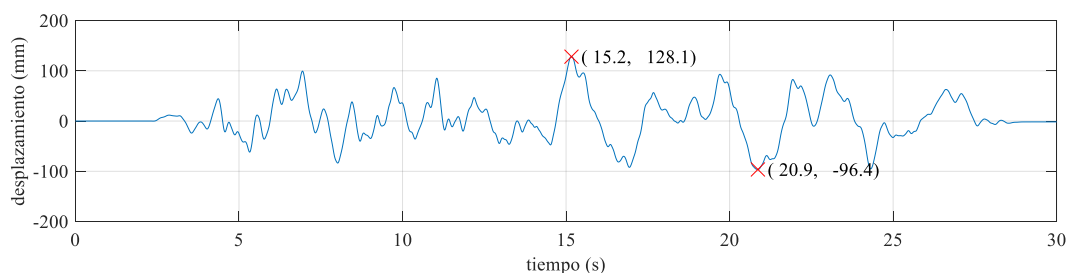


(b) Cuerdas horizontales en contacto con adobe y mortero

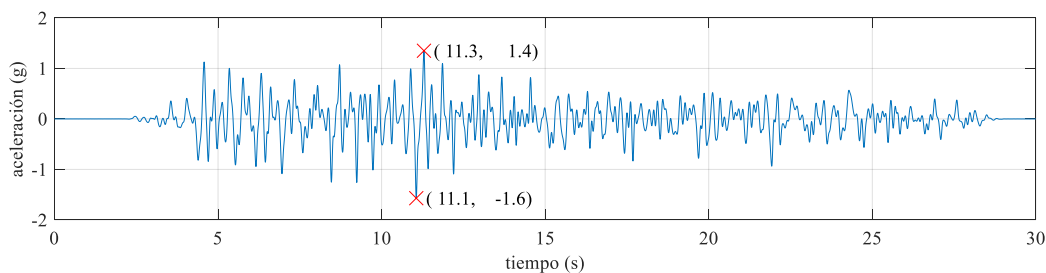
Figura 2.15. Fotografías del proyecto de reparación y refuerzo de muros

Las propiedades mecánicas de las drizas fueron obtenidas mediante ensayos de tensión realizados en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP. Los resultados de este ensayo proveyeron una fuerza máxima igual a 2,0 kN y un módulo de elasticidad igual a 100 MPa.

El ensayo de simulación sísmica del modelo reparado y reforzado se realizó en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP utilizando una señal de comando derivada de la componente longitudinal del sismo registrado el 31 de mayo de 1970 en Lima. Este ensayo consistió de cinco fases de movimiento con desplazamientos crecientes. Las dos últimas fases tuvieron un desplazamiento máximo de la mesa vibratoria igual a $D_0 = 130 \text{ mm}$ (Figura 2.16).



(a) Señal de desplazamiento – Plataforma de la mesa vibratoria. MCR02



(b) Señal de aceleración – Plataforma de la mesa vibradora. MCR02

Figura 2.16. Señal de registro de la mesa vibradora MCR02 $D_0 = 130 \text{ mm}$

Estas fases de $D_0 = 130 \text{ mm}$ produjeron un significativo aumento en el daño del modelo, y todas las fisuras reparadas se abrieron. En consecuencia, el refuerzo externo de muros con drizas fue fundamental para mantener los bloques de adobe juntos.

2.4.1 Aplicación del método de diseño de refuerzo en el modelo MCR02

La aplicación del método de diseño de refuerzo en el modelo MCR02 se llevó a cabo con la señal sísmica de $D_0 = 140 \text{ mm}$ para los tres mecanismos de colapso. En el cálculo se consideró el aporte de todas las cuerdas horizontales y verticales. La componente vertical del peso produce un momento contrario al momento que generan las fuerzas de las cuerdas de refuerzo. Para que se produzca dicho momento el desplazamiento del centro de masa debe sobrepasar la posición de equilibrio del bloque. Es decir, la metodología de diseño evalúa la resistencia de las cuerdas desde que el desplazamiento supera la posición de equilibrio. La Tabla 2.2 muestra los parámetros dinámicos para los mecanismos de colapso con refuerzo de cuerdas de 1/4” de diámetro.

Tabla 2.2. Parámetros de los mecanismos de colapso con refuerzo de cuerdas de 1/4”

Mecanismos de colapso	Volteo de muro completo	Volteo esquina completa	Volteo esquina superior
M_e (ton)	4,18	1,91	0,89
K_e (kN/m)	57,73	3,37	5,81
T (s)	1,70	4,73	2,47
S_a (m/s ²)	4,29	1,13	2,69

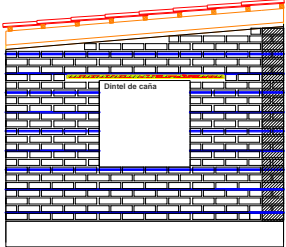
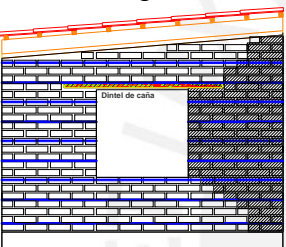
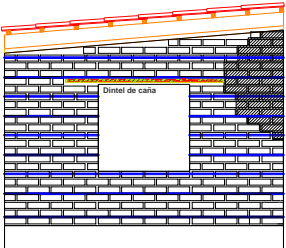
La Tabla 2.3. indica los resultados del refuerzo con cuerdas de 1/4". En ella se puede observar la distribución del refuerzo, las fuerzas en cada cuerda (F_i), la deformación de cada cuerda (δ_i) y los factores de seguridad (FS) obtenidos. Las drizas de refuerzo horizontal son nueve en total, y se enumeran de la parte inferior a la parte superior del muro. Las drizas de refuerzo vertical se enumeran de derecha a izquierda teniendo como inicio la driza más cercana al punto de pivote del bloque de volteo.

Debido a la geometría de los bloques de volteo, no trabajarán las mismas drizas en todos los mecanismos. Para el mecanismo de volteo de muro completo trabajarán todas las drizas horizontales; sin embargo, las cuerdas verticales del plano perpendicular al volteo no retienen el bloque.

En el mecanismo de volteo de esquina completa se considera que no trabajarán las drizas ubicadas en las filas 4, 5, 6 y 7; pues se encuentran en la zona de la ventana, la cual al desprenderse por completo pierde el extremo fijo es la estructura principal. Las cuerdas verticales que aportan a restringir el movimiento para este mecanismo son las que pasan por el bloque de volteo.

Para el mecanismo de volteo de la esquina superior trabajan solo las drizas de las filas 5 en adelante, pues en bloque de volteo inicia a la altura de esta fila. Y al igual que para el mecanismo de volteo de la esquina completa, las cuerdas verticales que aportan son las que pasan por el bloque de volteo.

Tabla 2.3. Resultados con cuerdas de 1/4" en los tres mecanismos de colapso

<p>Volteo de muro completo</p> 	Distribución de refuerzo horizontal						
	Fila	r_i (m)	N.º cuerda	L(m)	F_i (N)	δ_i (mm)	FS
	9	1,95	8	3,25	520	534	3,9
	8	1,72	4	3,24	459	471	4,4
	7	1,50	4	1,08	1204	411	1,7
	6	1,27	4	1,08	1019	348	2,0
	5	1,05	4	1,08	843	287	2,4
	4	82	4	1,08	658	225	3,0
	3	60	4	3,25	160	164	12,5
	2	37	4	3,25	99	101	20,3
	1	10	4	3,25	27	27	75,0
<p>Volteo esquina completa</p> 	Distribución de refuerzo horizontal						
	Fila	r_i (m)	N.º cuerda	L(m)	F_i (N)	δ_i (mm)	FS
	9	1,95	4	3,25	945	970	2,1
	8	1,72	2	3,25	834	856	2,4
	3	0,60	2	3,25	291	299	6,9
	2	0,37	2	3,25	179	184	11,2
	1	0,10	2	3,25	49	50	41,3
	Distribución de refuerzo vertical						
	Fila	r_i (m)	N.º cuerda	L(m)	F_i (N)	δ_i (mm)	FS
	3	0,78	2	2,10	1170	388	1,7
	2	0,52	2	2,00	819	259	2,4
1	0,26	2	2,10	390	129	5,1	
<p>Volteo esquina superior</p> 	Distribución de refuerzo horizontal						
	Fila	r_i (m)	N.º cuerda	L(m)	F_i (N)	δ_i (mm)	FS
	9	0,95	4	3,25	411	422	4,9
	8	0,72	2	3,25	311	320	6,4
	7	0,50	2	1,08	651	222	3,1
	6	0,27	2	1,08	351	120	5,7
	5	0,05	2	1,08	65	22	30,7
	Distribución de refuerzo vertical						
	Fila	r_i (m)	N.º cuerda	L(m)	F_i (N)	δ_i (mm)	FS
	2	0,52	2	2,00	731	231	2,7
	1	0,26	2	2,10	348	115	5,8

Considerar la componente del peso de los bloques disminuye considerablemente la rigidez equivalente del sistema en todos los mecanismos de colapso. El factor de seguridad mínimo encontrado en las cuerdas horizontales fue $FS_{\min} = 1,7$, el cual se presentó en el mecanismo de colapso del muro completo. Para las cuerdas verticales se obtuvo un $FS_{\min} = 1,7$, el cual se presentó en el mecanismo de colapso de la esquina completa. Es por ello que se les considera a estos mecanismos como los más desfavorables.

Las mayores deformaciones se presentaron en el mecanismo de volteo de la esquina completa, lo que se debe a que en este mecanismo el peso del bloque es cerca de la mitad del bloque completo y las drizas de refuerzo que trabajan son menos de la mitad del refuerzo completo.

Por otro lado, en el ensayo de simulación sísmica se observó como elemento principal la formación del mecanismo de colapso de volteo de la esquina superior, donde las cuerdas sostuvieron los bloques de adobe, impidiendo el colapso de la estructura. Los factores de seguridad de las cuerdas obtenidas del cálculo reflejan lo ocurrido en el ensayo. Sin embargo, se recomienda que los factores de seguridad sean mayores a 2,0. Además, se puede optar por colocar mayores refuerzos en la zona de la ventana y en la zona superior, dado que las deformaciones aumentan en relación con la altura de la cuerda y los factores de seguridad en estas zonas son menores.

3 CARACTERÍSTICAS DEL MODELO DE ADOBE

En esta sección se describen las propiedades de los materiales empleados en la construcción del modelo de adobe. Además, se detallan las propiedades del material de refuerzo y los criterios considerados en su selección.

3.1 UNIDADES DE ADOBE

La arcilla es el componente más importante del suelo para las unidades de adobe, pues proporciona la resistencia y la adhesión necesarias. Los ensayos de campo permiten determinar la presencia de arcilla de un suelo.

Para determinar la “presencia de arcilla” o “resistencia seca” se forman cuatro bolitas de 20 mm de diámetro con el suelo y se agrega la mínima cantidad de agua, se las deja secar durante 48 horas y luego se la presiona fuertemente con el dedo pulgar contra el índice. Si la bolita no se rompe, quiere decir que el suelo contiene arcilla y se puede usar para la construcción ([Norma E.080, 2017](#)) (Figura 3.1).



(a) Formación de bolita de tierra (b) Presionar con el dedo pulgar contra el índice

Figura 3.1. Ensayo de campo para determinar la “presencia de arcilla” o “resistencia seca”

Los ensayos de campo validaron el uso del suelo seleccionado como material para la fabricación de las unidades de adobe y mortero. Luego, se tamizó todo el suelo para eliminar impurezas (piedras, basura o plantas). Posteriormente se le acomodó en rumas, se le echó agua hasta que se formara barro y se le dejó reposar por dos o tres días (Figura 3.2).



(a) Tamizado del suelo



(b) Formación de barro

Figura 3.2. Tratamiento del suelo previo a la fabricación de las unidades de adobe

La arcilla que contiene el suelo genera contracción por secado; por ello se emplean aditivos naturales con la finalidad de controlar esta microfisuración. La paja y arena gruesa son los aditivos más adecuados para mejorar la calidad de la mampostería de adobe ([Vargas et al., 1984](#)). La mezcla del barro con estos aditivos debe ser uniforme. Se realiza la mezcla en proporción volumétrica 5:1:1 (suelo:arena:paja) para las unidades de adobe, y en proporción volumétrica 3:1:1 (suelo:arena:paja) para el mortero.

La elaboración de las unidades de adobe se realiza con dos tipos de moldes: uno produce adobes cuadrados de 250 mm x 250 mm x 70 mm, y el otro, medios adobes de 125 mm x 125 mm x 70 mm. Las medidas internas de los moldes tienen 20 mm adicionales por lado respecto a las dimensiones finales de las unidades de adobe, pues consideran la reducción de los adobes debido al secado (Figura 3.3).

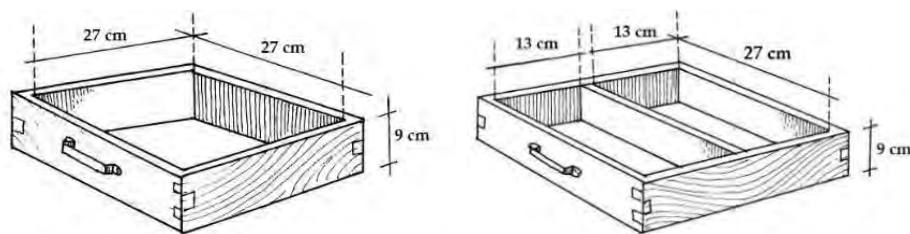


Figura 3.3. Moldes de madera utilizados en la producción de adobes

Estos moldes se humedecen, se cubren de arena y se llenan con la mezcla de barro en forma de bolas. Se compacta con las manos por el centro y las esquinas del molde y se empareja con una regla húmeda de madera. En la Figura 3.4 se puede observar el proceso de elaboración de las unidades de adobe.



Figura 3.4. Proceso de elaboración de unidades de adobes

El tiempo de secado de las unidades de adobe fue de aproximadamente 6 semanas. A los 10 días de elaboradas, se voltearon para alcanzar un secado uniforme. La Norma E.080 no indica un tiempo específico de secado para las unidades de adobe; solo recomienda un secado lento en tendales que las protejan del sol y del viento (Figura 3.5).

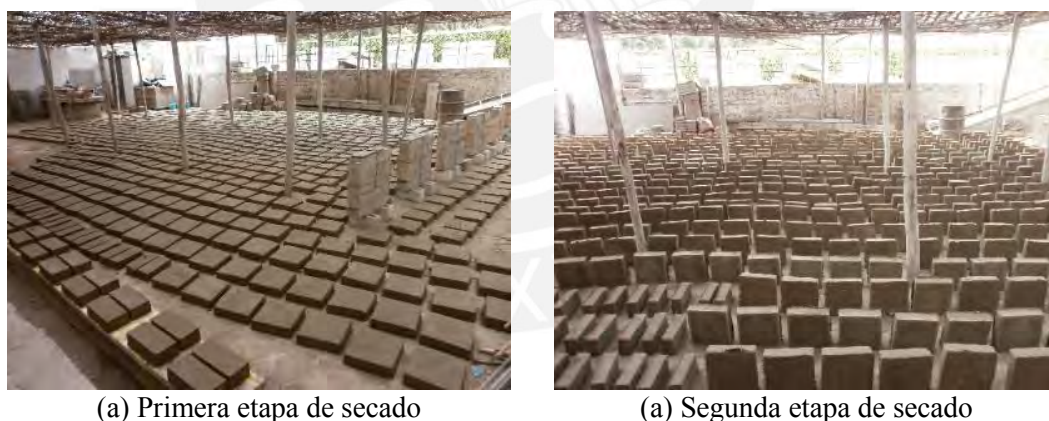


Figura 3.5. Secado de adobes en adobera del Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP

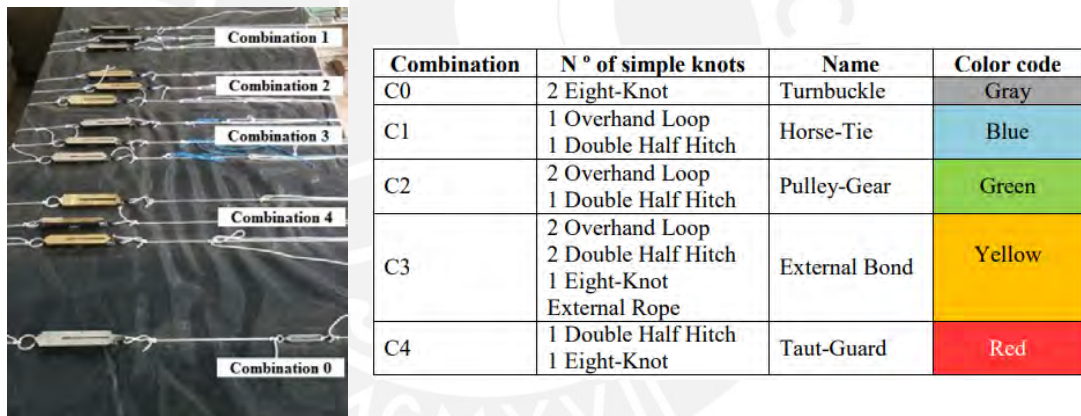
3.2 ALBAÑILERÍA DE ADOBE

Los muros de albañilería de adobe están sometidos principalmente a compresión proveniente del peso propio de la estructura. Sin embargo, cuando ocurren eventos sísmicos, la estructura se ve sometida a un movimiento vibratorio complejo

que produce esfuerzos de tracción importantes. Se han realizado diversos ensayos de compresión en pilas y muretes de adobe. Estos ensayos han dejado como resultado promedio un módulo de elasticidad de 200 MPa y una densidad del adobe de 1800 kg/m³.²

3.2.1 Cuerdas para malla de refuerzo

El método de diseño desarrollado en este proyecto se basa en un refuerzo sísmico económico y simple formado por una malla de cuerdas sintéticas (drizas). En [Sosa y Soto \(2014\)](#) se emplearon templadores para amarrar las cuerdas, los cuales encarecieron el refuerzo. Con la finalidad de reemplazar los templadores se hizo un arduo estudio de diferentes combinaciones de nudos en cuerdas sintéticas de distintos diámetros (Figura 3.6) ([Mattsson, 2015](#)). De este estudio resultó óptima la combinación C4 del nudo ocho con dos nudos simples, el cual se empleó para el refuerzo del proyecto.



(a) Combinaciones de nudo (b) Tabla de descripción combinaciones de nudos

Figura 3.6. Combinaciones de nudos estudiadas en [Mattsson \(2015\)](#)

La selección de la cuerda se basó en su diámetro y su disponibilidad. El diámetro de la cuerda es de gran importancia, pues al aplicarse como un reforzamiento externo los muros requerirán un tarrajeo de un espesor igual a tres veces el diámetro de la cuerda. Además, se debe tener en cuenta que, de acuerdo con recomendaciones de la norma E0.80, el tarrajeo debe tener entre 15 mm y 20 mm de espesor. Por otro

² En La Torre (2017) se realiza una extensa explicación de estos resultados.

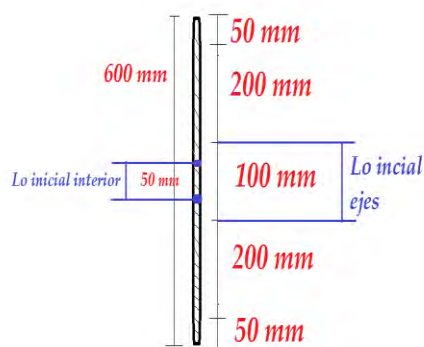
lado, la disponibilidad de la cuerda en la zona garantiza que la técnica sea asequible para la población rural.

En función de estos parámetros de selección se determinó que la cuerda más adecuada es una cuerda sintética o driza de 5/32" de diámetro nominal. Esta cuerda es la más comercial en las zonas rurales del Perú y los muros de adobe reforzados con esta cuerda requerirían un tarrajeo de 15 mm a 20 mm de espesor

Ensayo de tracción de cuerdas 5/32" de diámetro

El ensayo de tracción fue realizado en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP. Este ensayo se realiza a una velocidad de 10 mm/min en la máquina Universal MTS, cuyo pistón tiene una carrera máxima de 100 mm. Sin embargo, en algunos ensayos se superaron los 100 mm de carrera. En estos casos se registró la fuerza última de forma manual y se midió la longitud inicial y final de la cuerda con una wincha.

Los especímenes de ensayo fueron de 600 mm de longitud. Ambos extremos del espécimen se amarraron a mordazas con un nudo ocho que no permite deslizamiento. La longitud a ejes de mordaza estuvo entre 100 mm y 150 mm, y en ella se marcó una longitud interior inicial de 50 mm. Se ensayaron un total de seis especímenes para obtener un resultado confiable y se pudieran eliminar los casos atípicos (Figura 3.7).



(a) Esquema de espécimen de ensayo



(b) Ensayo de tracción en MTS

Figura 3.7. Ensayo de tracción de cuerdas sintéticas de 5/32"

Para los ensayos se midió el diámetro real de los especímenes, pues 5/32" corresponde a su diámetro nominal. Se registró la longitud interior inicial (50 mm) y la longitud final. Los resultados obtenidos demostraron un porcentaje de elongación

de la cuerda de más del 100%. El módulo de elasticidad promedio fue de 64 MPa y la fuerza última promedio de 1,00 kN (Tabla 3.1).

Tabla 3.1. Resumen de datos y resultados del ensayo a tracción

Ensayo	Ø real prom. (mm)	L final interior (mm)	% de elongación	Fuerza última (kN)	Esfuerzo último (MPa)	Módulo de elasticidad (MPa)
N.º 1	3,87	115	130	0,95	80,76	67
N.º 2	4,07	110	120	1,00	77,06	53
N.º 3	3,97	115	130	1,00	78,93	65
N.º 4	3,97	114	128	1,23	90,72	74
N.º 5	4,00	130	160	1,02	78,05	63
N.º 6	4,00	108	116	0,99	78,46	60
Prom.	-	-	130,7	1,00	80,86	64

La fuerza última para el diseño consideró un factor de reducción de 0,7, dado que la fuerza de rotura de la combinación C4 es igual al 70% de la fuerza de rotura para la driza sin nudos (Mattsson, 2015). De modo que para el diseño se emplearon los valores $F_u = 0,7$ kN y $E = 60$ MPa.

3.3 DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ALBAÑILERÍA DE ADOBE

El modelo de adobe a escala natural presentó una configuración similar en forma y dimensiones a la utilizada en investigaciones anteriores, con el fin de poder comparar los resultados. Este modelo tuvo una forma cuadrada en planta de 3,25 m de lado. La altura de los muros variaba debido a que el techo tenía un desnivel de 0,27 m. El muro más bajo (muro transversal anterior), de 2,00 m de altura, tuvo un vano centrado de puerta (1,08 m x 1,64 m). A su vez, el muro más alto (muro transversal posterior), de 2,27 m de altura, careció de vanos. Los muros laterales (muro longitudinal derecho y muro longitudinal izquierdo) incluían vanos de ventana (1,08 m x 1,00 m). Los muros fueron construidos con adobes cuadrados y medios adobes unidos con mortero de espesor 20 mm. La Figura 3.8 muestra las dimensiones del modelo de adobe a escala natural.

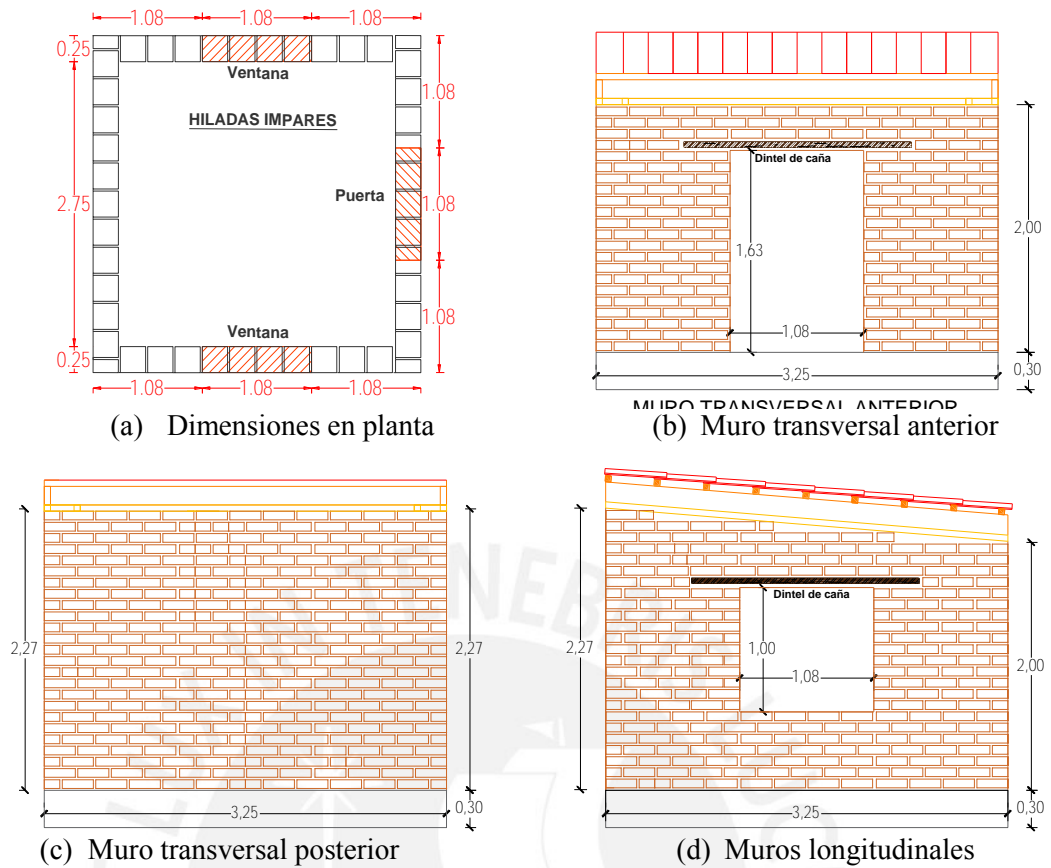


Figura 3.8. Vista en planta y elevación real del modelo de adobe

En total, se produjeron 780 adobes cuadrados y 146 medios adobes. En la Tabla 3.2 aparece la cantidad detallada por muro.

Tabla 3.2. Cantidades de adobes empleados en el modelo de adobe

MURO	Adobe cuadrado (und.)	Medio adobe (und.)
Muro transversal anterior (MTA)	143	40
Muro longitudinal derecho (MLD)	187	40
Muro longitudinal izquierdo (MLI)	187	40
Muro transversal posterior (MTP)	263	26
Total	780	146

3.3.1 Construcción del modelo de albañilería de adobe

El modelo se construyó sobre un anillo de concreto armado que simula una cimentación rígida. Este anillo tuvo una forma cuadrada con 3,25 m de lado, con una sección transversal de 300 mm x 300 mm y pesó 27,3 kN. La construcción del modelo

consistió en la unión de cuatro muros que formaron una estructura cuadrada. En la figura 3.9 se muestra el encuentro en forma de “L” de los adobes en las esquinas.

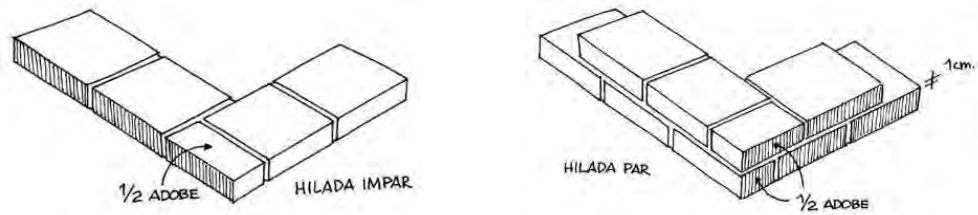


Figura 3.9. Detalles de emplantillado en esquina, encuentro tipo “L”

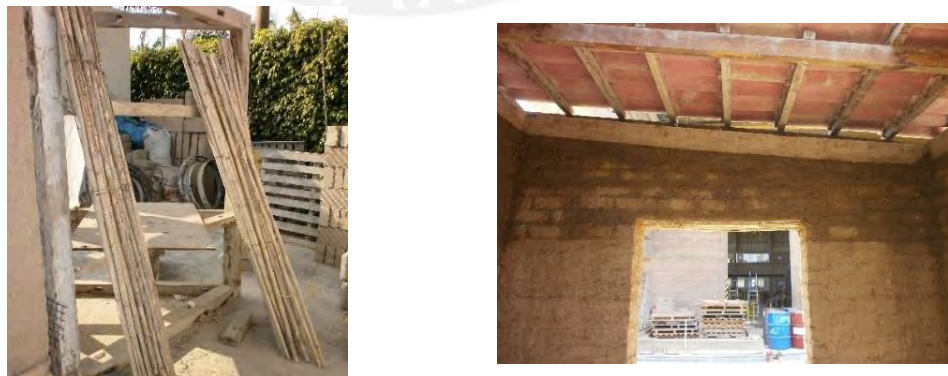
Antes de la construcción de los muros se hizo un emplantillado que consistió en colocar los adobes sin mortero para conocer su ubicación en cada hilada. Luego, se asentó la primera hilada sobre una base de mortero de 10 mm de espesor. Todos los adobes fueron mojados antes de ser asentados (Figura 3.10).



(a) Emplantillado sobre cimentación (b) Primera hilada sobre base de mortero

Figura 3.10. Inicio de la construcción del modelo de adobe a escala natural

Para la puerta y las ventanas se utilizaron dinteles flexibles conformados por un atado de cañas amarrado con alambre número 16 (Figura 3.11), que contribuyeron a evitar fallas locales provocadas por el impacto del dintel contra los muros.



(a) Atados de caña (b) Dintel de caña en vano de ventana

Figura 3.11. Dintel flexible conformado por atado de cañas amarradas con alambre

Encima de los muros se colocó una viga collar de madera en forma de escalera que brinda un comportamiento integrado de las paredes ante eventos sísmicos. Sobre la viga collar se clavaron 4 vigas y 9 listones de madera. Los listones sostuvieron las tejas de arcilla y se dejó una abertura de 1,1 m x 1,6 m en el centro del techo para facilitar el traslado del modelo a la plataforma de ensayo. La Figura 3.12 muestra la construcción de la estructura de madera y la cobertura de tejas del techo.



(a) Estructura de madera del techo



(b) Cobertura de tejas del techo

Figura 3.12. Colocación de la estructura y cobertura para el techo del modelo de adobe

La construcción del modelo sin refuerzo empezó el 6 de octubre de 2014 y culminó el 17 de octubre de 2014 (Figura 3.13).



(a) Vista anterior (MTA-MLI)



(b) Vista posterior (MTP-MLI)

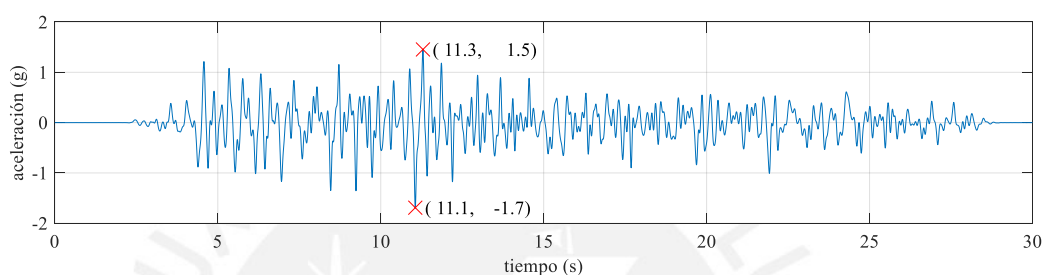
Figura 3.13. Modelo de adobe a escala natural totalmente construido

4 DISEÑO DE REFUERZO CON CUERDAS DE 5/32”

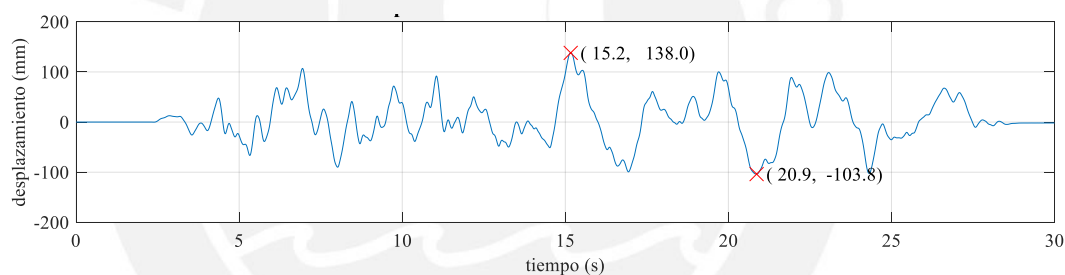
4.1 PARAMETROS DE DISEÑO

4.1.1 Señal sísmica

La señal sísmica se obtuvo del registro de la mesa vibradora durante el ensayo del modelo MCR02 (Sosa y Soto, 2014) escalado a un desplazamiento máximo de 140 mm. Este registro corresponde al componente longitudinal del terremoto del 31 de mayo de 1970 medido en Lima (Ms 7,6) (Figura 4.1.).



(a) Señal de aceleraciones – MCR02. Escalado a 140 mm



(b) Señal de desplazamiento – MCR02. Escalado a 140 mm

Figura 4.1. Registros de la mesa vibradora en el ensayo MCR02 escalado a 140 mm

4.1.2 Características de la cuerda seleccionada

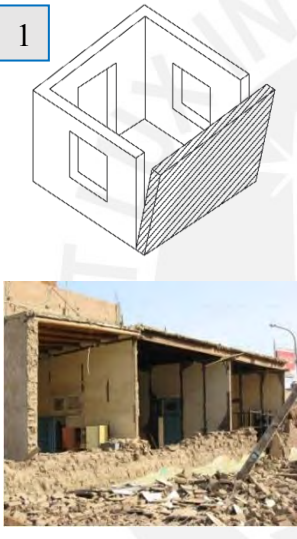
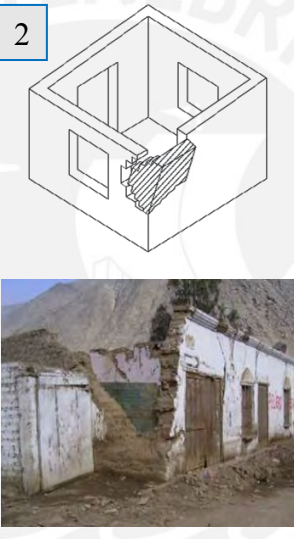
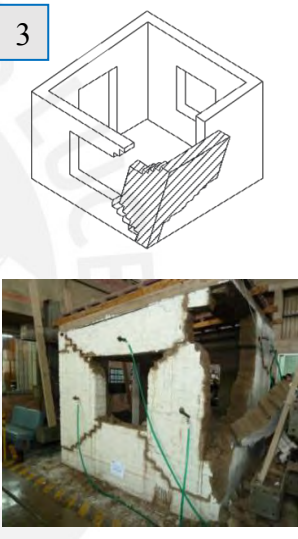
La cuerda sintética o driza seleccionada para el refuerzo presentó un diámetro nominal de 5/32”, con un área de $A = 12,37 \text{ mm}^2$. Esta cuerda tuvo como propiedades mecánicas una resistencia última de $F_u = 0,70 \text{ kN}$ y un módulo de elasticidad de $E = 60 \text{ MPa}$. La rigidez de la cuerda de 5/32” depende de su longitud, siguiendo la siguiente expresión:

$$K = \frac{EA}{L} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

4.1.3 Mecanismos de colapso

El método de diseño se basó en el análisis de sólidos rígidos restringidos al volteo, por lo cual se emplearon los mecanismos de colapso que contemplan el volteo de muros en grandes bloques. En la Tabla 4.1 se esquematizan los mecanismos de falla usados para calcular la máxima fuerza en las cuerdas. De estos tres mecanismos se asumirá como el más crítico aquel que tenga el menor factor de seguridad de fuerza (FS) en alguna cuerda.

Tabla 4.1. Mecanismos de colapso para cálculo de refuerzo

<i>Volteo de muro completo</i>	<i>Volteo de esquina superior</i>	<i>Volteo de esquina completa</i>
<p>1</p> 	<p>2</p> 	<p>3</p> 

4.2 DISTRIBUCIÓN DE CUERDAS DE REFUERZO

Para el diseño del refuerzo se propusieron diversas distribuciones de refuerzo hasta obtener una distribución óptima y segura. La distribución seleccionada consistió en cuerdas horizontales cada dos hiladas hasta la parte baja de la ventana, cada hilada con doble cuerda en la altura restante y en cuerdas verticales cada medio adobe. De acuerdo con el procedimiento de diseño, luego de determinar la distribución se calcularon los parámetros equivalentes de masa y rigidez. Con estos parámetros se calculó el periodo natural y la pseudo-aceleración correspondiente al periodo y sismo de diseño. Este proceso se realizó para los tres mecanismos de colapso vistos en la sección 4.1.3 (Tabla 4.2).

Tabla 4.2. Parámetros equivalentes para cada mecanismo de colapso

Mecanismos de colapso	Volteo de muro completo	Volteo esquina completa	Volteo esquina superior
Me (ton)	4,18	1,91	0,89
Ke (kN/m)	19,46	2,36	9,88
T (s)	2,91	5,65	1,89
Sa (m/s ²)	2,43	0,83	3,59

La Tabla 4.3 muestra los resultados de fuerzas máximas (F_i), elongaciones máximas (δ_i) y factores de seguridad (FS) en el mecanismo de colapso de muro completo. En este mecanismo trabajan las cuerdas horizontales transversales al muro, es decir, las cuerdas horizontales de los muros laterales. El número de cuerdas en la parte baja del muro fue 4, pues hay 2 cuerdas por cada muro lateral; y en la parte superior el número de cuerdas fue 8, porque allí se colocó doble cuerda. El menor factor de seguridad de este mecanismo fue 2,3, con lo que se cumplió la condición de ser mayor de 2,0.

Tabla 4.3. Resultados del diseño de refuerzo para volteo de muro completo

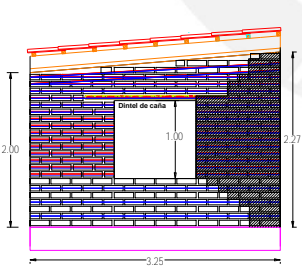
Fila	Distribución horizontal					
	r_i (m)	N.º cuerda	L(m)	F_i (N)	δ_i (mm)	FS
20	2,13	8	3,25	134	588	5,2
19	2,04	8	3,25	129	563	5,4
18	1,95	8	3,25	123	538	5,7
17	1,86	8	3,25	117	513	6,0
16	1,77	8	3,25	112	489	6,3
15	1,68	8	3,25	106	464	6,6
14	1,59	8	1,08	302	439	2,3
13	1,50	8	1,08	285	414	2,5
12	1,41	8	1,08	268	389	2,6
11	1,32	8	1,08	251	364	2,8
10	1,23	8	1,08	234	340	3,0
9	1,14	8	1,08	216	315	3,2
8	1,05	8	1,08	199	290	3,5
7	0,96	8	1,08	182	265	3,8
6	0,87	8	1,08	165	240	4,2
5	0,78	8	1,08	148	215	4,7
4	0,69	8	1,08	131	190	5,3
3	0,51	4	3,25	32	141	21,8
2	0,33	4	3,25	21	91	33,6
1	0,15	4	3,25	10	41	74,0

Volteo de muro completo



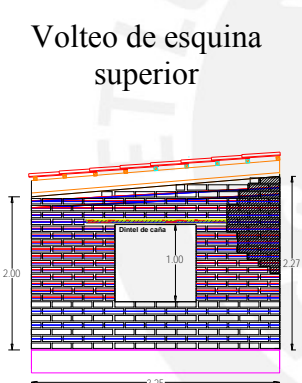
En la Tabla 4.4 se indican los resultados del diseño de refuerzo para el mecanismo de volteo de la esquina completa. En este caso trabajan las cuerdas horizontales que se encuentran por encima y por debajo del vano de la ventana de un muro lateral. No lo hacen las cuerdas que se encuentran en el vano de ventana, pues este mecanismo contempla el volteo del muro hasta el vano llevándose consigo estas cuerdas. Las cuerdas verticales que trabajan en este mecanismo son las que se encuentran dentro del ancho del muro de volteo. El número de cuerdas horizontales es 2 en la parte baja del muro, ya que la esquina tiene un solo muro lateral, y 4 en la parte superior, pues cada hilada tiene doble cuerda. Para las cuerdas verticales el número es 2, porque el bloque está unido a un muro lateral. El menor factor de seguridad de las cuerdas horizontales fue 2,8. Para las cuerdas verticales, el menor factor de seguridad fue 3,4.

Tabla 4.4. Resultados del diseño de refuerzo para volteo de esquina completa

		Distribución horizontal							
		Fila	r_i (m)	N.º cuerda	L (m)	F_i (N)	δ_i (mm)	FS	
<p>Volteo de esquina completa</p> 		20	2,13	4	3,25	253	1108	2,8	
		19	2,04	4	3,25	242	1061	2,9	
		18	1,95	4	3,25	232	1014	3,0	
		17	1,86	4	3,25	221	967	3,2	
		16	1,77	4	3,25	210	920	3,3	
		15	1,68	4	3,25	200	874	3,5	
		3	0,51	2	3,25	61	265	11,6	
		2	0,33	2	3,25	39	172	17,9	
		1	0,15	2	3,25	18	78	39,3	
				Distribución vertical					
		Fila	r_i (m)	N.º cuerda	L (m)	F_i (N)	δ_i (mm)	FS	
		6	0,94	2	2,00	207	558	3,4	
		5	0,80	2	2,10	159	448	4,4	
4	0,67	2	2,00	207	558	3,4			
3	0,53	2	2,10	159	448	4,4			
2	0,40	2	2,00	207	558	3,4			
1	0,26	2	2,10	159	448	4,4			

La Tabla 4.5 contiene los resultados para el mecanismo de volteo de la esquina superior. En este mecanismo, el punto de pivote se ubica a un metro de la base del muro. Las cuerdas horizontales que trabajan son las que están a la altura del bloque de volteo, mientras que las cuerdas verticales que trabajan se ubican dentro del ancho de este bloque. La cantidad de cuerdas horizontales es 4, pues el bloque se encuentra en la parte superior con cuerdas dobles. Las cuerdas verticales son 2, porque solo hay un muro lateral. El menor factor de seguridad de las cuerdas horizontales fue 3,6, en tanto en el caso de las cuerdas verticales fue 2,5.

Tabla 4.5. Resultados de diseño de refuerzo para volteo de esquina superior

		Distribución horizontal							
		Fila	r_i (m)	N.º cuerda	L (m)	F_i (N)	δ_i (mm)	FS	
	20	1,13	4	3,25	123	539	5,7		
	19	1,04	4	3,25	113	496	6,2		
	18	0,95	4	3,25	104	453	6,8		
	17	0,86	4	3,25	94	410	7,5		
	16	0,77	4	3,25	84	367	8,4		
	15	0,68	4	3,25	74	324	9,5		
	14	0,59	4	1,08	193	281	3,6		
	13	0,50	4	1,08	164	238	4,3		
	12	0,41	4	1,08	134	195	5,2		
	11	0,32	4	1,08	105	153	6,7		
	10	0,23	4	1,08	75	110	9,3		
	9	0,14	4	1,08	46	67	15,3		
	8	0,05	4	1,08	16	24	42,7		
			Distribución vertical						
			Fila	r_i (m)	N.º cuerda	L (m)	F_i (N)	δ_i (mm)	FS
		4	0,67	2	2,00	740	275	2,6	
	3	0,53	2	2,10	801	283	2,5		
	2	0,40	2	2,00	740	275	2,6		
	1	0,26	2	2,10	801	800	2,5		

4.3 ANÁLISIS DEL COSTO DE REFUERZO

Evaluar el costo adicional que involucra este refuerzo es indispensable para confirmar si el refuerzo es económico. Para este análisis se realizó un metrado del material utilizado por muro y se empleó el precio de compra del material (0,15 soles por metro). El costo del refuerzo se ha calculado por metro cuadrado de muro reforzado por ambas caras, para que se pueda emplear como parámetro de referencia al reforzar

otras viviendas de mayores dimensiones. En la Tabla 4.6 se muestra el cálculo del costo del refuerzo con un costo promedio de S/ 8,70 por metro cuadrado.

Tabla 4.6. Análisis de costo de refuerzo

MURO	Longitud de cuerdas (m)			L. (m)	Área muro (m ²)	L/A (m/m ²)	Costo refuerzo (S/ x m ²)
	R. horizontal	R. vertical	Crossties				
MTA	164,75	75,75	7,70	297	4,72	63,1	9,47
MLD	180,50	101,50	10,50	351	6,91	50,8	7,62
MLI	180,50	101,50	8,40	348	6,91	50,4	7,56
MTP	296,00	99,75	8,40	484	7,31	66,3	9,95
MODELO				1500	25,85	58,03	8,70

4.4 DESCRIPCIÓN DEL REFUERZO

El refuerzo sísmico se realizó con cuerdas de 5/32” de diámetro. Consta de cuerdas horizontales, cuerdas verticales y *crossties*. La distribución de las cuerdas correspondió al cálculo previo. Los *crossties* no presentaron cálculo previo, pero se distribuyeron de forma simétrica cada tres hiladas y cada adobe (Figura 4.2).

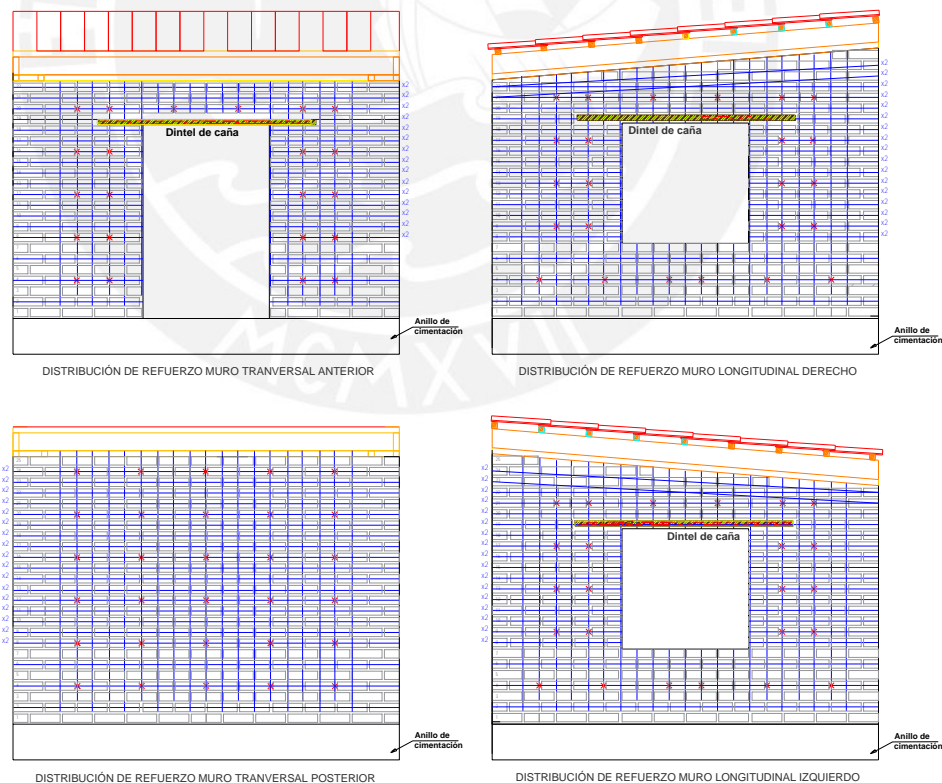
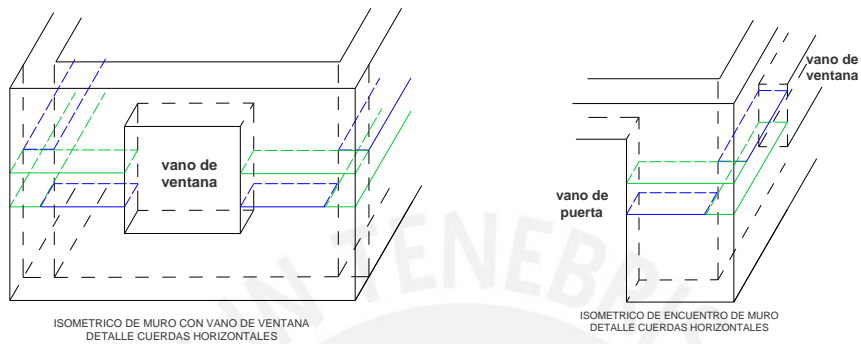


Figura 4.2. Planos de distribución de refuerzo propuesto

El refuerzo horizontal contempló 20 filas; de ellas, la 19 y la 20 de los muros laterales tuvieron una inclinación debido a la diferencia de altura entre el muro frontal y el posterior. Las cuerdas horizontales se colocaron en forma de lazos conectados entre muros, con la finalidad de que las cuerdas perpendiculares a los muros de volteo sujetaran estos muros (Figura 4.3).

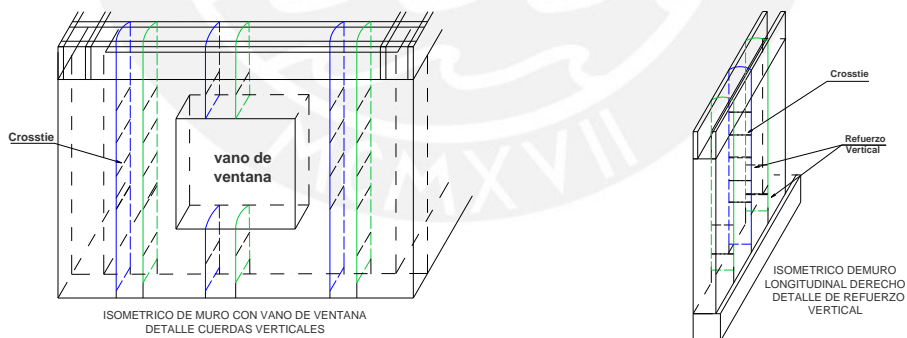


(a) Muro de ventana

(b) Encuentro de muro

Figura 4.3. Detalles isométricos de refuerzo horizontal

Las cuerdas verticales se colocaron en forma de lazos independientes que envolvieron al muro desde su base hasta la parte superior de la viga collar, creando así una conexión adicional entre el muro y la viga collar (Figura 4.4).



(a) Muro con vano de ventana

(b) Muro longitudinal

Figura 4.4. Detalles isométricos de refuerzo vertical y crossties

4.5 PROCESO CONSTRUCTIVO DEL REFUERZO

El proceso de reforzamiento consistió en tres fases: perforación de agujeros, colocación y tensado de cuerdas y colocación de cuerdas de amarre o *cross ties*.

Las perforaciones tienen la función de dejar pasar las cuerdas de refuerzo (horizontales, verticales y *cross ties*), y se hicieron en el mortero para disminuir el daño a la estructura y por facilidad constructiva. Se utilizó un taladro y un juego de brocas que constó de cinco brocas de diferentes tamaños para facilitar la ejecución de los agujeros (Figura 4.5). La primera broca utilizada tenía la función de definir el punto de la perforación; la segunda y la tercera broca se emplearon para definir la dirección del agujero, por lo que se usó un nivel de mano; la cuarta broca, de diámetro 1/8", fue usada para definir el diámetro del agujero por el que pasarían las cuerdas; finalmente, la última broca fue adaptada de un tramo de 300 mm de fierro de 1/8" de diámetro y tuvo por finalidad de atravesar el muro, pues la anterior tenía una longitud menor al espesor del muro.



Figura 4.5. Brocas usadas como herramientas de perforación

La distribución de las perforaciones estuvo dada por el diseño de refuerzo con cuerdas, en los planos de diseño se identifica la ubicación de cada agujero (Figura 4.6.).

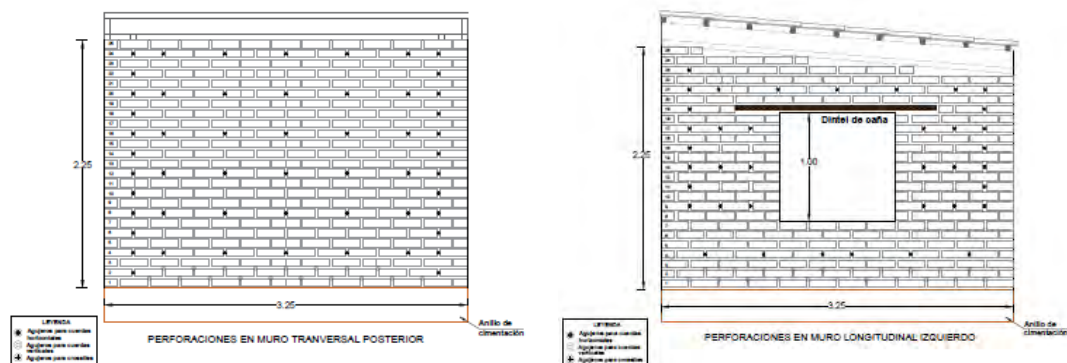


Figura 4.6. Plano de perforaciones para cuerdas de refuerzo

La Figura 4.7 muestra el proceso de ejecución de las perforaciones realizadas en el modelo de adobe para implementar el refuerzo sísmico.



(a) Perforación con nivel de mano



(b) Perforación para atravesar el muro

Figura 4.7. Fotografías de perforaciones para cuerdas de refuerzo

La técnica que se utilizó para amarrar las cuerdas se basa en investigaciones previas que permitieron concluir que la combinación del nudo ocho con dos nudos simples posee un mejor amarre y mantiene la tensión a lo largo del tiempo (Mattsson, 2015). Los dos nudos simples adicionales al nudo ocho ayudan a que la cuerda no pierda tensión (Figura 4.8 y 4.9).

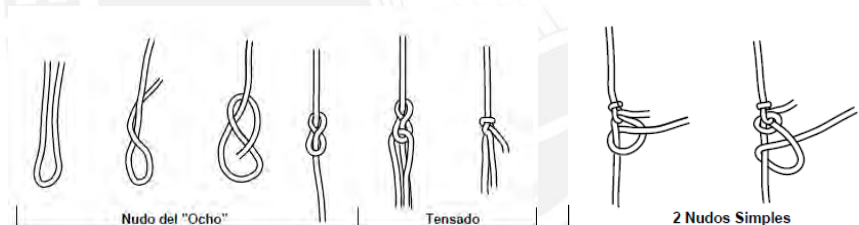


Figura 4.8. Detalle de nudo ocho y nudos simples



(a) Nudo ocho antes de tensado



(b) Tensado de nudo

Figura 4.9. Fotografías de nudos para el tensado realizados en el reforzamiento

Para conectar las cuerdas horizontales se hicieron dos nudos simples en los encuentros de muro, como se muestra en la Figura 4.10.

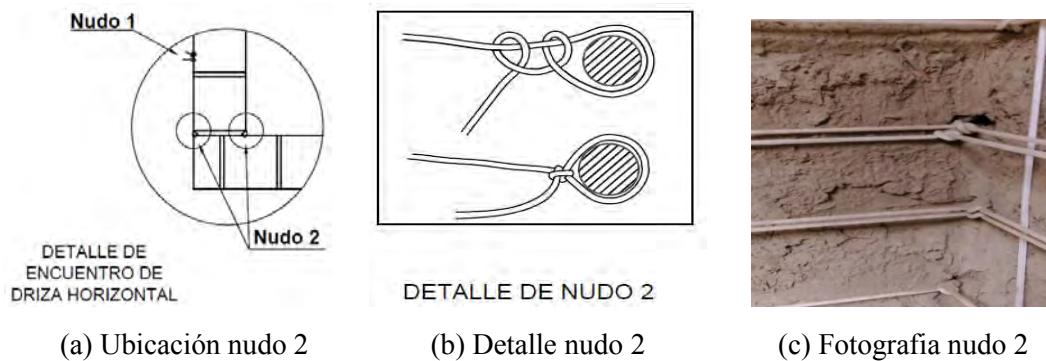


Figura 4.10. Nudo 2 para cuerdas horizontales en encuentro de muros

El proceso de colocación y tensado de cuerdas se inició colocando las cuerdas verticales. En estas cuerdas es más fácil ganar tensión, pues la persona ejerce fuerza con su propio peso. Luego se colocaron las cuerdas horizontales y se reforzó con doble cuerda desde la parte baja de la ventana.

Al colocar las cuerdas horizontales se crea una trama, pues ellas se van pasando por encima y debajo de las cuerdas verticales, lo que favorece que las cuerdas estén más tensas y pegadas al muro. El refuerzo con cuerdas horizontales en los muros sin vano se realizó con dos tramos de cuerda para acortar la longitud y evitar la pérdida de tensión. Finalmente, se resanaron los agujeros con barro preparado y se pintó el modelo con base de color blanco para que se puedan identificar las fisuras luego del ensayo.

4.5.1 Capacitaciones para reforzamiento del modelo

Durante toda la etapa de reforzamiento se realizaron capacitaciones dirigidas a los estudiantes de Ingeniería que colaboraron con la implementación del refuerzo.

En una primera etapa se enseñaron las técnicas de los nudos para el tensado, en vista de que estos cumplen una función esencial en el sistema de refuerzo. Durante la capacitación se emplearon dinamómetros para medir las fuerzas de tensión del nudo. Además, se llevó a cabo una simulación del uso del manual de reforzamiento con malla de cuerdas. En la Figura 4.11 se muestran fotografías de la primera etapa de capacitación, que se realizó en la parte posterior del Laboratorio de Estructuras

Antisísmicas de la PUCP en un modelo de adobe existente usado para propósitos de prueba de sistemas de reforzamientos.



(a) Explicación del nudo de tensado



(b) Uso de manual de reforzamiento

Figura 4.11. Primera etapa de capacitación – Nudos de tensado

Debido al cambiante grupo de colaboradores en el proceso de reforzamiento, las capacitaciones fueron realizadas en paralelo a la implementación del refuerzo. Al inicio del proceso se recurrió a líneas de mando, pero luego la difusión del conocimiento se tornó más proactiva gracias a que las capacitaciones contaron con colaboradores de mayor experiencia. En la Figura 4.12 se muestran fotografías de las capacitaciones durante el proceso de reforzamiento.



Figura 4.12. Capacitaciones durante el proceso de reforzamiento

Se agradece a todos los estudiantes y miembros de grupo de investigación por su gran apoyo en esta etapa del proyecto, sin cuyo soporte esta ardua fase no se hubiera logrado.

5 ENSAYO DINÁMICO

El ensayo dinámico del modelo reforzado de este proyecto (MCR03) se llevó a cabo en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP, que cuenta con una mesa vibradora de simulación sísmica unidireccional que permite ensayar dinámicamente diversas estructuras. Los ensayos dinámicos brindan información representativa del comportamiento real de las estructuras de adobe frente a eventos sísmicos, debido a que sus características de fragilidad y baja resistencia complican la ejecución de ensayos estáticos ([Blondet et al., 2006](#)).

5.1 CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO

La mesa vibradora se puede desplazar en una sola dirección horizontal y cuenta con una amplitud máxima de 150 mm y una aceleración máxima de 1,6 g. La mesa pesa 177 kN, y la plataforma tiene un área de 4,4 m x 4,4 m. El peso máximo que soporta la plataforma es de 160 kN.

Los ensayos en la mesa vibradora representan movimientos sísmicos con una aceleración unidireccional. Sin embargo, en un sismo real se pueden producir movimientos en el suelo en hasta seis direcciones (tres translaciones y tres rotaciones). En consecuencia, la energía aplicada a un modelo de adobe durante un ensayo no es la misma que aquella a la que se ve sometida una vivienda durante un sismo real, aun cuando ambas tengan la misma aceleración máxima. Si bien no existe una correlación definida entre la señal de un ensayo dinámico y un sismo real, se pueden asemejar los movimientos con las características de sus daños. Se suele denominar a una señal de desplazamiento máximo $D_{máx} = 30 \text{ mm}$ como un sismo leve, a una señal de $D_{máx} = 80 \text{ mm}$ como un sismo moderado y a una señal de $D_{máx} = 130 \text{ mm}$ como un sismo severo ([Bossio, 2010](#)).

La señal de comando utilizada corresponde al registro de aceleraciones del terremoto del 31 de mayo de 1970, que ya se utilizó en los cálculos previos. El ensayo consistió en una sola fase con un desplazamiento máximo en la plataforma de la mesa vibradora igual a 140 mm, el cual estuvo acompañado de vibraciones libres preensayo y posensayo de pulso rectangular de amplitud de 1,5 mm (Tabla 5.1).

Tabla 5.1. Etapas de movimiento

Etapa	Amplitud
Vibración libre inicial – pulso rectangular	1,5 mm
Fase única – señal 31 de mayo de 1970	140 mm
Vibración libre posfase – pulso rectangular	1,5 mm

Durante la ejecución del ensayo se registraron la respuesta del simulador ante la señal de comando y los desplazamientos y aceleraciones en la plataforma de la mesa vibradora (Figura 5.1).

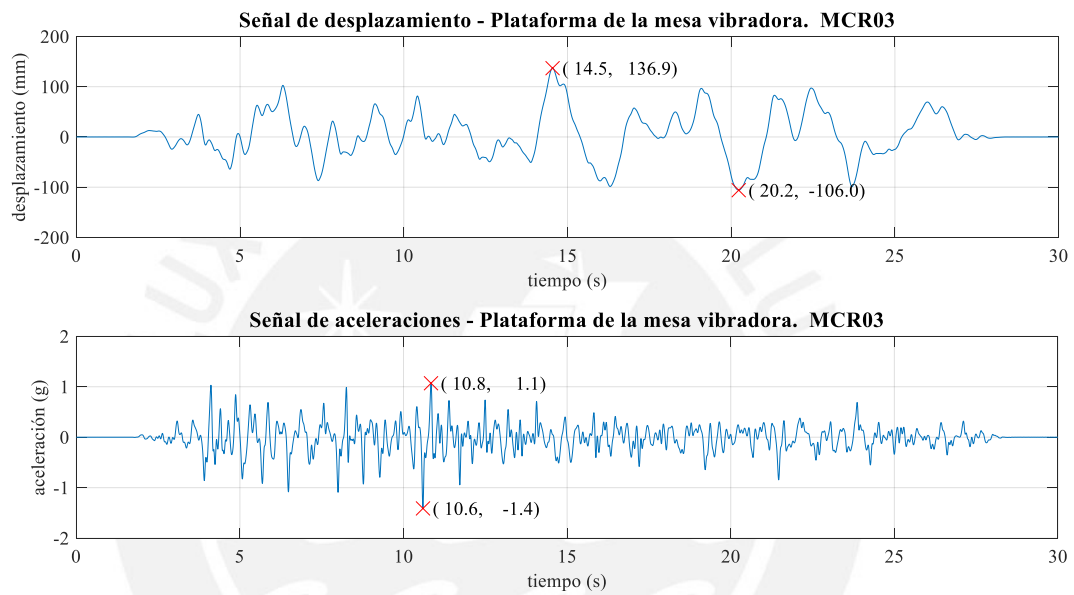


Figura 5.1. Señal de desplazamiento y aceleraciones registradas de la mesa vibradora

Cada vibración libre consistió de cuatro pulsos con amplitud de 1,5 mm. Estos movimientos tuvieron una duración de 20 segundos. La vibración libre es registrada con el propósito de obtener el periodo natural y el coeficiente de amortiguamiento del modelo (Figura 5.2.).

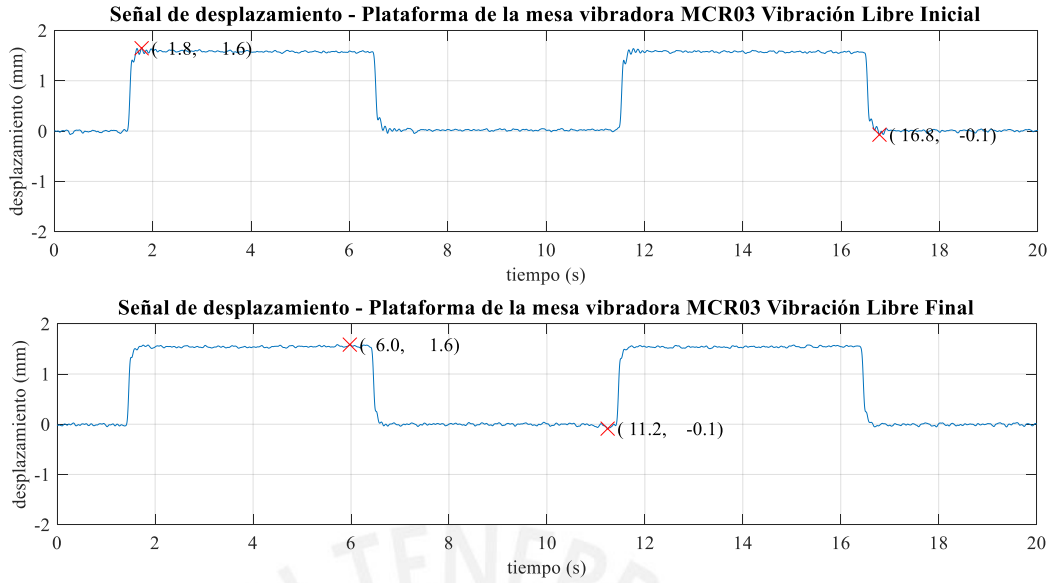


Figura 5.2. Señal de desplazamiento de la mesa vibradora en vibración libre

La respuesta de una estructura en vibración libre se define como la respuesta de la estructura cuando cesan las excitaciones dinámicas externas aplicadas. Por ello se consideró como vibración libre a la parte de la señal posterior al pulso, enmarcada con rojo en las Figura 5.3 y 5.4.

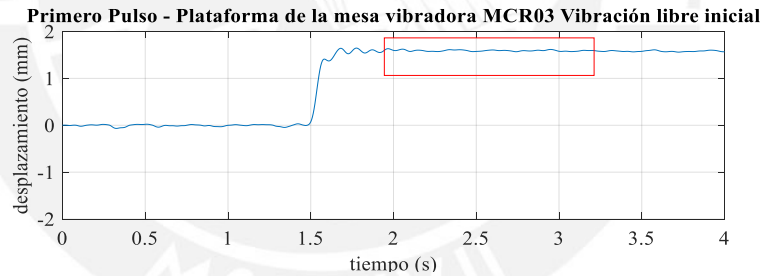


Figura 5.3. Primer pulso de vibración libre inicial registrado en la plataforma de la mesa vibradora

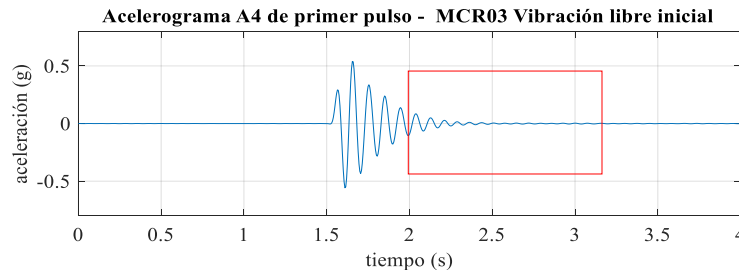


Figura 5.4. Primer pulso de vibración libre inicial registrado en el acelerograma del instrumento A4 (como ejemplo)

5.1.1 Instrumentación

La instrumentación del modelo (Figura 5.5) se definió con el objetivo de medir lo ocurrido en posiciones estratégicas que coincidieron con la instrumentación de ensayos anteriores. Se utilizaron 11 acelerómetros que registraron aceleraciones absolutas (g). Uno de ellos se ubicó en el actuador que desplaza la plataforma de la mesa vibradora para registrar la aceleración aplicada en la base del modelo (Tabla 5.2). Se colocaron 9 transductores de desplazamiento o LVDT's (Linear Variable Differential Transformers) para medir el desplazamiento absoluto (mm). Uno de ellos se utilizó en el actuador de la mesa vibradora para registrar el desplazamiento en la base del modelo (Tabla 5.3).

Como innovación se emplearon dos celdas de carga que miden fuerza (N) y deformación local (mm). Estas se colocaron directamente en las cuerdas horizontales del muro izquierdo ubicadas en la fila 14 (fila superior de vano de ventana) y la fila 18 (fila superior horizontal) (Tabla 5.4).

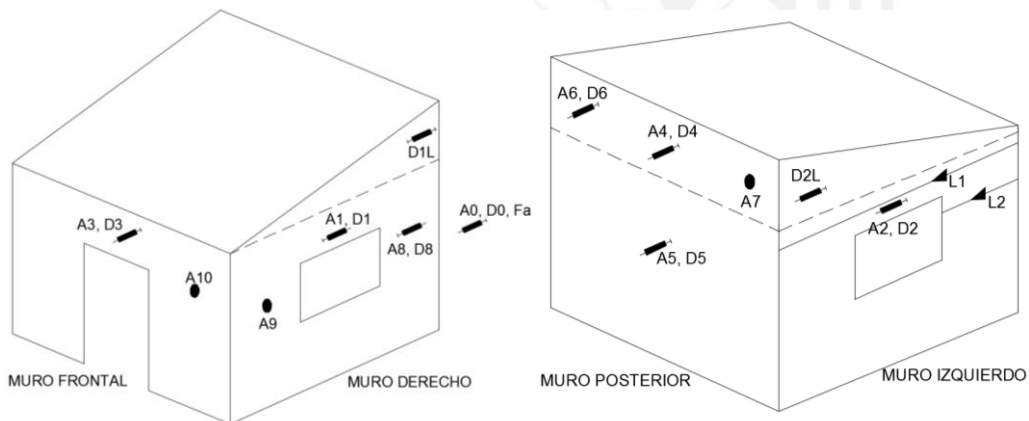


Figura 5.5. Instrumentación del modelo de adobe a escala natural

Tabla 5.2. Instrumentación-Acelerómetros

Instrumento	Ubicación
A0	Plataforma de la mesa vibradora
A1	Muro derecho – Centro Superior
A2	Muro izquierdo – Centro superior
A3	Muro frontal – Centro superior
A4	Muro posterior – Centro superior
A5	Muro posterior – Centro medio
A6	Muro posterior – Izquierda superior
A7	Muro posterior – Derecha superior
A8	Muro derecho – Centro superior
A9	Muro derecho – Izquierda medio
A10	Muro frontal – Derecha medio

Tabla 5.3. Instrumentación-LVDT's

Instrumento	Ubicación
D0	Plataforma de la mesa vibradora
D1	Muro derecho – Centro superior
D2	Muro izquierdo – Centro superior
D3	Muro frontal – Centro superior
D4	Muro posterior – Centro superior
D5	Muro posterior – Centro medio
D6	Muro derecho – Derecha superior
D7	Muro izquierdo – Izquierda superior
D8	Muro derecho – Derecha medio

Tabla 5.4. Instrumentación – Celdas de carga

Instrumento	Ubicación
L1	Muro izquierdo – Cuerda N.º18
L2	Muro izquierdo – Cuerda N.º14

5.2 ENSAYO UNIDIRECCIONAL DEL MODELO MCR03

La denominación de este modelo fue MCR03 (modelo con refuerzo 03). Para nombrarlo se tomó como referencia la línea de investigaciones del proyecto “Reparación de grietas en construcciones históricas de tierra en áreas sísmicas”. El peso del anillo de concreto armado que se utilizó como base del modelo fue de 27,3 kN, y el peso del modelo fue 114,51 kN, lo que hizo un total de 141,81 kN (Figura 5.6).



(a) Muro transversal anterior y muro longitudinal izquierdo

(b) Muro transversal posterior y muro longitudinal izquierdo

Figura 5.6. Modelo de adobe a escala natural reforzado con cuerdas sintéticas MCR03

La dirección del movimiento de la mesa fue paralela a los muros laterales. El ensayo se llevó a cabo el día 11 de abril de 2017, siendo la edad del modelo mayor de dos años. Este modelo presentaba pequeñas fisuras antes del ensayo en el alféizar de la ventana, propias de los años de exposición.

Durante el ensayo se produjeron grandes fisuras diagonales en las esquinas de los vanos. Se desprendieron bloques del muro posterior y los muros longitudinales en las esquinas superiores, y así se formaron diedros que volvieron a su posición debido al aporte de cuerdas. En el muro transversal anterior (muro frontal) se desprendieron bloques a la mitad del muro que volvieron a su posición original con un desfase entre muros. Al final del ensayo el modelo presentó daños, pero la integridad de la vivienda no se vio afectada. Las cuerdas horizontales no sufrieron grandes deformaciones

permanentes y soportaron el movimiento sin daño. Algunas cuerdas verticales que sufrieron daño fueron las del muro frontal, pues se rompieron en la zona de contacto con la viga collar.

En la Figura 5.7 se puede observar los daños en el modelo MCR03 posensayo. Las fisuras aparecen marcadas en rojo. En estas se distingue el patrón de los mecanismos de colapso de volteo de esquina superior de las viviendas de adobe.



(a) Vista isométrica



(b) Muro longitudinal izquierdo



(c) Muro transversal posterior



(d) Muro longitudinal derecho

Figura 5.7. Daños en el modelo MCR03 posensayo ($D_{max} = 140 \text{ mm}$)

Las cuerdas horizontales permanecieron sin daño y las cuerdas verticales del muro transversal anterior se rompieron intercaladamente (Figura 5.8).



(a) Vista interior de modelo

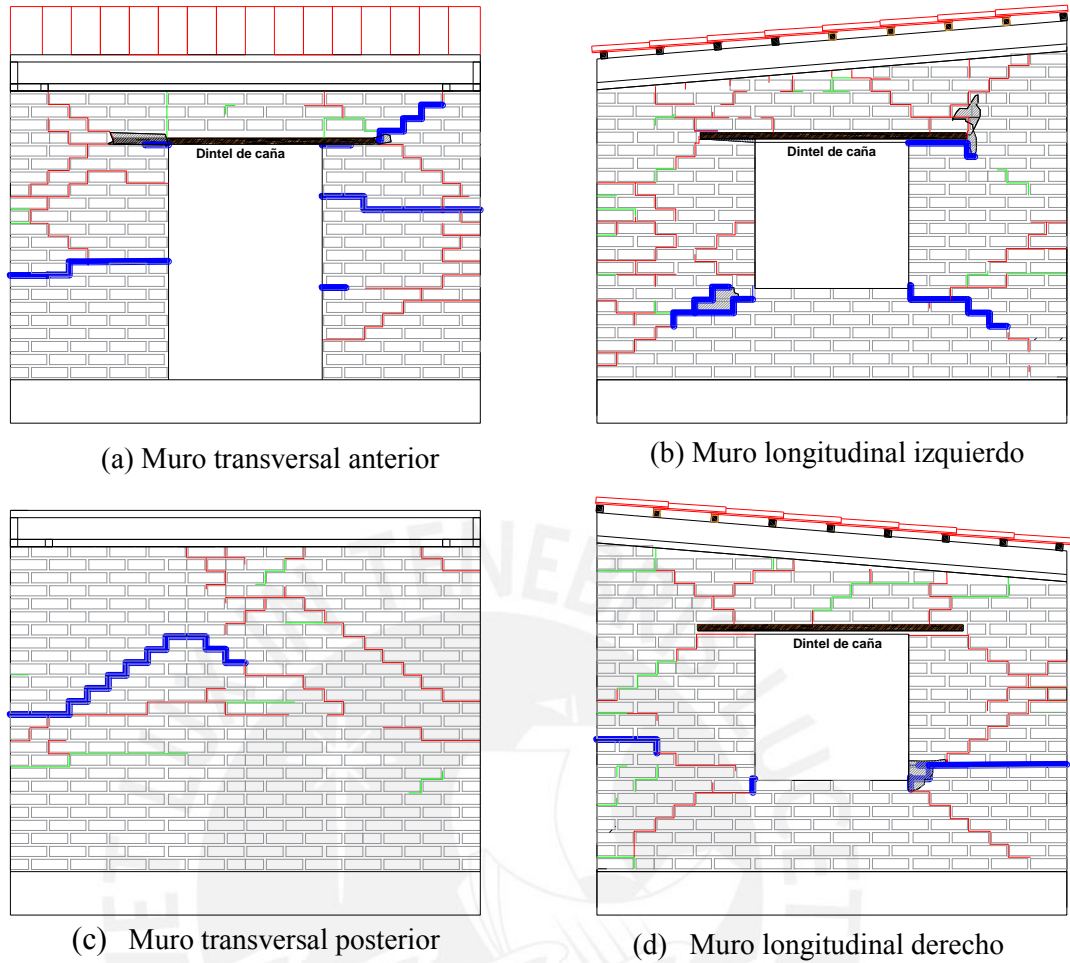


(b) Cuerdas de refuerzo vertical rotas

Figura 5.8. Estado de cuerdas de refuerzo luego del ensayo

5.2.1 Plano de grietas en muros

En los planos de grietas se clasificaron las fisuras y grietas por colores. El color verde identificó fisuras de espesor menor a 1 mm. Las grietas de mayor espesor (de hasta 4 mm) se especificaron con color rojo, y aquellas donde se desprendió el muro se marcaron con azul. Luego del desprendimiento de los muros estos regresaron a su posición original con un desfase que varió de 5 mm hasta 20 mm. Esto se pudo ver principalmente en la parte media del muro transversal anterior y en las esquinas bajas de la ventana y de forma escalonada en el muro posterior. También es posible observar que las grietas que predominan son escalonadas y han sido generadas por fuerzas cortantes (Figura 5.9).



Verde	Fisuras $\leq 1\text{ mm}$
Rojo	$1\text{ mm} \leq \text{Fisuras} \leq 4\text{ mm}$
Azul	Movimiento relativo entre muros

Figura 5.9. Plano de fisuras y grietas en muros exteriores

La Figura 5.10. indica las aceleraciones registradas en la parte superior central de cada muro. Se observa que los muros longitudinales derecho e izquierdo no tuvieron una gran amplificación de la aceleración con respecto a la aceleración registrada en la mesa vibratoria con valores máximos de 1,4 g a 1,6 g, respectivamente. En contraste, los muros frontal y posterior presentaron mayores amplificaciones de la aceleración con valores de 3,0 g y 2,4 g, respectivamente.

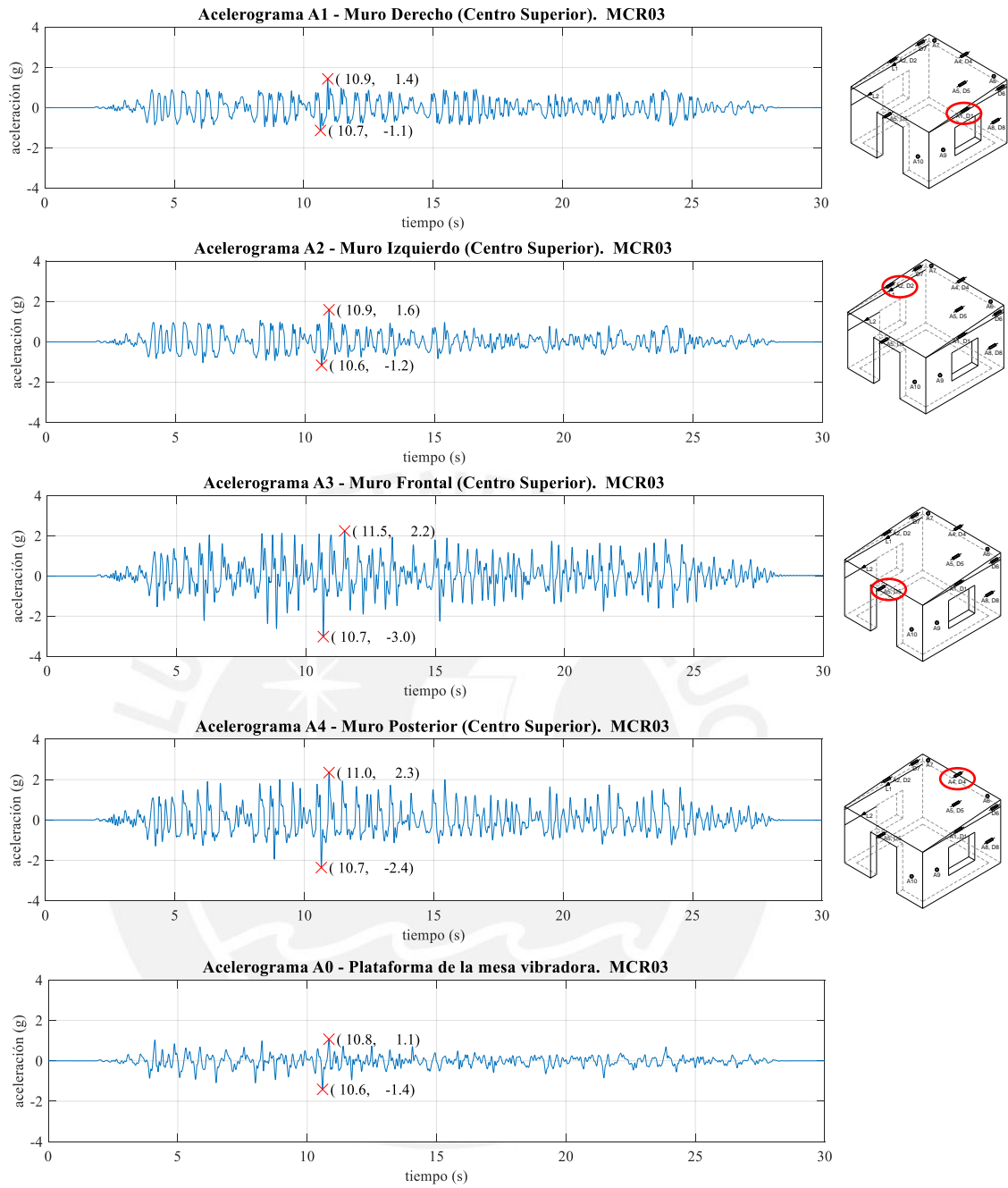


Figura 5.10. Acelerogramas en la parte superior de los muros del modelo MCR03 y en la plataforma de la mesa vibradora

La Figura 5.11. muestra los desplazamientos relativos registrados en los mismos puntos. Como se puede observar, el desplazamiento relativo de los muros

longitudinales (DR1, DR2) (67 mm) es menor que el desplazamiento relativo de los muros transversales (DR3, DR4) (80 mm).

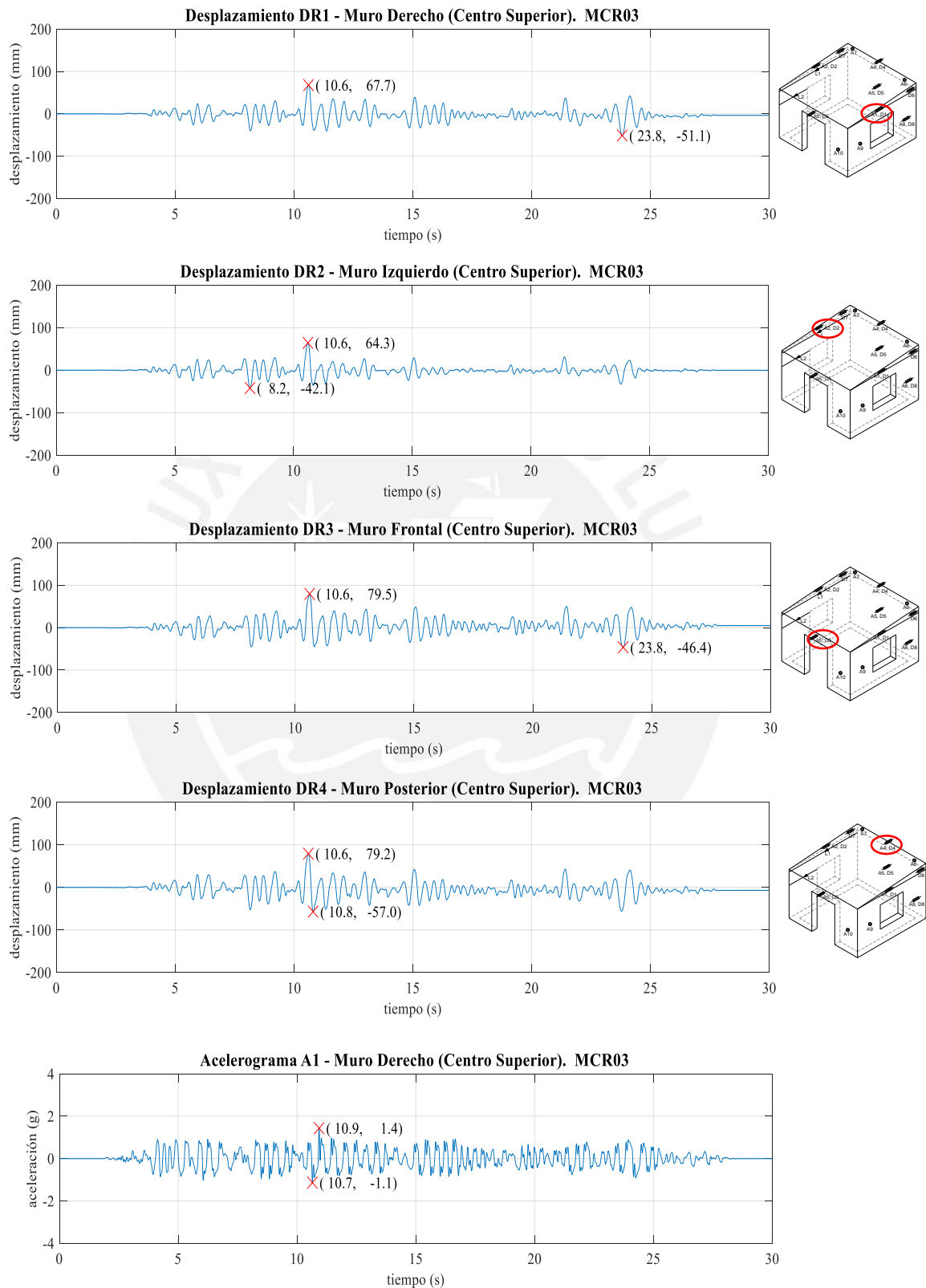


Figura 5.11. Desplazamientos relativos en la parte superior de los muros del modelo MCR03 y en la plataforma de la mesa vibradora

El desplazamiento relativo DR se obtiene con una resta simple, como se muestra en la ecuación 5.1.

$$DR_{\#} = D_{\#} - D_0 \text{ (Ec. 5.1)}$$

Donde:

$DR_{\#}$: Desplazamiento relativo del instrumento # (mm).

$D_{\#}$: Desplazamiento absoluto del instrumento # (mm).

D_0 : Desplazamiento de la plataforma de la mesa vibradora (mm).

En la Figura 5.12 aparecen los acelerogramas del muro posterior registrados por A4, A5, A6 y A7. Los valores máximos registrados están ubicados en las esquinas superiores del muro posterior y son 2,9 g (A6) y 2,5 g (A7). Estos valores son mayores al máximo registrado en la parte central de este muro 2,4 g (A4). Los valores del acelerograma de A5, situado en la parte central del muro, son menores a lo largo del tiempo, a pesar de que tienen un pico de 2,6 g en el instante 10,6 s. Las diferencias entre los valores registrados en las esquinas del muro y el centro de este se ven reflejadas en las fisuras generadas en la parte central del muro posterior y la grieta principal en forma de “V” invertida.

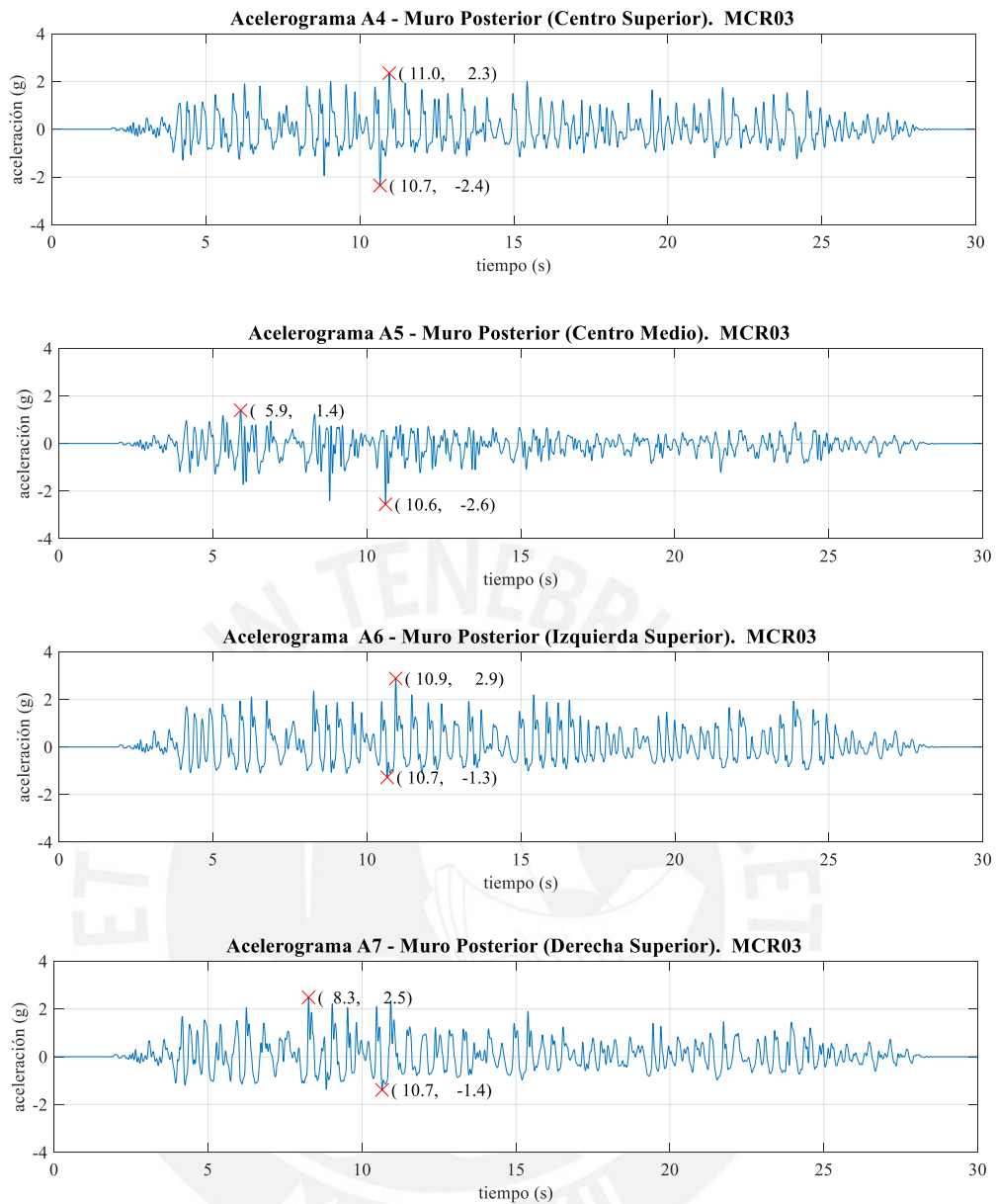


Figura 5.12. Acclerogramas del muro posterior del modelo MCR03

Las celdas de carga usadas en el ensayo registraron la fuerza ejercida y el desplazamiento local de cuerdas horizontales. Se colocaron celdas de carga en las cuerdas 14 (L2) y 18 (L1). En la Figura 5.13 se muestran los registros de las celdas de carga. La fuerza máxima registrada fue de 124 N en la cuerda 18 (L1) y de 132 N en la cuerda 14 (L2). Los desplazamientos máximos respectivos fueron 12,1 mm (L1) y 9,4 mm (L2).

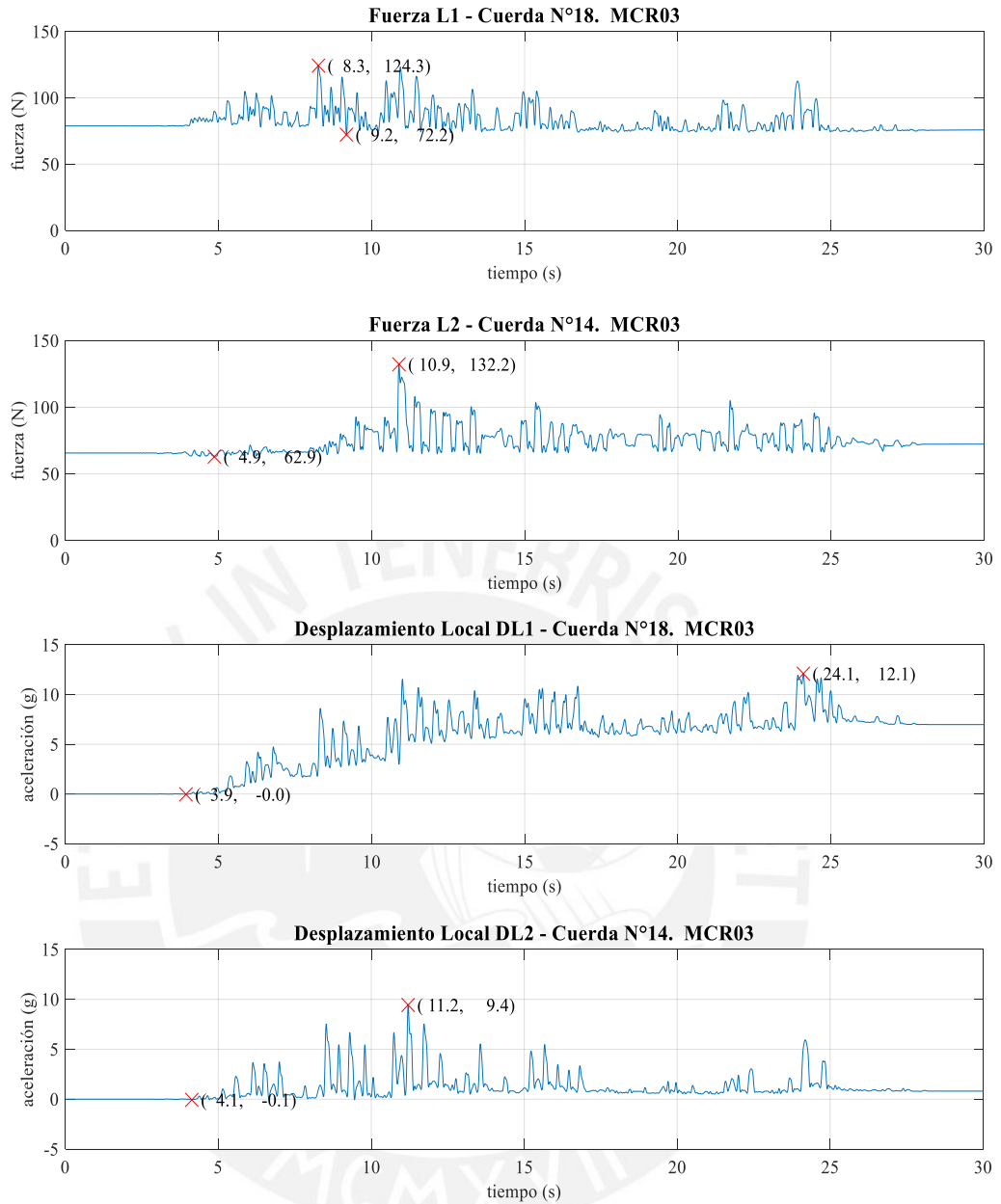


Figura 5.13. Fuerzas y desplazamientos en las cuerdas 14 y 18 – Modelo MCR03

5.2.2 Valores máximos registrados

Los valores máximos registrados en los instrumentos durante el ensayo se resumen en las Tabla 5.5, 5.6, 5.7 y 5.8.

Tabla 5.5. Solicitaciones máximas registradas en la mesa vibradora para MCR03

Instrumento	Ensayo (140 mm)	Tiempo registrado (s)
A0 (g)	1,41	10,60
D0 (mm)	136,85	14,55
Fa (kN)	+286,11/-263,42	4,12/10,61
V (kN)	111,96	8,29

Tabla 5.6. Aceleraciones absolutas máximas registradas en el modelo MCR03

Instrumento	Descripción	Aceleración abs. máx. (g)	Tiempo (s)
A0	Plataforma de la mesa vibradora	1,41	10,60
A1	Muro derecho (centro superior)	1,44	10,93
A2	Muro izquierdo (centro superior)	1,59	10,93
A3	Muro frontal (centro superior)	3,02	10,67
A4	Muro posterior (centro superior)	2,36	10,65
A5	Muro posterior (centro medio)	2,56	10,61
A6	Muro posterior (izquierda superior)	2,88	10,93
A7	Muro posterior (derecha superior)	2,48	8,27
A8	Muro derecho (derecha medio)	1,41	8,26
A9	Muro derecho (izquierda medio)	1,81	10,64
A10	Muro frontal (derecha medio)	1,97	10,64
Amáx	Aceleración máxima en la fase	3,02	10,67
FADmáx	Factor de amplificación dinámico máximo	2,14	-

Tabla 5.7. Desplazamientos relativos máximos en el modelo MCR03 (mm)

Instrumento	Descripción	Desplazamiento rel. máx. (mm)	Tiempo (s)
DR1	Muro derecho (centro superior)	67,7	10,61
DR2	Muro izquierdo (centro superior)	64,3	10,60
DR3	Muro frontal (centro superior)	79,5	10,61
DR4	Muro posterior (centro superior)	79,2	10,61
DR5	Muro posterior (centro medio)	45,0	10,60
DR6	Muro derecho (derecha superior)	80,7	10,61
DR8	Muro derecho (derecha medio)	41,7	10,61

Tabla 5.8. Fuerzas (N) y desplazamientos (mm) máximos registrados por las celdas de carga en el modelo MCR03

Instrumento	Descripción	Fuerza máxima (N)	Desplazamiento máximo (mm)
L1	Muro izquierdo – Cuerda N.º18	124,3	12,1
L2	Muro izquierdo – Cuerda N.º 14	132,2	9,4

5.2.3 Periodo natural de vibración y coeficiente de amortiguamiento

Las frecuencias fundamentales del modelo se determinaron con el algoritmo de la transformada rápida de Fourier (o FFT por sus siglas en inglés). Se aplicó este algoritmo a la parte de la señal inmediatamente después de cada pulso de vibración libre. En esta parte de la señal las acciones externas desaparecen y la estructura vibra libremente.

La Figura 5.14. muestra la señal de aceleraciones registrada por la plataforma de la mesa vibradora en la fase de vibración libre inicial, y la Figura 5.15. las aceleraciones registradas por el acelerómetro A4, ubicado en el muro posterior – centro superior. Cada instrumento registró un movimiento durante esta fase, y las aceleraciones y desplazamientos se emplearon para determinar el periodo natural y el coeficiente de amortiguamiento del modelo de adobe.

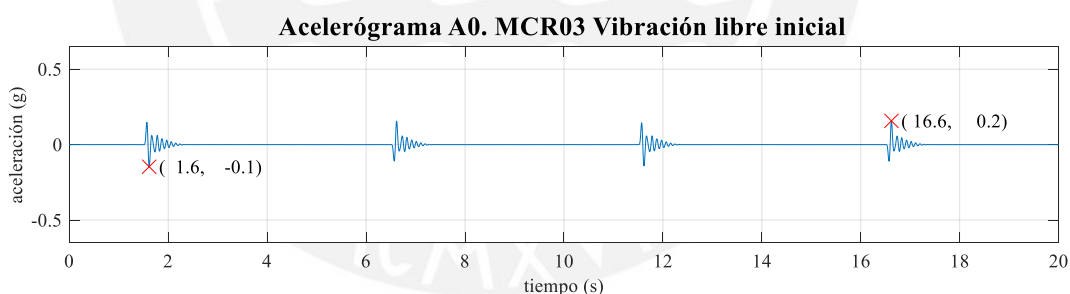


Figura 5.14. Señal de aceleraciones – Acelerómetro A0. MCR03 vibración libre inicial

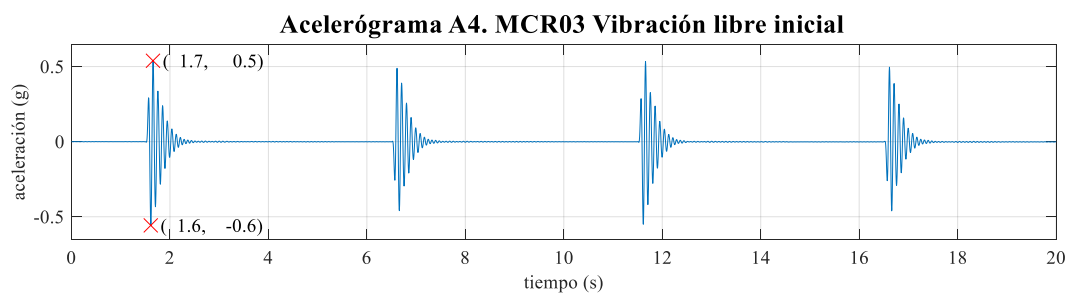


Figura 5.15. Señal de aceleraciones – Acelerómetro A4. MCR03 vibración libre inicial

En la Figura 5.16 se observan los fragmentos de espectros de amplitud de Fourier de los cuatro pulsos de vibración libre inicial para el acelerómetro A1. En la gráfica de cada pulso se aprecia un pico predominante cuya abscisa es la frecuencia amortiguada. La frecuencia amortiguada, la frecuencia natural de vibración y el periodo natural de vibración se relacionan entre sí mediante las expresiones mostradas en la ecuación 5.2 y la ecuación 5.3.

$$f_d = f\sqrt{1-\zeta^2} \quad (\text{Ec. 5.2})$$

$$f = \frac{1}{T_n} \quad (\text{Ec. 5.3})$$

Donde:

f_d : Frecuencia amortiguada.

f : Frecuencia natural de vibración.

ζ : Coeficiente de amortiguada.

T_n : Periodo natural del sistema.

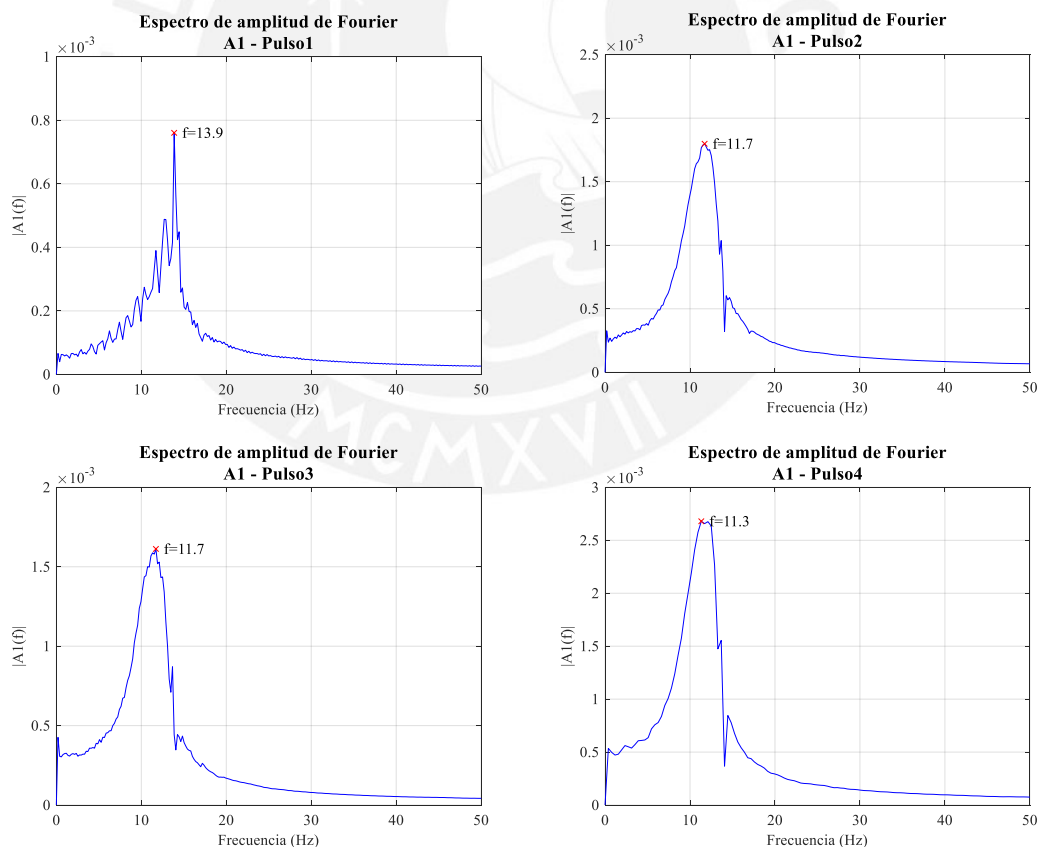


Figura 5.16. Espectros de amplitud de Fourier del acelerómetro A1 en los cuatro pulsos

El amortiguamiento es un mecanismo de la estructura que permite disipar energía y reducir los desplazamientos en vibración libre (Bossio, 2010). Por tanto, una medida del decaimiento en la respuesta permite obtener el valor del amortiguamiento. Un método muy usado es el decremento logarítmico, que se define como el logaritmo natural de la razón de dos amplitudes sucesivas en un sistema subamortiguado en vibración libre. La Figura 5.17 muestra la vibración libre inicial del acelerómetro A1 en una ventana de tiempo de 2 s a 5 s. Se puede observar claramente el decaimiento de la señal, lo que propició la aplicación del método del decremento logarítmico.

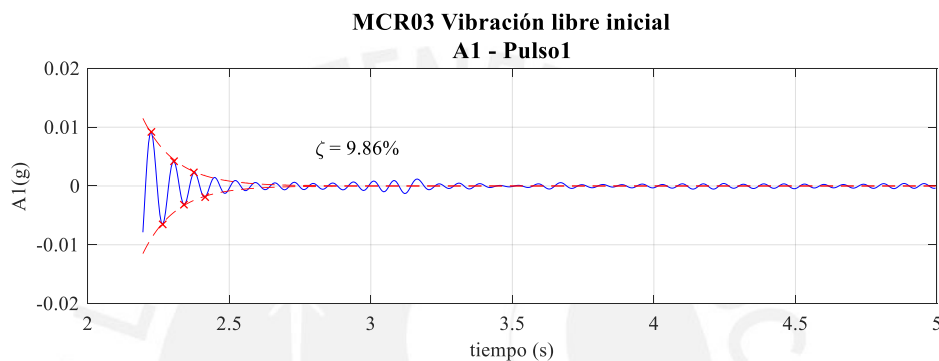


Figura 5.17. Decremento logarítmico de primer pulso en instrumento A1

La ecuación genérica para hallar el coeficiente de amortiguamiento se muestra en la ecuación 5.4.

$$\partial = \ln \left(\frac{x_i}{x_{n+i}} \right) = 2n\pi\varepsilon \text{ (Ec. 5.4)}$$

Donde:

∂ : Decremento logarítmico.

n : Número de ciclos entre picos.

x_i : Amplitud de desplazamiento o aceleración en un pico.

ε : Coeficiente de amortiguamiento.

En las Tabla 5.9 y 5.10 se indican los valores de periodo natural y amortiguamiento en las dos fases de vibración libre (preensayo y posensayo) registradas por los acelerómetros y transductores de desplazamiento (LVDTs).

Tabla 5.9. Periodos naturales y coeficientes de amortiguamiento (acelerómetros)

Instrumento-Ubicación	Periodo natural (s)		Amortiguamiento (%)	
	Inicial	Posensayo	Inicial	Posensayo
A1 – MLD – Centro superior	0,09	0,15	9,86	13,54
A2 – MLI – Centro superior	0,09	0,15	9,45	11,51
A3 – MTA – Centro superior	0,08	0,15	9,44	11,65
A4 – MTP – Centro superior	0,09	0,14	9,63	11,63
A5 – MTP – Centro medio	0,09	0,13	8,26	9,96
A6 – MLD – Derecha superior	0,09	0,15	8,71	10,34
A7 – MLI – Izquierda superior	0,09	0,15	9,36	10,64
A8 – MLD – Derecha medio	0,09	0,15	9,10	10,64
A9 – MLD – Centro superior	0,08	0,14	6,99	11,29
A10 – MLI – Centro superior	0,07	0,15	7,07	12,46

Tabla 5.10. Periodos naturales y coeficientes de amortiguamiento (LVDTs)

Instrumento-Ubicación	Periodo natural (s)		Amortiguamiento (%)	
	Inicial	Post-ensayo	Inicial	Post-ensayo
D1 – MLD – Centro superior	0,10	0,15	9,94	19,13
D2 – MLI – Centro superior	0,10	0,15	13,54	12,83
D3 – MTA – Centro superior	0,10	0,11	12,05	15,83
D4 – MTP – Centro superior	0,10	0,15	12,05	24,96
D5 – MTP – Centro medio	0,10	0,16	12,12	18,49
D6 – MLD – Derecha superior	0,10	0,14	11,65	23,00
D8 – MLD – Derecha medio	0,11	0,17	12,14	21,05

Los periodos naturales de los muros aumentaron en un 50% después del ensayo, lo que indica la presencia de daño y la pérdida de rigidez del modelo. Los coeficientes de amortiguamiento se incrementaron en un 15% de su valor inicial previo al ensayo.

5.2.4 Cortante basal y desplazamiento relativo

Los datos obtenidos por el sensor de fuerza ubicado en el actuador de la plataforma de la mesa vibradora son producto de la fuerza aplicada en cada instante de tiempo para mover la plataforma según la señal utilizada.

La fuerza cortante en la base del modelo se puede obtener de las fuerzas de inercia en el sistema actuador-plataforma al restar a este valor la masa de la plataforma

y del anillo de cimentación multiplicados por la aceleración de la mesa. En la ecuación 5.5 se muestra lo explicado para el cálculo de la fuerza cortante basal.

$$V = F_a - (P_p + P_a)A_0 \text{ (Ec. 5.5)}$$

Donde:

V : Cortante basal del modelo (kN).

F_a : Fuerza aplicada a la plataforma (kN).

P_p : Peso de la plataforma 176,58 kN (18 000 kgf).

P_a : Peso del anillo de cimentación (kN).

A_0 : Aceleración de la plataforma de la mesa vibradora (g).

La Figura 5.18 contiene el registro de la fuerza F_a aplicada para mover la plataforma de la mesa vibradora en cada instante de tiempo. Se muestran picos de 286,1 kN a los 4,1 s y de 263,4 kN a los 10,6 s.

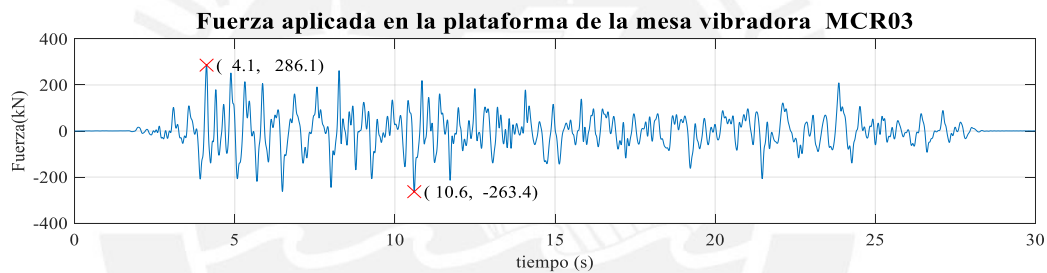
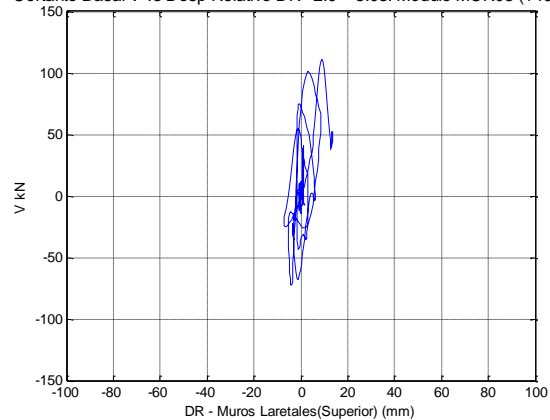


Figura 5.18. Fuerza aplicada en la plataforma en el tiempo

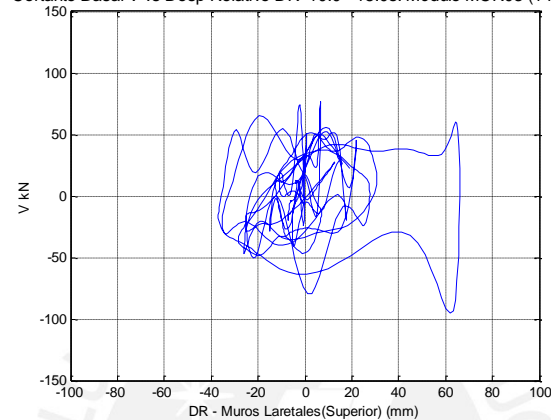
Las Figura 5.19 y 5.20 muestran la cortante basal *versus* el desplazamiento relativo resultante de los valores registrados por los instrumentos ubicados en la parte superior central de los muros, pues son los más representativos. Para facilitar la comparación entre los muros laterales y transversales se utiliza el desplazamiento relativo promedio de sus respectivos instrumentos, es decir, el promedio de DR1 y DR2 para los muros laterales y el promedio de DR3 y DR4 para los muros transversales. Es preciso resaltar que la cortante basal obtenida corresponde a todo el modelo y no al muro donde se encuentra el instrumento.

El primer gráfico representa los primeros 5 segundos del ensayo, donde se aprecia un comportamiento casi lineal. El segundo gráfico muestra el registro entre los 10 y 15 segundos, donde se presentan grandes incursiones inelásticas. Y el tercero indica lo ocurrido durante todo el ensayo. Se observa que el comportamiento excede el límite elástico con una gran disipación de energía. Además, los muros transversales presentan mayores incursiones inelásticas.

Cortante Basal V vs Desp Relativo DR 2.0 - 5.0s. Módulo MCR03 (140mm)



Cortante Basal V vs Desp Relativo DR 10.0 - 15.0s. Módulo MCR03 (140mm)



Cortante Basal V vs Desp Relativo DR Módulo MCR03 (140mm)

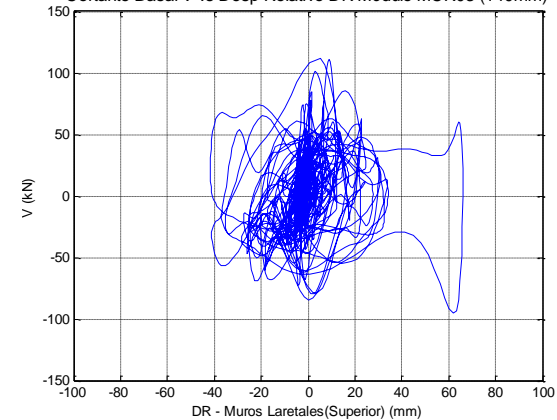
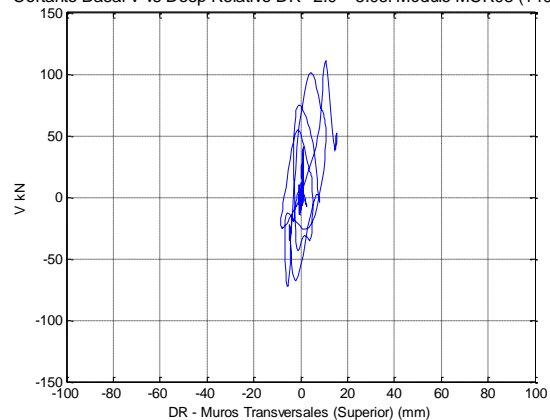
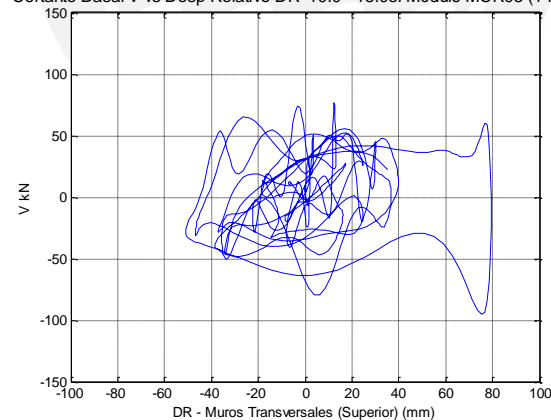


Figura 5.19. Cortante basal versus desplazamiento – Muros laterales (superior) del modelo MCR03

Cortante Basal V vs Desp Relativo DR 2.0 - 5.0s. Módulo MCR03 (140mm)



Cortante Basal V vs Desp Relativo DR 10.0 - 15.0s. Módulo MCR03 (140mm)



Cortante Basal V vs Desp Relativo DR Módulo MCR03 (140mm)

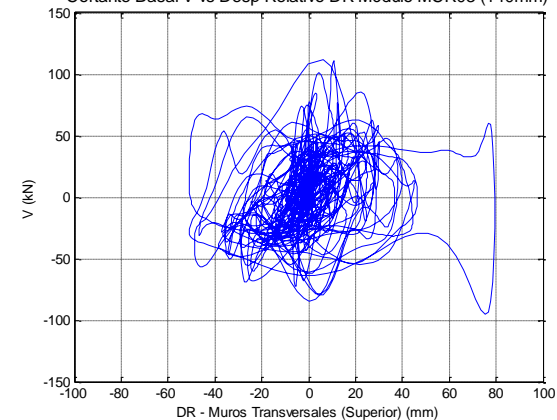


Figura 5.20. Cortante basal versus desplazamiento – Muros transversales (superior) del modelo MCR03

6 ANÁLISIS NUMÉRICOS COMPLEMENTARIOS

Para corroborar la eficacia del diseño de refuerzo y verificar si la distribución de refuerzo fue la adecuada para garantizar la estabilidad de los muros de adobe del modelo reforzado ante acciones sísmicas, los miembros del grupo de investigación elaboraron algunos análisis numéricos adicionales al cálculo en MATLAB como colaboración al desarrollo del proyecto. En estos análisis numéricos se usaron diversos programas como Working Model, SAP 2000 y Abaqus. En Working Model se trabajó solo el caso del volteo del muro posterior y se asumió un comportamiento de bloque rígido de cada una de las partes conformantes. En los programas SAP 2000 y Abaqus se tomó un modelo que se desarrolla bajo el entorno de los elementos finitos, considerando en ambos dos casos: uno en el que se asume el volteo completo del muro posterior, y otro en el que se modelan bloques elásticos unidos por cuerdas (caso SAP 2000) o se considera todo el modelo con un material no lineal (caso Abaqus).

La señal de excitación usada en la base del modelo fue la de aceleraciones para Working Model, SAP 2000 y MATLAB, y la de desplazamientos para Abaqus. Estas señales tienen una máxima amplitud de desplazamiento de 140 mm, igual que el ensayo. Solo el modelo de Abaqus considera material no lineal para la albañilería de adobe.

6.1 MODELACIÓN NUMÉRICA CON MATLAB

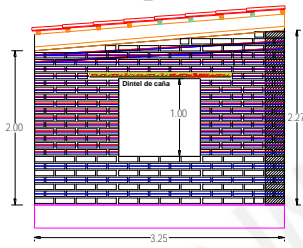
A manera de resumen se muestran los resultados del cálculo con MATLAB para el mecanismo más desfavorable y que será analizado con otros programas de modelamiento numérico. El mecanismo de colapso más desfavorable fue el volteo del muro completo pues presenta un menor factor de seguridad (FS). Esto se debe a que representa el volteo del muro más pesado, por lo cual las cuerdas estarán sometidas a mayores fuerzas (F_i). La Tabla 6.1 muestra los resultados por cuerda para este mecanismo.

Tabla 6.1. Resultados en cuerdas del mecanismo de volteo de muro completo

Filas	Altura h_i (m)	N.º cuerda	L (m)	F _i (N)	δ_i (mm)	FS
20	2,13	8	3,25	134	588	5,2
19	2,04	8	3,25	129	563	5,4
18	1,95	8	3,25	123	538	5,7
17	1,86	8	3,25	117	513	6,0
16	1,77	8	3,25	112	489	6,3
15	1,68	8	3,25	106	464	6,6
14	1,59	8	1,08	302	439	2,3
13	1,50	8	1,08	285	414	2,5
12	1,41	8	1,08	268	389	2,6
11	1,32	8	1,08	251	364	2,8
10	1,23	8	1,08	234	340	3,0
9	1,14	8	1,08	216	315	3,2
8	1,05	8	1,08	199	290	3,5
7	0,96	8	1,08	182	265	3,8
6	0,87	8	1,08	165	240	4,2
5	0,78	8	1,08	148	215	4,7
4	0,69	8	1,08	131	190	5,3
3	0,51	4	3,25	32	141	21,8
2	0,33	4	3,25	21	91	33,6
1	0,15	4	3,25	10	41	74,0

Modelo MATLAB

Mecanismo de volteo de muro completo



Las Figura 6.1 y 6.2 muestran las gráficas fuerza *versus* tiempo y elongación *versus* tiempo de las cuerdas de las filas 20, 18 y 14 del análisis complementario realizado en MATLAB. La fuerza máxima se presenta en la cuerda de la fila 14, con un valor de 302 N. La elongación máxima es de 568 mm y está ubicada en la cuerda de la fila 20. Estos resultados son coherentes con la metodología, dado que el máximo desplazamiento del muro se encuentra en la parte superior y la máxima fuerza pertenece a la fila más alta de menor longitud. En la fila de menor longitud (zona de ventana) la rigidez aumenta dado que esta es inversamente proporcional a la longitud. Por ende, las fuerzas en estas cuerdas se incrementan, pues la fuerza es directamente proporcional a la rigidez de las cuerdas.

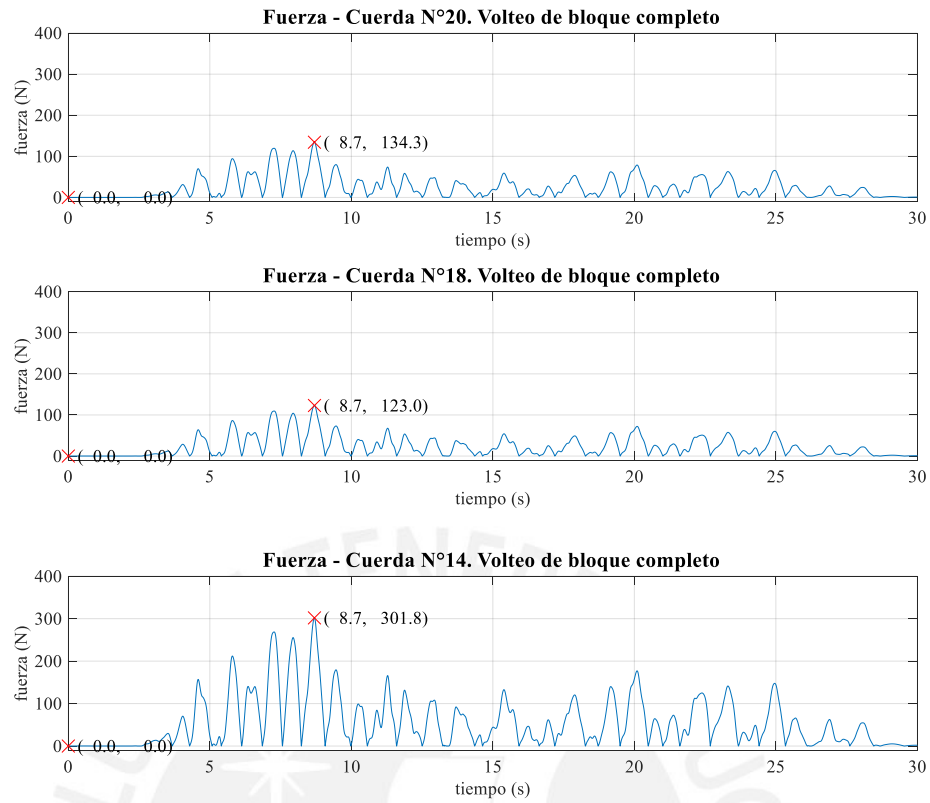


Figura 6.1. Gráfica de fuerzas versus tiempo de las cuerdas 20, 18 y 14 – MATLAB

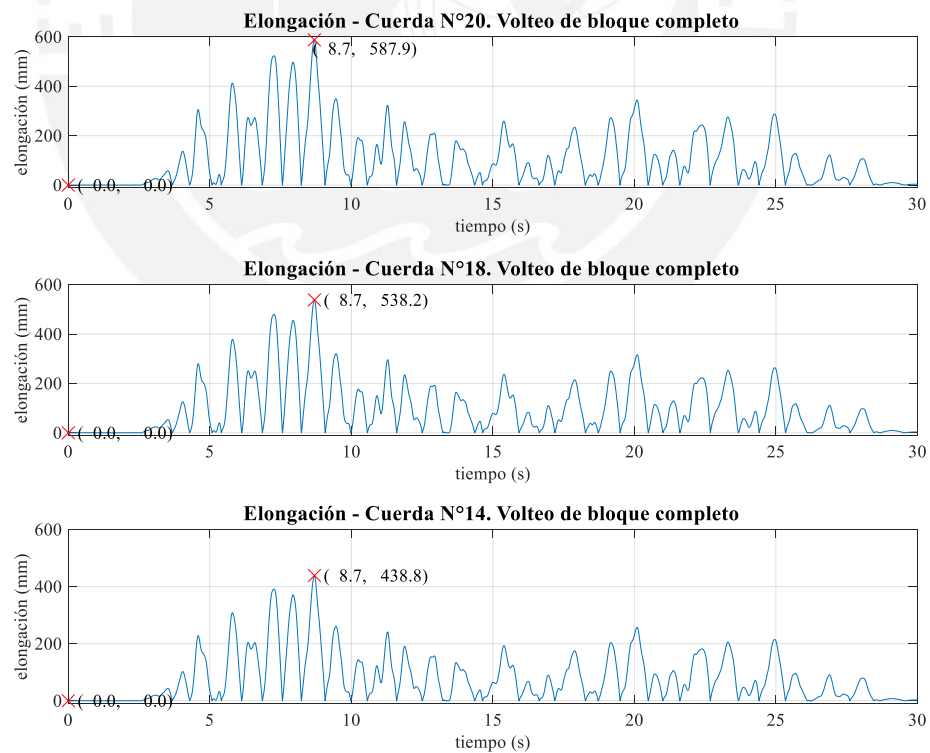


Figura 6.2. Gráfica de elongación versus tiempo de las cuerdas 20, 18 y 14 – MATLAB

6.2 MODELACIÓN NUMÉRICA CON WORKING MODEL

Se ha utilizado el programa Working Model para analizar el mecanismo de colapso más desfavorable, que corresponde al volteo del muro completo (Figura 6.3). Working Model es un programa que trabaja en un plano bidimensional. Por lo tanto, solo se considera la mitad del modelo de adobe. La modelación contempla la representación de la mesa vibradora con el actuador horizontal y los muros de adobe colocados sobre esta. Para fijar la mesa vibradora se utiliza el comando “Keyed Slot join” que la fija en dirección del eje x . El siguiente paso es la elaboración del mecanismo que simula el movimiento sísmico a través de la herramienta “Actuator”. El muro longitudinal se empotra en la base y no genera desplazamiento relativo con la mesa.

El muro transversal posterior se diseña separado del muro longitudinal y con la mitad de la masa total del muro, pues solo se está modelando la mitad del modelo. La base del muro posterior se considera articulada y las cuerdas son representadas por resortes equivalentes que no trabajan en compresión. Es preciso resaltar que Working Model posee una opción que simula el choque entre dos cuerpos, razón por la cual no hay superposición de los muros durante el movimiento sísmico.

La rigidez de los resortes modelados se obtiene de las propiedades mecánicas de la cuerda (EA/L), donde E es el módulo de elasticidad, A es el área nominal de la cuerda y L es su longitud total. La rigidez equivalente es la suma de las rigideces de cada cuerda en una fila; en algunos casos hay dos cuerdas y en otros hasta cuatro, debido a que se está modelando la mitad del modelo. Las cuerdas están distribuidas de la misma manera que indican los planos.

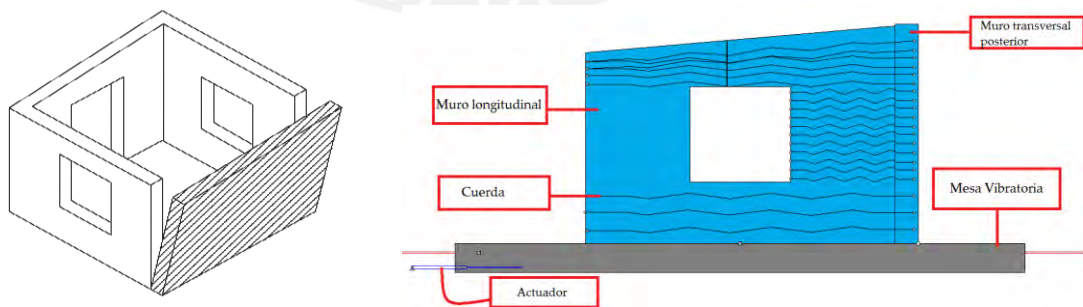
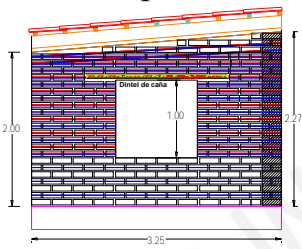


Figura 6.3. Esquema de mecanismo de volteo y modelo numérico en Working Model

La Tabla 6.2 muestra las máximas fuerzas (F_i) que se podrían obtener en cada cuerda de acuerdo con la posición en altura, la deformación de cada cuerda (δ_i) y el factor de seguridad (FS).

Tabla 6.2. Fuerzas en cada cuerda con Working Model

Modelo Working Model Mecanismo de volteo de muro completo	Filas	Altura h_i (m)	N.º cuerda	L (m)	F_i (N)	δ_i (mm)	FS
		20	2,13	4	3,0	142	568
	19	2,04	4	3,0	135	543	5,2
	18	1,95	4	3,0	131	525	5,3
	17	1,86	4	3,0	124	499	5,6
	16	1,77	4	3,0	119	479	5,9
	15	1,68	4	3,0	113	452	6,2
	14	1,59	4	1,0	323	432	2,2
	13	1,50	4	1,0	304	405	2,3
	12	1,41	4	1,0	288	385	2,4
	11	1,32	4	1,0	268	358	2,6
	10	1,23	4	1,0	248	331	2,8
	9	1,14	4	1,0	233	311	3,0
	8	1,05	4	1,0	212	284	3,3
	7	0,96	4	1,0	192	257	3,7
	6	0,87	4	1,0	172	230	4,1
	5	0,78	4	1,0	157	210	4,5
	4	0,69	4	1,0	137	183	5,1
	3	0,51	2	3,0	17	136	41,2
	2	0,33	2	3,0	11	89	63,6
	1	0,15	2	3,0	5	42	140

Las Figura 6.4 y 6.5 muestran las gráficas fuerza *versus* tiempo y elongación *versus* tiempo de las cuerdas de las filas 20, 18 y 14 en el modelo numérico. La fuerza máxima obtenida en la cuerda es 323 N, y está ubicada en la cuerda 14. La máxima elongación es de 568 mm y pertenece a la cuerda 20.

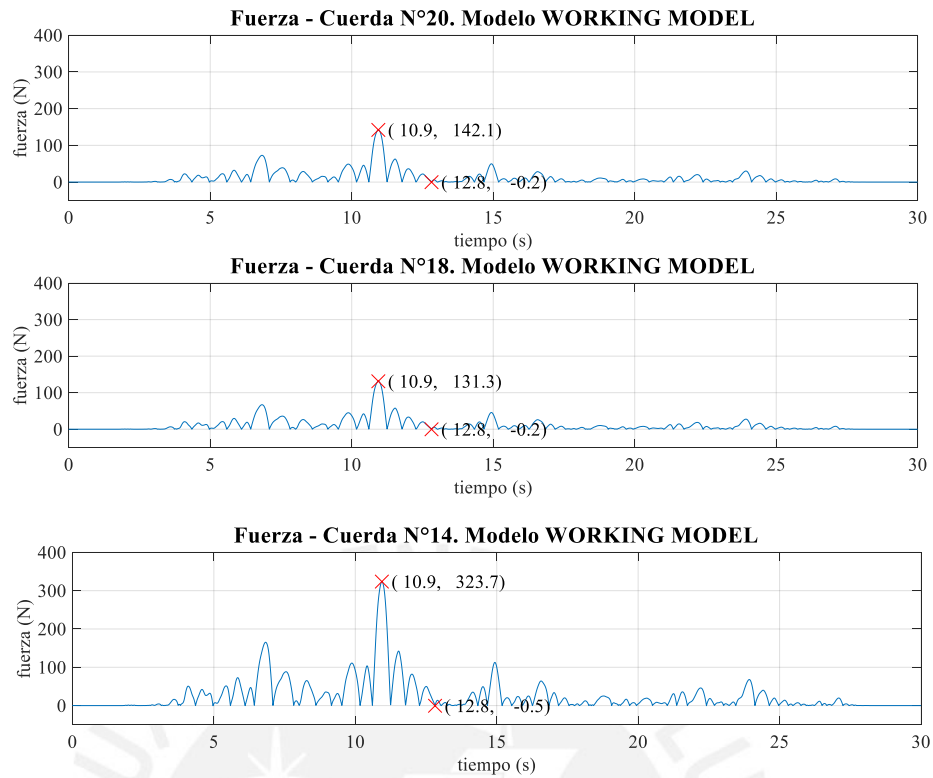


Figura 6.4. Gráfica fuerza versus tiempo. Cuerdas 20, 18 y 14 Working Model

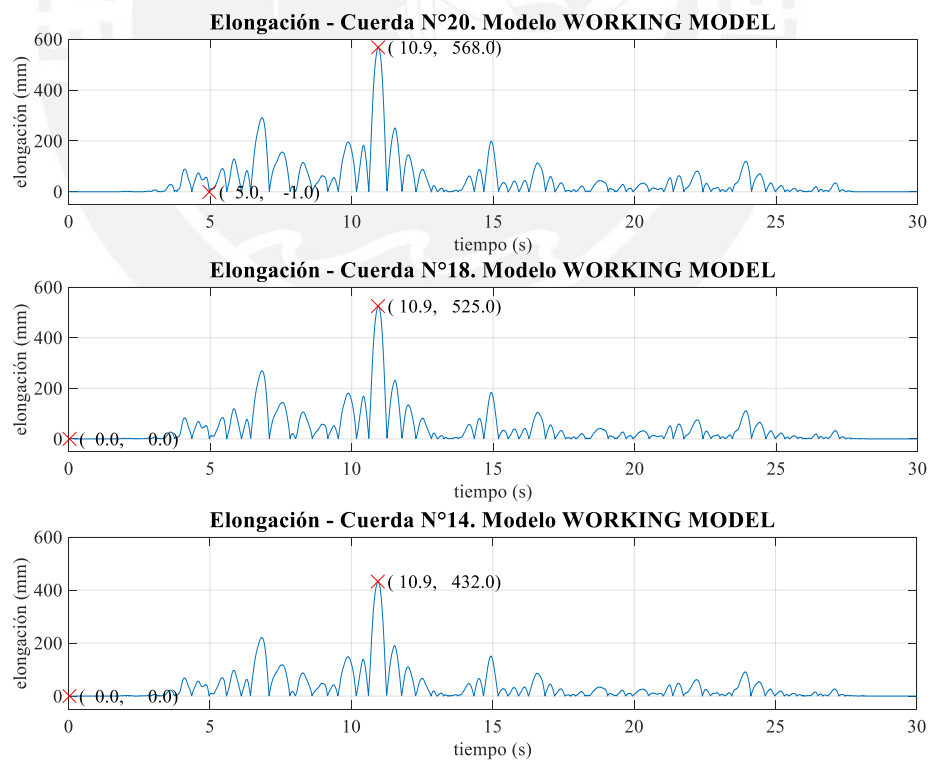


Figura 6.5. Gráfica de elongación versus tiempo. Cuerdas 20, 18 y 14 Working Model

6.3 MODELACIÓN NUMÉRICA CON SAP

En este modelo los muros de adobe se diseñaron con elementos tipo *shell* de 50 mm x 50 mm con un espesor de 250 mm y con propiedades elásticas ($E = 200$ MPa). Dos casos han sido evaluados: un modelo similar al mecanismo de volteo del muro completo reportado en la sección anterior, y otro en el que se simulan todas las posibles grietas del modelo real. En ambos, los modelos están conformados por macrobloques elásticos unidos por elementos *link*. El techo no ha sido modelado para obtener valores de fuerzas y desplazamientos más conservadores.

6.3.1 Modelo 1 – SAP 2000

Este modelo representa el volteo completo del muro posterior. En este mecanismo (Figura 6.6) se eliminaron los elementos *shell* (adobe) en la línea vertical de falla y se reemplazaron por elementos *link gap*. Estos *links* actúan en compresión con una rigidez equivalente a los elementos *shell* eliminados. En cambio, las cuerdas fueron modeladas con elementos *link hook* que actúan solo en tracción con una rigidez equivalente que depende de la longitud y número de cuerdas. El muro transversal posterior se encuentra simplemente apoyado, mientras que los demás muros están empotrados.

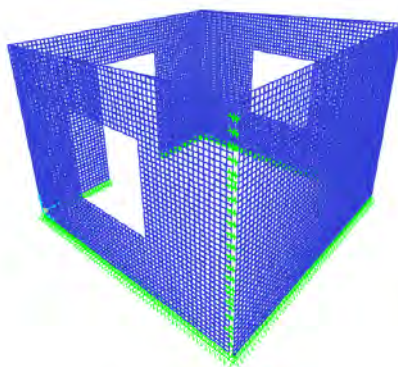


Figura 6.6. Modelo 1 en SAP 2000 de elementos finitos. Volteo de muro completo

Además, dada la falta de información de laboratorio para calcular la rigidez entre dos bloques de adobe, en este modelo se calibró la rigidez a compresión en los *links gaps* a 100 kN/mm para obtener desplazamientos máximos de 150 mm en el muro posterior. Este máximo desplazamiento es el que se ha registrado en ensayos anteriores.

Los resultados en materia de fuerza (F_i) y de desplazamiento (δ_i) se registran en la Tabla 6.3 Se aprecia que la máxima fuerza se produce en la cuerda 14 (87 kN) y que el máximo desplazamiento es de 150 mm, según lo calibrado, y se produce en la última fila. Estos valores son casi cinco veces inferiores a los reportados en Working Model. En este mecanismo se asume también que el bloque del lado izquierdo está en un estado no fisurado, cuando en realidad durante el movimiento sísmico puede fisurarse y registrar mayores desplazamientos.

Tabla 6.3. Resultados en cada cuerda con SAP 2000 – Modelo 1

Filas	Altura h_i (m)	N.º cuerda	L (m)	F_i (N)	δ_i (mm)	FS
20	2,13	4	3,0	38	150	19
19	2,04	4	3,0	36	144	19
18	1,95	4	3,0	35	137	20
17	1,86	4	3,0	33	129	22
16	1,77	4	3,0	31	122	23
15	1,68	4	3,0	30	119	23
14	1,59	4	1,0	87	115	8
13	1,50	4	1,0	81	108	9
12	1,41	4	1,0	74	98	9
11	1,32	4	1,0	68	90	10
10	1,23	4	1,0	63	83	11
9	1,14	4	1,0	59	78	12
8	1,05	4	1,0	55	73	13
7	0,96	4	1,0	48	64	15
6	0,87	4	1,0	43	56	16
5	0,78	4	1,0	37	49	19
4	0,69	4	1,0	35	46	20
3	0,51	2	3,0	10	38	74
2	0,33	2	3,0	7	28	100
1	0,15	2	3,0	4	16	175

Modelo 1
SAP 2000

Mecanismo de
volteo de muro
completo



En la Figura 6.7. aparecen las fuerzas en el tiempo de las cuerdas 14, 18 y 20. De manera análoga, en la Figura 6.8. se muestra la elongación en el tiempo de dichas cuerdas.

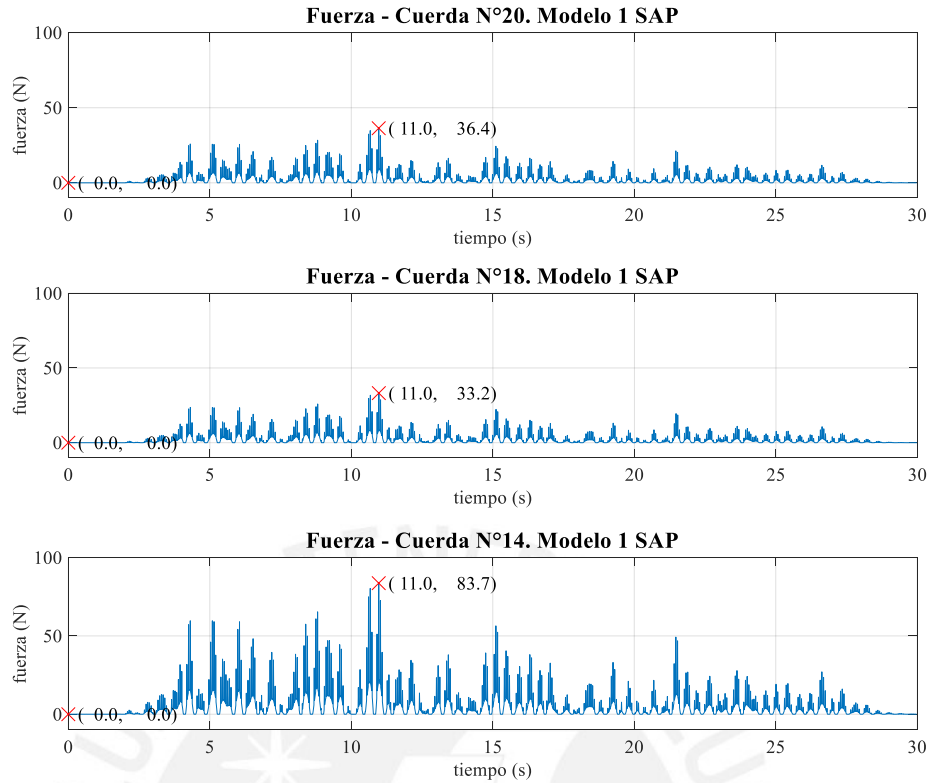


Figura 6.7. Gráficas de fuerzas versus. tiempo. Cuerdas 20,18 y 14 del Modelo 1 - SAP 2000

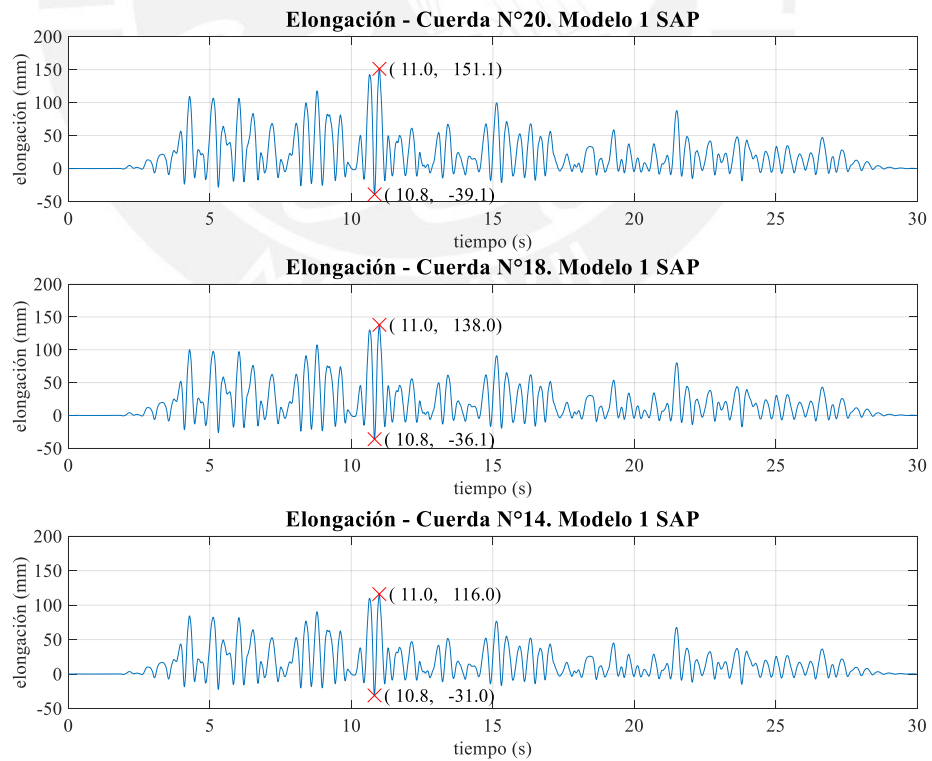


Figura 6.8. Graficas de elongación versus tiempo. Cuerdas 20, 18 y 14 del Modelo 1- SAP 2000

6.3.2 Modelo 2 – SAP 2000

En este mecanismo se asume que el modelo está formado por bloques elásticos unidos por elementos *links* que son ubicados en los lugares de posible agrietamiento de acuerdo con ensayos anteriores (ver líneas verdes de Figura 6.9). De esta forma se tiene un conjunto de bloques unidos con elementos *link* horizontales y verticales, los que muestran una rigidez solo a compresión que simula el comportamiento del adobe.

El refuerzo de cuerdas se modeló también con elementos *links*, pero con comportamiento solo a tracción. Estos elementos se colocaron en dirección horizontal y vertical, según indican los planos de diseño. La longitud de los elementos *link* que simulan las cuerdas es menor que la longitud real, pues estos elementos *link* solo conectan los bordes de los bloques separados. Sin embargo, la rigidez axial ingresada es equivalente a la rigidez real y fue calculada siguiendo la teoría de los resortes en serie. Los elementos *link* a compresión horizontales y verticales ubicados en los muros perpendiculares a la dirección del movimiento contienen además un valor de rigidez al cortante de 0,1 N. Este valor pequeño se incorporó solamente para que el modelo no tuviera problemas de inestabilidad fuera del plano y el equilibrio pudiera mantenerse durante el movimiento sísmico. Además, las bases de los muros transversal anterior (MTA) y transversal posterior (MTP) se modelaron como simplemente apoyados, mientras que el resto de los muros fueron empotrados.

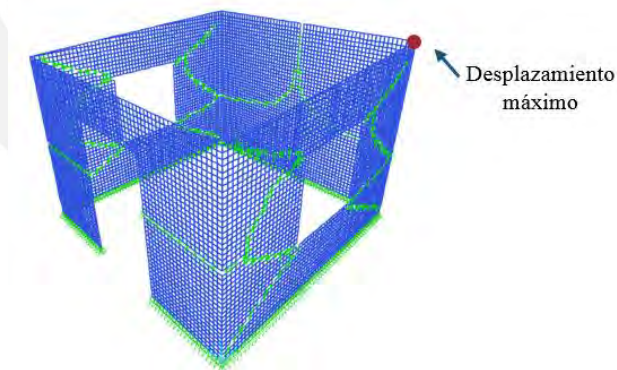


Figura 6.9. Mecanismos de falla de la estructura

El material para la albañilería de adobe fue elástico lineal con un módulo de elasticidad de 200 MPa. No se colocó la viga collar para tener resultados más conservadores. El mecanismo de falla considerado para los muros se muestra en la Figura 6.10, grietas diagonales que van desde las esquinas de los muros hasta los

extremos en los muros paralelos al movimiento, grietas de flexión vertical en el muro frontal y grietas de flexión horizontal y vertical en el muro posterior.

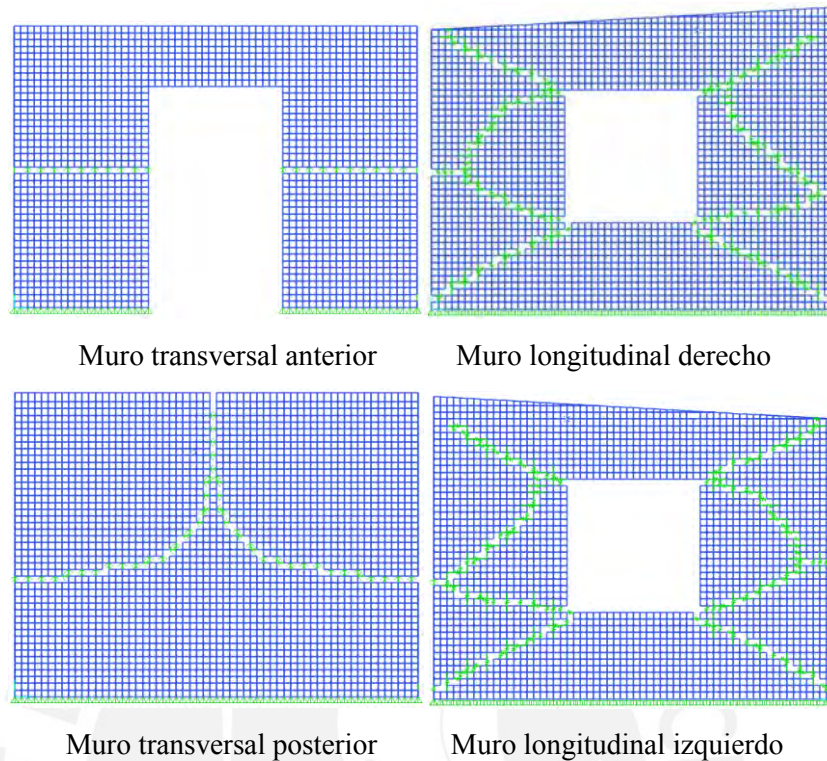


Figura 6.10. Mecanismos de falla considerados en los muros del modelo en SAP 2000

Para este modelo, la rigidez a compresión de los elementos *link gap* fue de 300 kN/mm con el fin de lograr que los valores de desplazamientos del muro posterior sean similares a los obtenidos en ensayos dinámicos preliminares. Por lo tanto, los resultados finales de desplazamiento y fuerzas en las sogas dependen considerablemente del valor de rigidez de los elementos *link* a compresión que se coloquen.

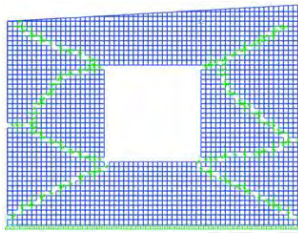
Tal como ya se comentó, este modelo es excitado con un registro de aceleraciones en la base. Se asume que los muros perpendiculares al movimiento pueden rotar en su base. La Tabla 6.4 muestra un resumen de los máximos valores de fuerza (F_i) y deformación (δ_i) calculados en cada cuerda. Los valores máximos se encuentran en la cuerda 15, con una fuerza igual a 42,3 N y una deformación de 27 mm. Las fuerzas más bajas se registran en la zona de la ventana superior, cuando en los modelos anteriores en esta zona se presentaron los valores más altos. Las Figuras 6.11 y 6.12 muestran las fuerzas y elongaciones en el tiempo de las cuerdas 14, 18 y 20.

Tabla 6.4. Resultados en cada cuerda del Modelo 2 con SAP 2000

Filas	Altura h_i (m)	N.º cuerda	L (m)	Fi (N)	δ_i (mm)	FS
20	2,13	4	3,0	16,0	10	43,8
19	2,04	4	3,0	14,3	9	49,1
18	1,95	4	3,0	15,5	10	45,2
17	1,86	4	3,0	23,5	15	29,8
16	1,77	4	3,0	35,3	23	19,9
15	1,68	4	3,0	42,3	27	16,6
14	1,59	4	1,0	7,5	3	93,3
13	1,50	4	1,0	9,0	4	77,8
12	1,41	4	1,0	9,0	4	77,8
11	1,32	4	1,0	8,3	4	84,8
10	1,23	4	1,0	7,0	3	100
9	1,14	4	1,0	6,5	3	108
8	1,05	4	1,0	9,8	4	71,8
7	0,96	4	1,0	14,3	6	49,1
6	0,87	4	1,0	26,0	11	26,9
5	0,78	4	1,0	31,3	13	22,4
4	0,69	4	1,0	36,5	16	19,2
3	0,51	2	3,0	13,0	9	53,8
2	0,33	2	3,0	11,5	8	60,9
1	0,15	2	3,0	6,0	4	117

Modelo 2
SAP 2000

Modelo fisurado
muro longitudinal



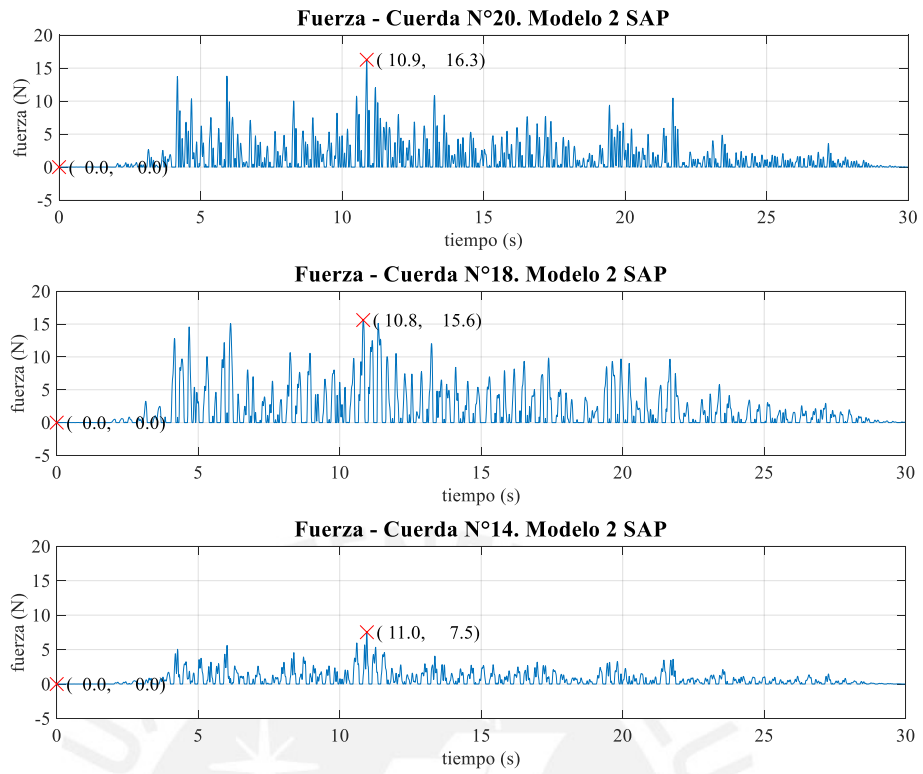


Figura 6.11. Gráfica de fuerzas versus tiempo. Cuerdas 20, 18 y 14 del Modelo 2 – SAP 2000

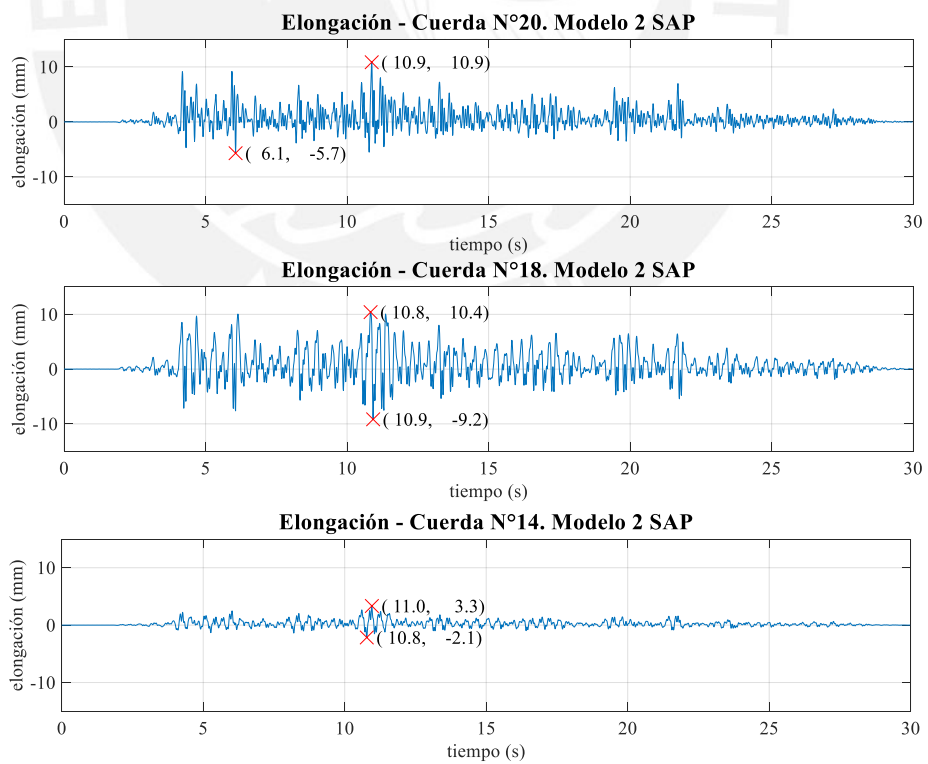


Figura 6.12. Gráfica de elongación versus tiempo. Cuerdas 20, 18 y 14 del Modelo 2 – SAP 2000

6.4 MODELACIÓN NUMÉRICA CON ABAQUS

El programa de elementos finitos Abaqus/Cae permite modelar estructuras en el rango lineal y no lineal, y bajo cargas estáticas y dinámicas con integración en el tiempo.

Para simular el comportamiento del modelo reforzado se han desarrollado dos casos. El primero considera la completa separación del muro posterior con el resto del modelo, similar al mecanismo de volteo de muro completo del modelo de MATLAB. Este muro posterior está unido por medio de cuerdas a los muros perpendiculares. En el segundo caso se considera un modelo completamente no lineal pero reforzado con cuerdas. A diferencia del modelo real, se asume que estas cuerdas están adheridas en toda su longitud al muro de adobe (compatibilidad de deformación entre materiales).

6.4.1 Modelo 1 – Abaqus

El modelo 1 ha sido modelado con elementos sólidos considerando un material elástico lineal. Para evitar el traslape entre el muro posterior suelto y el resto del modelo se considera una propiedad de contacto entre las superficies actuantes, de forma que se puede modelar la colisión entre bloques. En la Figura 6.13 se aprecia el modelo numérico desarrollado (nótese, en azul, las drizas horizontales, y que no existen drizas verticales). El módulo de elasticidad usado para la mampostería fue de 200 MPa. Las cuerdas son representadas por elementos *stringer* adyacentes a los muros perpendiculares; estos elementos se rompen automáticamente cuando llegan a un cierto nivel de fuerza impuesto (700 N). La rigidez axial es calculada con la expresión: EA/L .

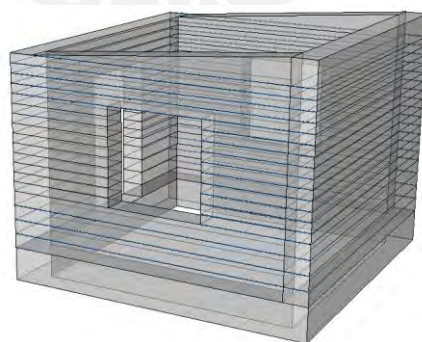


Figura 6.13. Representación del modelo 1 en Abaqus

La base del muro posterior está solo apoyada sobre la cimentación; es decir, hay posibilidad de rotación y de traslado. No se ha considerado el peso del techo, ya que se asume que todo el peso recae sobre los muros perpendiculares al movimiento.

La Figura 6.14 presenta imágenes a los 10 s y 24 s del movimiento de la base; en ellas se aprecia cómo el muro posterior tiende a rotar y trasladarse en su base, pero no se voltea porque las cuerdas tratan de mantenerlo en equilibrio.

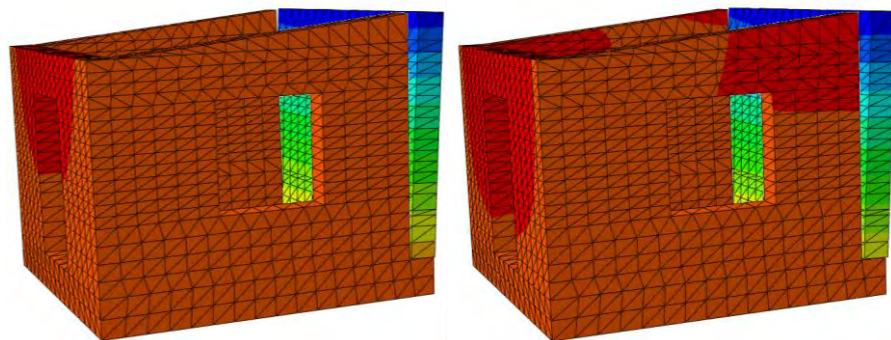


Figura 6.14. Desplazamiento del modelo a los 10 s (izquierda) y 24 s (derecha)

Como en los modelos anteriores, se muestran las gráficas de fuerza y elongación para las filas 14, 18 y 20 (Figura 6.15 y 6.16). La mayor fuerza (300 N) se produce en la cuerda 14, que tiene menor longitud y mayor rigidez axial. La máxima elongación se produce en la cuerda más alta y es de alrededor de 600 mm. Los cálculos se muestran hasta 25 s de movimiento debido a problemas de convergencia en el modelo numérico.

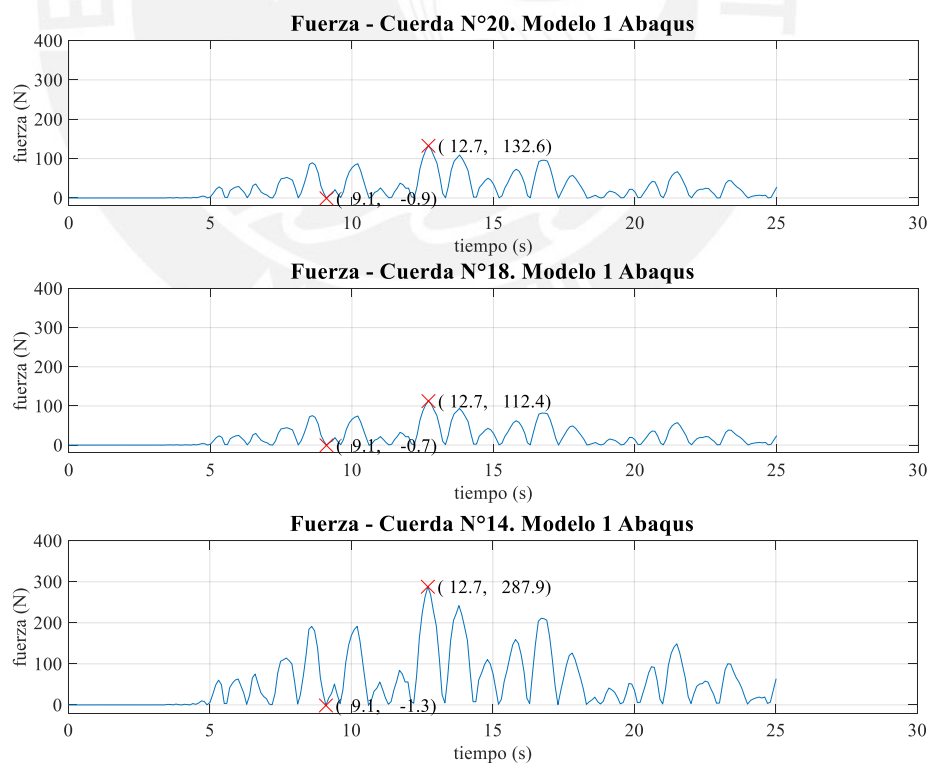


Figura 6.15. Gráfico fuerzas versus tiempo. Cuerdas 20, 18 y 14 del Modelo 1 - Abaqus

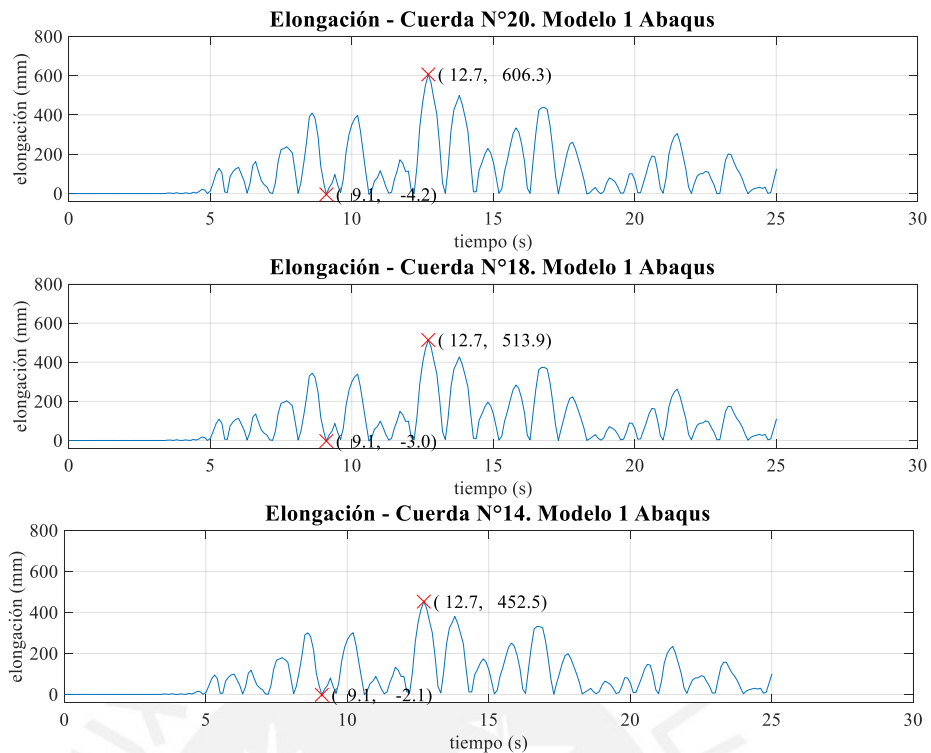


Figura 6.16. Gráfico de elongación versus tiempo. Cuerdas 20, 18 y 14 del Modelo 1 - Abaqus

6.4.2 Modelo 2 – Abaqus

El modelo 2 ha sido modelado con elementos *shell*. En esta simulación se ha considerado un material no lineal para la albañilería de adobe y un material elástico (pero sin resistencia a compresión) para las drizas. El refuerzo colocado en Abaqus permite la adherencia entre adobe y driza, sin posibilidad de movimiento relativo entre ambos materiales. Esta es una desventaja, pues en realidad la driza solo se conecta al material adobe en algunos puntos. Sin embargo, se asumirá que los resultados son consistentes, ya que el refuerzo en realidad debe tener una capa de recubrimiento. Las vigas de madera se han asumido como elementos elásticos colocados sobre los muros.

Las propiedades más importantes para el material adobe (macromodelo) son la máxima resistencia a compresión (0,45 MPa) y a tracción (0,04 MPa), valores que han sido obtenidos de la literatura (Tarque et al., 2014). El módulo de elasticidad fue de 200 MPa. Luego de que el material alcance los valores máximos de tracción o compresión en cualquier punto de integración, el material se degradará (deformación plástica), simulando así la aparición de grietas. El refuerzo de driza horizontal y vertical es colocado a ambos lados del elemento *shell*.

La Figura 6.17 es una representación del modelo numérico diferenciando sus componentes: viga de cimentación, muros de adobe, dinteles y vigas de madera del techo.

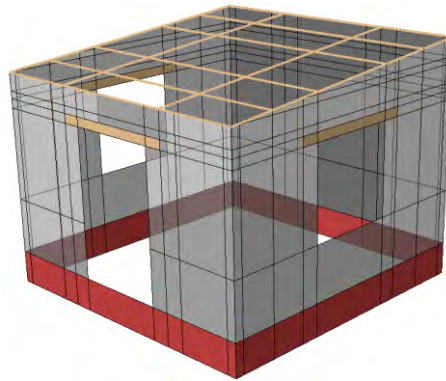


Figura 6.17. Representación del modelo FEM (los colores indican diversidad de materiales)

La Figura 6.18 muestra el progreso de las deformaciones plásticas principales en el material adobe hasta los 10 s del movimiento. Se nota que las primeras fisuras se forman en la unión entre muro posterior y muros transversales; luego se forman las grietas diagonales en las esquinas de ventanas, y posteriormente las deformaciones se concentran en el muro posterior. Esta progresión de grietas se ha visto también en diversos ensayos experimentales.

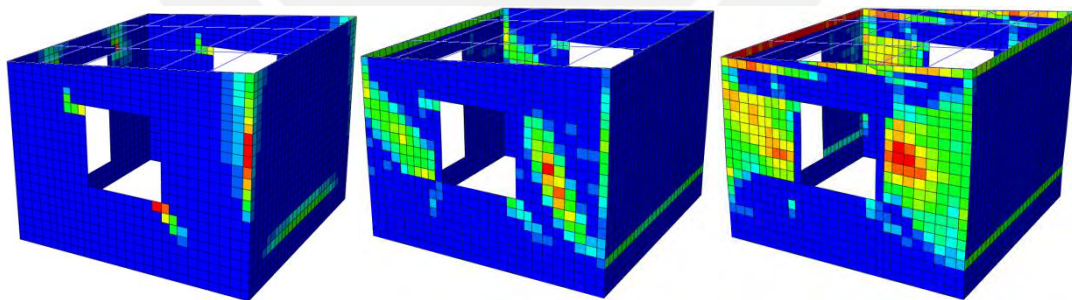


Figura 6.18. Progreso de deformaciones plásticas principales (tracción), para efectos de visualización (cada imagen tiene su propia escala de valores). Escala de deformación: 1

A medida que el movimiento continúa (más allá de los 10 s) se aprecia una excesiva deformación en el muro frontal, y dado que el material no permite la separación física de *shells*, se produce un efecto de deformación geométrica excesiva de todo el modelo (Figura 6.19). El modelo desarrollado no contempla la separación

física de los muros perpendiculares entre sí, pues la grieta es representada por deformación plástica de los materiales. Por ello, cuando el muro frontal se deforma, “jala” a los muros laterales al movimiento y produce también deformaciones excesivas en el muro posterior. De ahí que los resultados del modelo son considerados válidos hasta los 10 s del movimiento sísmico, antes de que se aprecien deformaciones excesivas.

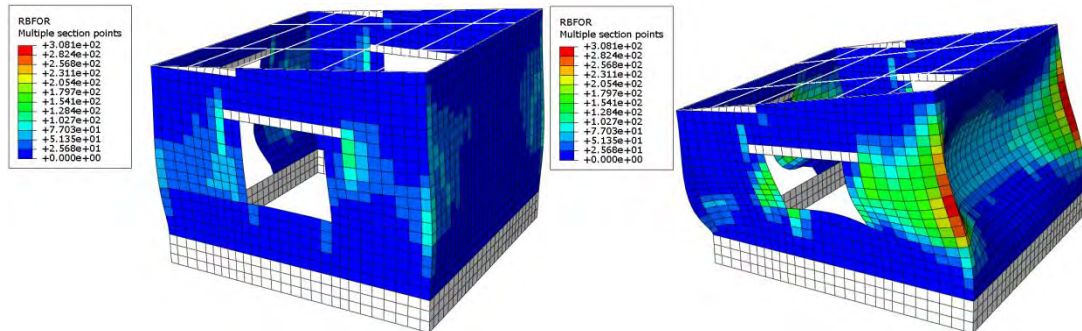


Figura 6.19. Fuerzas en las drizas horizontales a los instantes 9 s y 30 s (notar la excesiva deformación del modelo a los 30 s)

La Figura 6.20. muestra el gráfico fuerzas *versus* tiempo de las cuerdas 20, 18 y 14. La máxima fuerza registrada fue de 135 N, presentada en la cuerda 14, mientras que la mínima se produce en la cuerda 20 (81 N). La Figura 6.21. presenta el gráfico de elongación *versus* tiempo. La máxima elongación, hasta 10 s, se produce en la cuerda 20 (30 mm, aproximadamente).

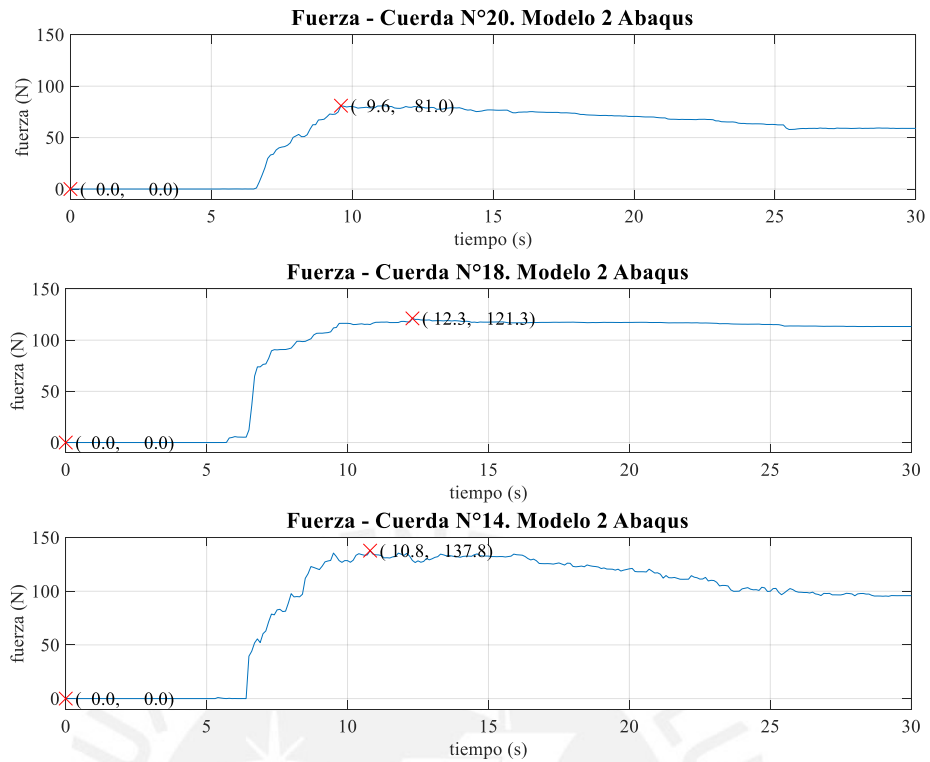


Figura 6.20. Gráfico fuerzas versus tiempo. Cuerdas 20, 18 y 14 del Modelo 2 - Abaqus

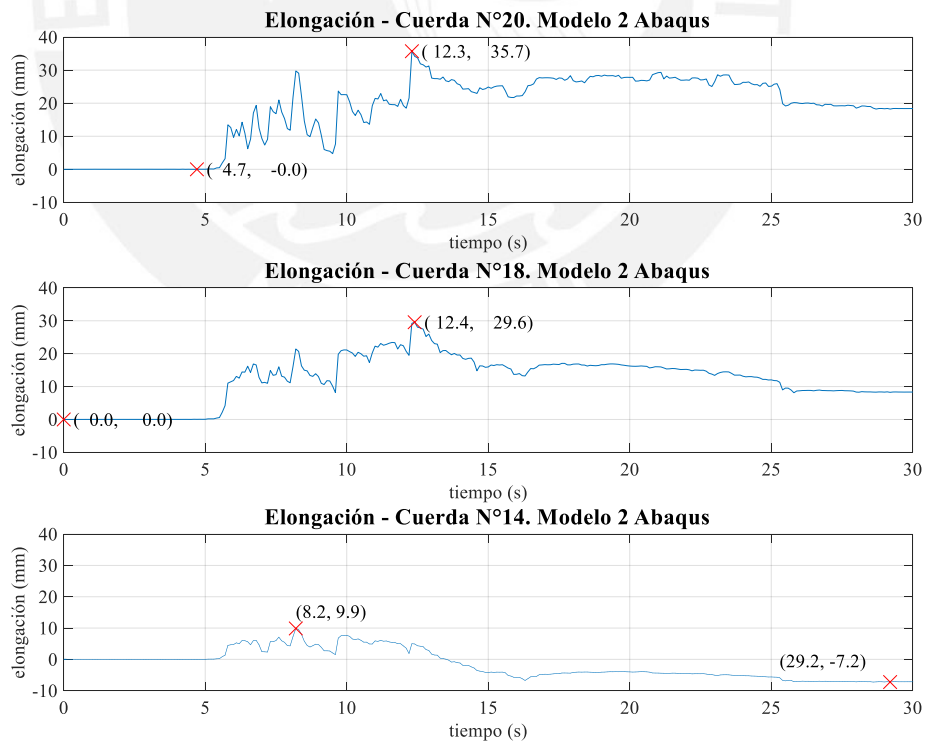


Figura 6.21. Gráfico elongación versus tiempo. Cuerdas 20, 18 y 14 del Modelo 2 - Abaqus

6.5 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Los modelos de MATLAB, Working Model, SAP 2000 (Modelo1) y Abaqus (Modelo 1) representan el mecanismo de falla de volteo del muro posterior completo. Los resultados en fuerzas y desplazamientos de los modelos de MATLAB, Working Model y Abaqus son muy similares. En cambio, los resultados del SAP 2000 (Modelo1) son casi cinco veces menores que los anteriores. Una de las razones es que el SAP 2000 (Modelo1) fue calibrado para tener un máximo desplazamiento del muro posterior de 150 mm, de acuerdo con ensayos anteriores. Los otros modelos han registrado desplazamientos del muro posterior mayores de 500 mm, desplazamientos que son irreales porque físicamente significarían el colapso del muro. Comparadas con los resultados experimentales, solo la fuerza de la cuerda 18 de MATLAB y de Abaqus (Modelo 1) son similares a las registradas (alrededor de 120 N), pero los desplazamientos numéricos son casi 40 veces superiores a los registrados experimentalmente. Todos los resultados aparecen en la Tabla 6.5.

El modelo lineal SAP 2000, con representación de los mecanismos de falla observados en el ensayo, ofrece valores muy bajos de tensión y de deformación de las cuerdas, a pesar de que fue calibrado para que tuviera desplazamientos del muro posterior similares a los de ensayos anteriores. Por lo tanto, este modelo simplificado no brinda garantías para ser usado como herramienta de verificación del modelo reforzado. Mayor investigación sobre el uso de los elementos *link* es necesaria para mejorar el modelo.

Los resultados más cercanos a los del ensayo real son los registrados por el modelo no lineal Abaqus, pues los valores de fuerza medidos hasta los 10 s del movimiento son comparables con los experimentales. La única mayor diferencia con este último modelo es la deformación de la cuerda 18, ya que el valor medido duplica el registrado experimentalmente. Sin embargo, el patrón de fisuración concuerda en gran porcentaje con el observado en el ensayo.

Tabla 6.5. Comparación de resultados de fuerzas y elongaciones registradas en los modelos numéricos y el experimental

Fila	Fuerza (N)						Exp.
	MATLAB	WM	SAP		Abaqus		
	M1	M1	1	2	1	2	
20	134	142	38	16	132	81	-
18	123	131	35	15	112	116	124
14	302	323	87	7,5	287	135	132

Fila	Desplazamiento (mm)						Exp.
	MATLAB	WM	SAP		Abaqus		
	M1	M1	1	2	1	2	
20	588	568	150	11	606	30	-
18	538	525	137	10	513	21	12
14	435	432	115	3.3	452	10	10

Por lo tanto, se concluye que de los seis modelos numéricos presentados en esta sección, el modelo numérico con material no lineal representa mejor el estado de fisuración del modelo y el estado tensional y de deformación de las cuerdas ante el movimiento sísmico. Se sugiere también una mejor modelación usando elementos sólidos y elementos de refuerzo que no estén adheridos en toda su longitud al material adobe, sino conectados solo en algunos puntos de acuerdo con los planos de construcción. También es necesario mejorar el modelamiento entre viga solera y muros de adobe, ya que no están perfectamente adheridos entre sí, sino que existe cierta libertad de movimiento relativo entre ambos.

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

A partir de los resultados del ensayo en el modelo de adobe a escala natural y los modelos numéricos realizados, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- La metodología de diseño propuesta para el refuerzo sísmico de viviendas de adobe con malla de cuerdas es funcional y práctica. Al considerar los factores de seguridad como parámetro de selección del refuerzo se garantiza la integridad del refuerzo y, por ende, la de la estructura. Sin embargo, esta metodología no es funcional si se quieren estudiar los desplazamientos del modelo, pues al considerar un bloque de volteo completamente separado de la estructura se obtienen resultados excesivamente altos.

- Esta metodología involucra varias consideraciones para el cálculo. La principal es que los mecanismos de colapso se presentan de forma individual. Sin embargo, como se ha podido observar en el ensayo de simulación sísmica, la formación de grietas y fisuras comprende una combinación de los mecanismos de falla. Por tanto, el método de diseño resulta conservador al estudiar los casos extremos de colapso que se dan en una vivienda sin refuerzo.

- El ensayo demostró que el refuerzo sísmico en el modelo de adobe fue indispensable para evitar el colapso de los muros, dado que varios bloques del muro se desprendieron, pero no se voltearon, pues la malla de cuerdas los contuvo. Ante eventos sísmicos severos, el refuerzo externo con malla de cuerdas sintéticas reduce significativamente la vulnerabilidad sísmica de las viviendas de adobe, ya que puede reducir daños y mantener la integridad de la estructura.

- Las cuerdas sintéticas como material de refuerzo mostraron ser compatibles con las deformaciones de estructuras de adobe. Los muros tuvieron desplazamientos relativos máximos de 80 mm, y las cuerdas acompañaron esta deformación permaneciendo en su rango elástico sin poner en peligro la estructura. Además, las cuerdas sintéticas tienen una alta disponibilidad en el mercado, son económicas y han mostrado que pueden dotar a la estructura de una buena resistencia ante sismos severos, por lo que resultan una alternativa de refuerzo muy atractiva.

- Las diversas variedades de cuerdas sintéticas que existen en el mercado incrementan la disponibilidad del material para la implementación de esta técnica en viviendas de abobe. Se recomienda conocer las propiedades mecánicas del material antes de adquirirlas. Estas propiedades mecánicas se pueden obtener directamente de fichas técnicas del proveedor, que usualmente indican valores que son muy conservadores, por lo que se pueden emplear para el diseño sin necesidad de realizar ensayos previos.

7.2 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

- Para mejorar el refuerzo con malla de cuerdas sintéticas se recomienda realizar un tejido entre ellas, es decir, entrelazar las cuerdas verticales y horizontales de manera que exista mayor cantidad de conexiones en la malla formada.

- De la distribución del refuerzo determinada con el método de diseño propuesto se resalta que las zonas que requieren mayor refuerzo se ubican en los vanos de la ventana y la zona superior, por lo cual deben ser reforzadas con mayor cuidado.

- La distribución de cuerdas de amarre tiene la función de unir las mallas en ambas caras del muro, por lo cual depende del área del muro que se va a reforzar. Se recomienda distribuir las cuerdas de amarre de manera simétrica, de manera que no existan longitudes de cuerdas sobreesforzadas. Además, se considera ideal que existan cuerdas de amarre cada dos hiladas (verticalmente) y cada adobe (horizontalmente).

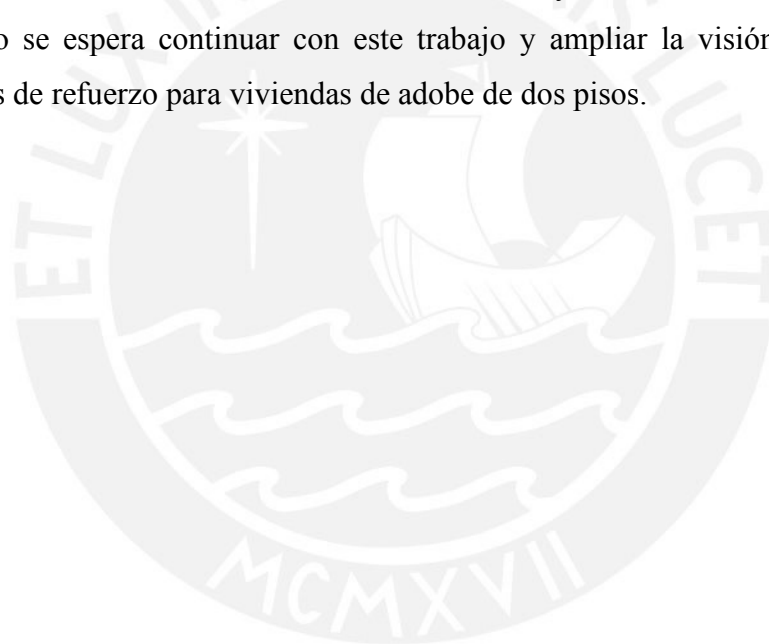
- El refuerzo con cuerdas tiene la ventaja de crear mallas que pueden variar de forma según la necesidad de refuerzo. Se emplearon nudos en la zona del encuentro de los muros con la intención de conectar los muros con el refuerzo. Para el cálculo, las cuerdas transversales al muro son las que restringen el volteo, razón por la cual se conectan las cuerdas transversales con las que se encuentran paralelas al muro.

- Se recomienda implementar una protección adicional a las cuerdas que pasen por la viga collar, pues el contacto con la madera durante un evento sísmico genera fricción entre estas superficies y rompe la cuerda. Como solución se puede colocar la cuerda dentro de pequeños tubitos de plástico en la zona que esté en contacto con la madera.

7.3 IMPACTOS PREVISTOS

Al desarrollar un diseño de refuerzo sísmico para viviendas de adobe se logra contribuir con la mitigación de la vulnerabilidad sísmica que estas viviendas presentan. Las viviendas de adobe tienen gran popularidad en zonas rurales, donde la mayor parte de población cuenta con recursos escasos. El sistema de refuerzo desarrollado es económico y el material de refuerzo presenta gran disponibilidad, lo que posibilita ser empleado sin restricciones. Se están proponiendo soluciones ante la falta de seguridad que las viviendas de adobe presentan durante eventos sísmicos, con lo que se evitan pérdidas humanas y materiales.

Se espera que esta metodología de diseño de refuerzo sísmico con malla de cuerdas sintéticas pueda ser difundida y aplicada por los pobladores para el diseño de sus viviendas de adobe. Si bien se ha difundido ya en cierta medida la técnica de refuerzo se espera continuar con este trabajo y ampliar la visión al desarrollo de técnicas de refuerzo para viviendas de adobe de dos pisos.



8 BIBLIOGRAFÍA

- Blondet, M., y Aguilar, R. (2007). Seismic Protection of Earthen Buildings. En *Conferencia Internacional en Ingeniería Sísmica, Lima, Perú*. Lima. https://www.researchgate.net/publication/237635394_SEISMIC_PROTECTION_OF_EARTHEN_BUILDINGS
- Blondet, M., Tarque, N., Soto, J., Sosa, C., y Sarmiento, J. (2016). Seismic Protection of Earthen Vernacular and Historical Constructions, 3-14. <http://www.crcnetbase.com/doi/pdfplus/10.1201/9781315616995-3>
- Blondet, M., Torrealva, D., Vargas, J., Velasquez, J., y Tarque, N. (2006). Seismic Reinforcement of Adobe Houses using External Polymer Mesh. En *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC)*. September 38. Geneva, Switzerland.
- Blondet, M., Vargas, J., Tarque, N., y Iwaki, C. (2011). Construcción sismorresistente en tierra: la gran experiencia contemporánea de la Pontificia Universidad Católica del Perú. *Informes de La Construcción*, 63(523), 41-50. <https://doi.org/10.3989/ic.10.017>
- Bossio, S. (2010). *Evaluación del comportamiento sísmico e influencia de la dirección del movimiento en módulos de adobe reforzado con geomalla*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- CENAPRED (2010). Cartilla breve para refuerzo de la vivienda rural de autoconstrucción contra sismo y viento. México D. F.: CENAPRED.
- Groenenberg, 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.
- Houben, H., y Guillaud, H. (1994). *Earth Construction – A Comprehensive Guid*. London, UK: ITDG Publishing.
- INEI (2015). *Viviendas particulares según material predominante en las paredes exteriores y área de residencia, 2001-2014*. Lima: INEI.
- La Torre, D. (2017). *Desarrollo de la construcción de viviendas de adobe sísmicamente reforzadas en el Perú*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

- Mattsson, E. (2015). Improved Seismic-Resistant Design of Adobe Houses in Vulnerable Areas in Peru. Upsala, Suecia: Universidad de Upsala. https://www.google.com.pe/search?q=Mattsson+Improved+Seismic-Resistant+Design+of+Adobe+Houses+in+Vulnerable+Areas+in+Peru&rlz=1C1AOHY_es&oq=Mattsson+Improved+Seismic-Resistant+Design+of+Adobe+Houses+in+Vulnerable+Areas+in+Peru&aqs=chrome.69i57j69i59.11885j0j8&sourceid=chrome&ie=UTF-8
- NORMA E.080 (2017). Diario Oficial del Bicentenario El Peruanito, Lima, Perú, 7 de abril de 2017.
- Puertas y Elsen (2007, 16 de agosto). Earthquake in Peru Kills Hundreds. *The New York Times*. Recuperado de <http://www.nytimes.com/2007/08/16/world/americas/16cnd-peru.html>
- Sarmiento, J. (2016). *Propuesta de método de diseño para reforzamiento sísmico de muros de adobe con malla de cuerdas*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. Recuperado de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/7016>
- Sosa, C., y Soto, J. (2014). *Reparación de muros de construcciones históricas de tierra mediante el sellado de fisuras y refuerzos estructurales adicionales*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. Recuperado de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/5580>
- Tarque, S.N.; Camata, G.; Spacone, E.; Varum, H. y Blondet, J.M. (2014). *Non-linear dynamic analysis of a full-scale unreinforced adobe model*. *Earthquake Spectra*, 30 (4), pp 1643-1661. Recuperado de: <http://earthquakespectra.org/doi/abs/10.1193/022512EQS053M>
- Tolles, E., Kimbro, E., y Ginell, W. (2002). Planning and Engineering Guidelines for the Seismic Retrofitting of Historic Adobe Structures. En *GCI Scientific Program Reports*.
- Vargas, N. J., Bariola, B. J., y Blondet, S. M. (1984). *Resistencia sísmica de la mampostería de adobe*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Vargas, N. (2008). Uso de grouts de barro líquido para reparar fisuras estructurales en muros históricos de adobe. En *Arquitectura construida en tierra: tradición e innovación. Congresos de Arquitectura de Tierra en Cuenca de Campos 2004/2009* (pp. 281-288). Valladolid: Cátedra Juan de Villanueva – Universidad de Valladolid.

Vargas, L., y Palomino, D. (2010). *Reparación de grietas en construcciones hitoricas de tierra en áreas sísmicas*. Parte 2. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Varum, H., Tarque, N., Silveira, D., Camata, G., Lobo, B., Blondet, M., ... Costa, A. (2014). Structural Behaviour and Retrofitting of Adobe Masonry Buildings. En *Buildings Pathology and Rehabilitation* (p. 40). Berlin Heidelberg: Springer-Verlag. <https://doi.org/10.1007/978-3-642-39686-1>



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**Reparación de grietas en construcciones históricas de
tierra en áreas sísmicas**
**Parte V: “Desarrollo de método de diseño de refuerzo
sísmico y comprobación experimental”**
(ANEXOS)

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

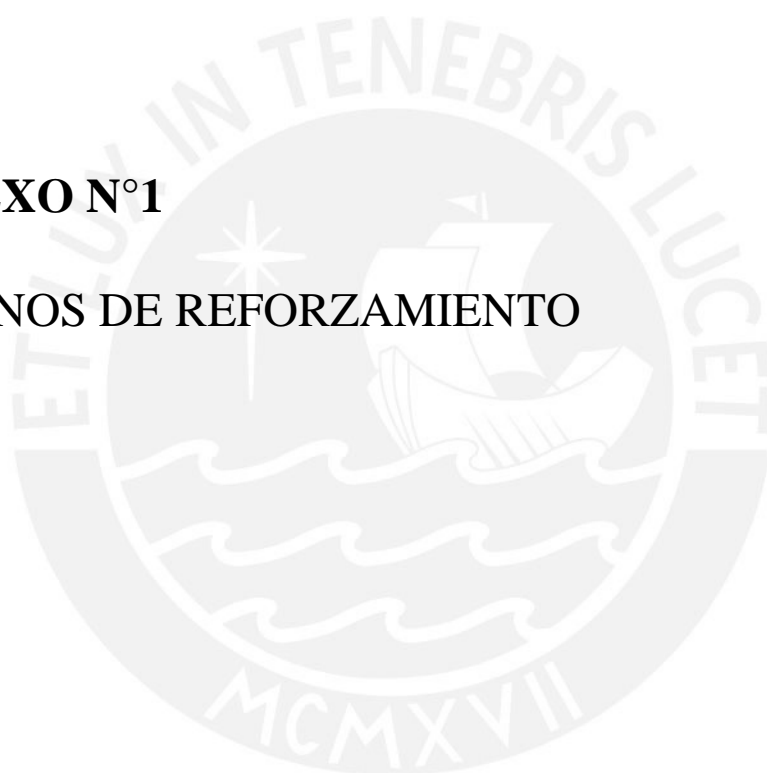
Hillary Crhistel Vargas Huallpa

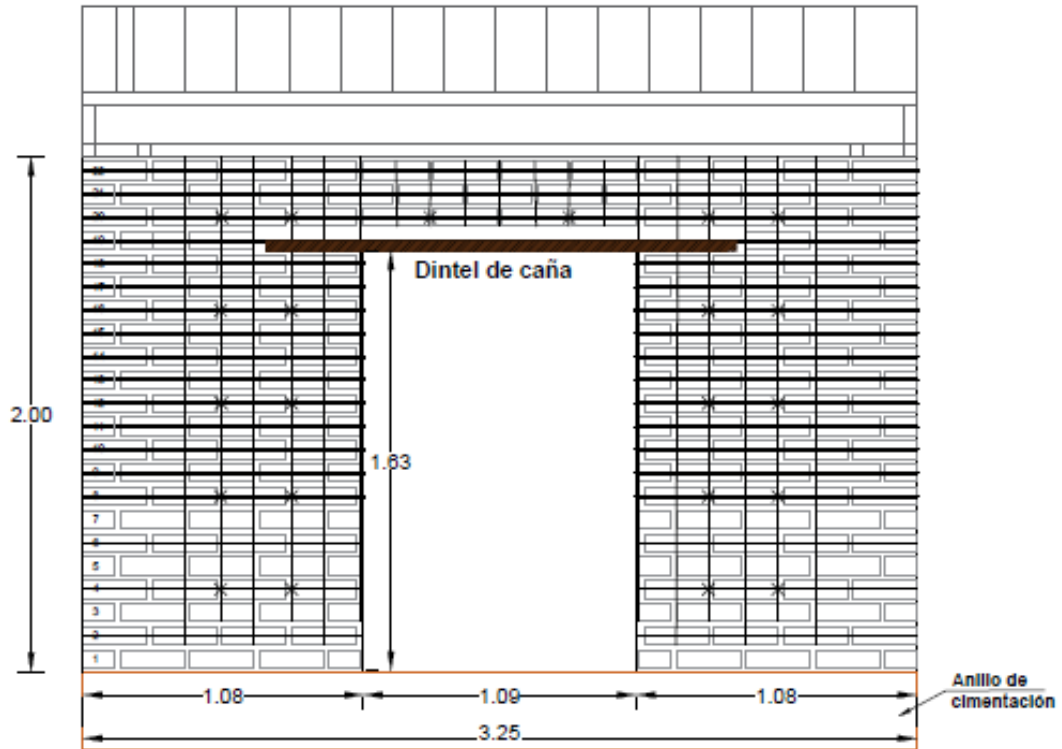
Dirigida por
Marcial Blondet, PhD

Lima, 2018

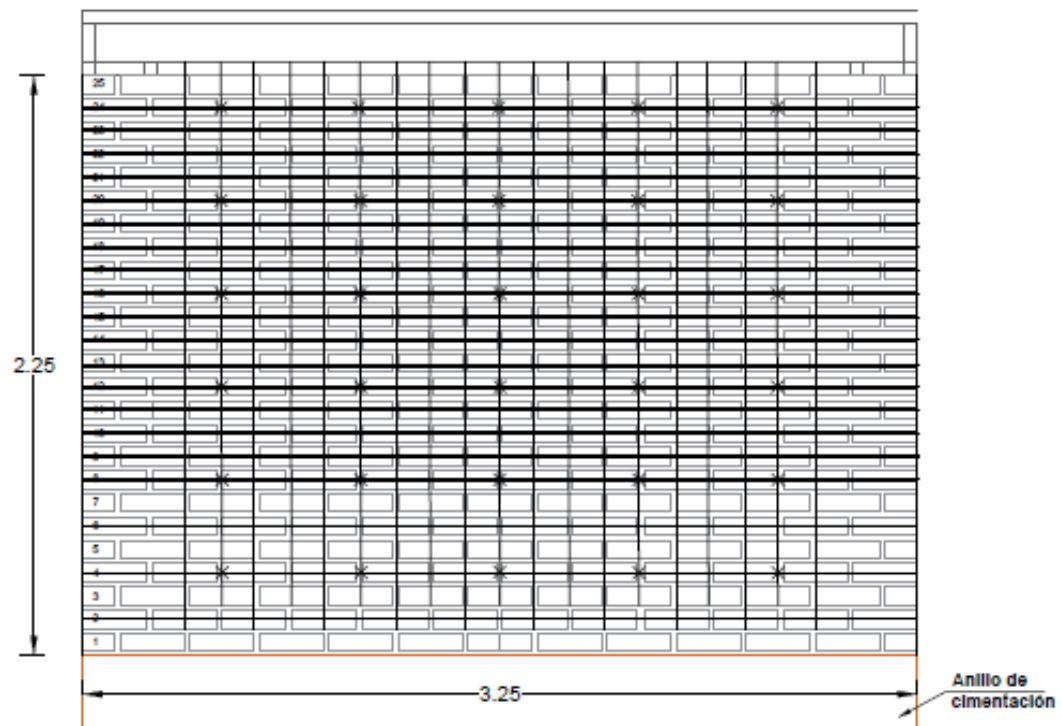
ANEXO N°1

PLANOS DE REFORZAMIENTO



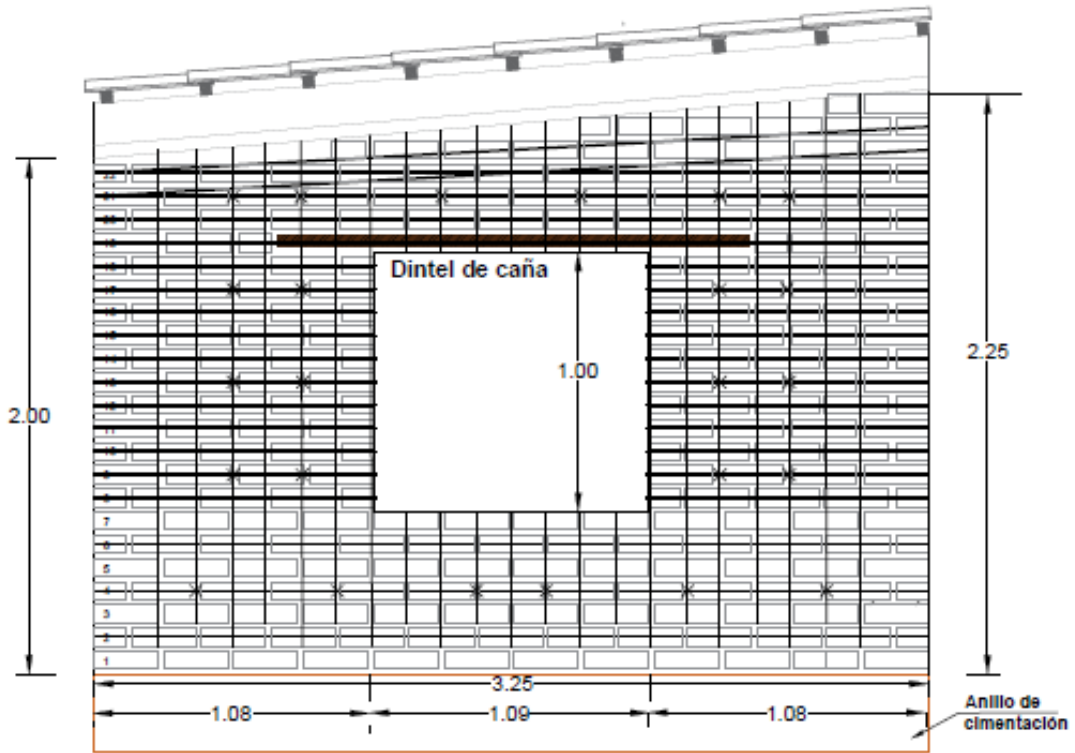


DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO MURO TRANSVERSAL ANTERIOR

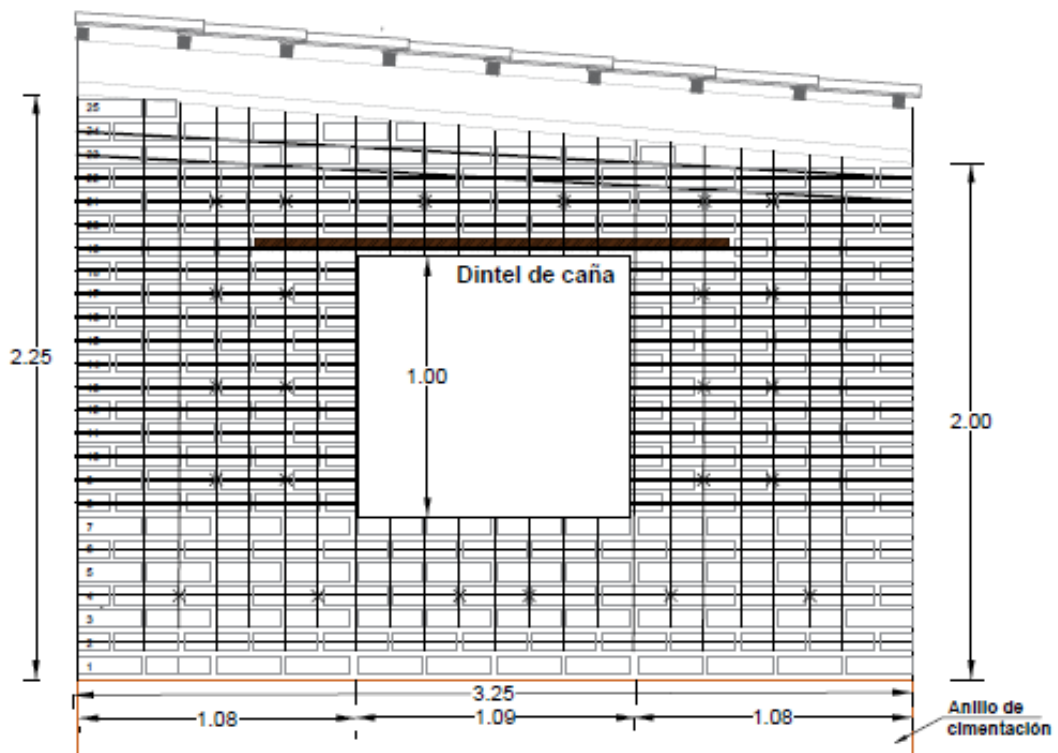


DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO MURO TRANSVERSAL POSTERIOR

LEYENDA	
—	Cuerdas Simples $\frac{3}{8}$ "
—	Cuerdas Dobles $\frac{3}{8}$ "
X	CrosTies

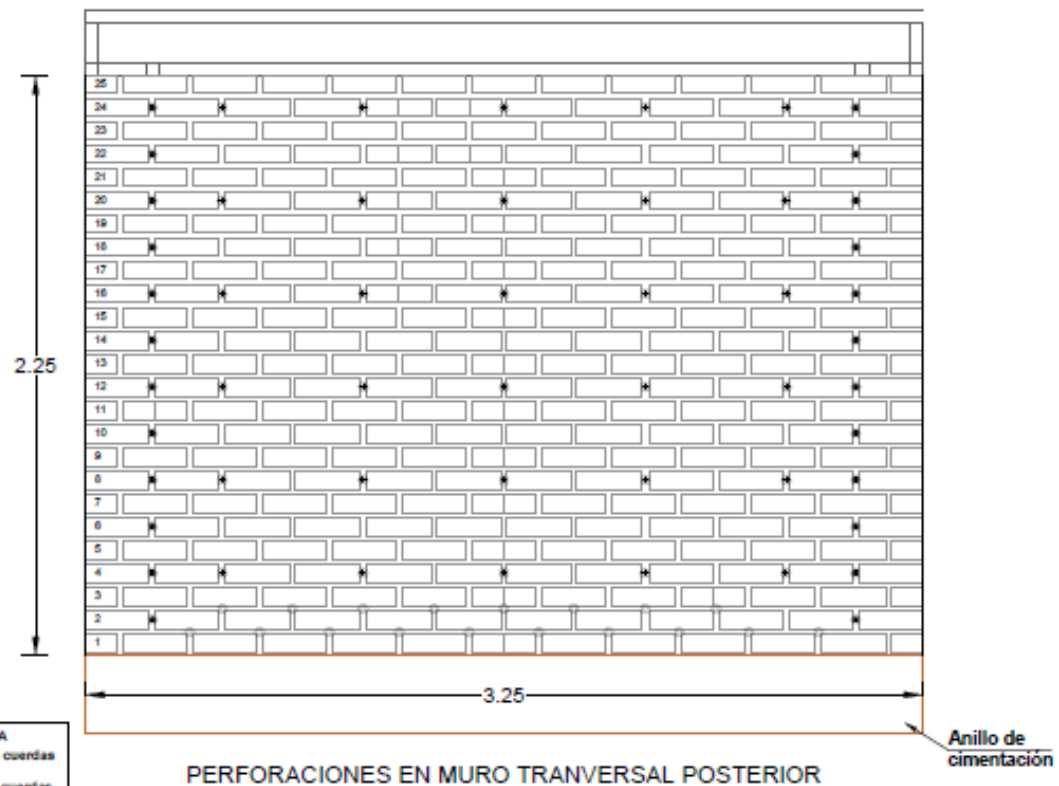
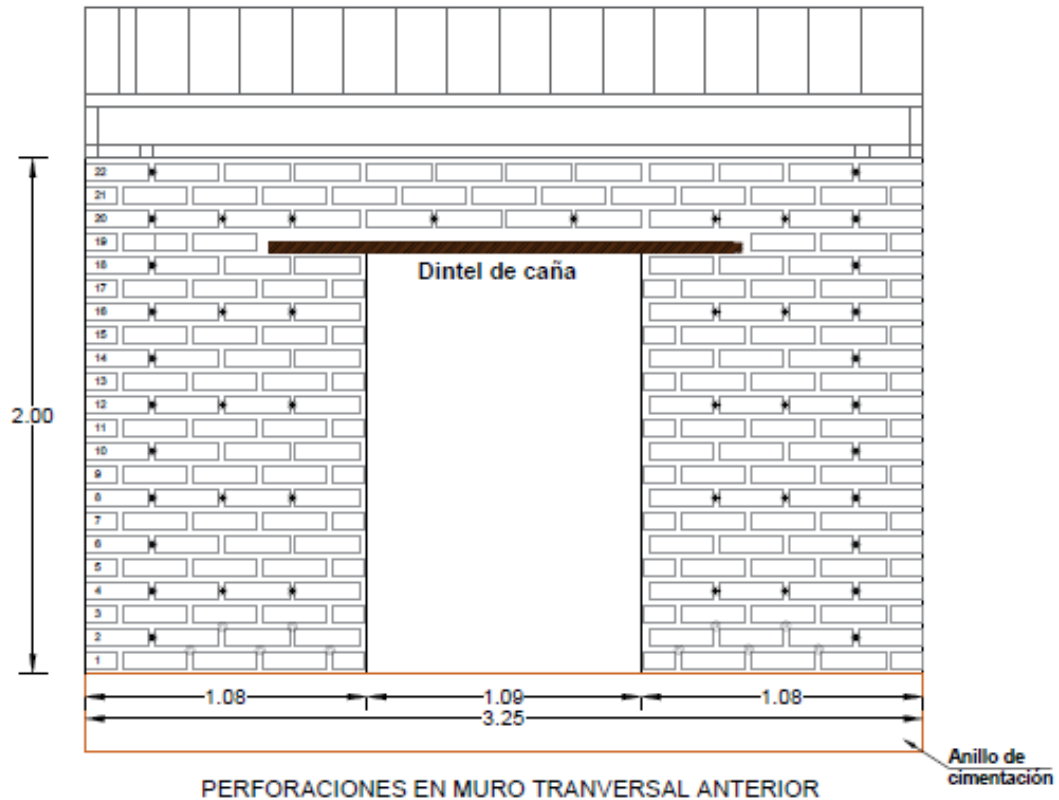


DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO MURO LONGITUDINAL DERECHO

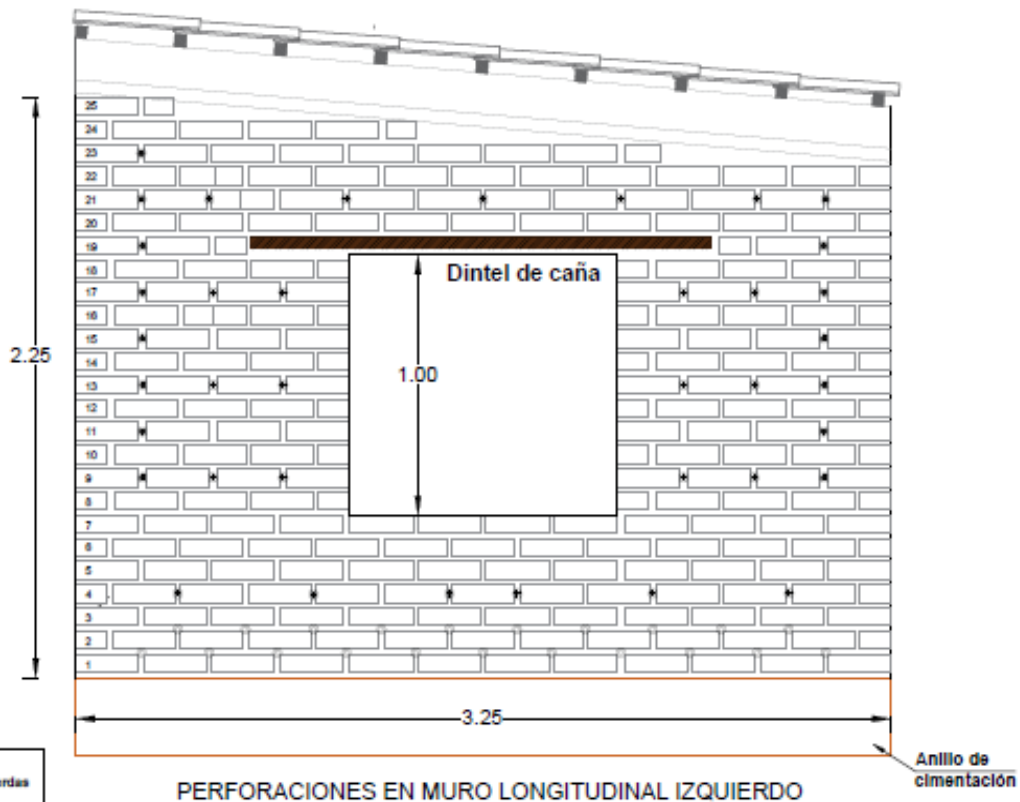
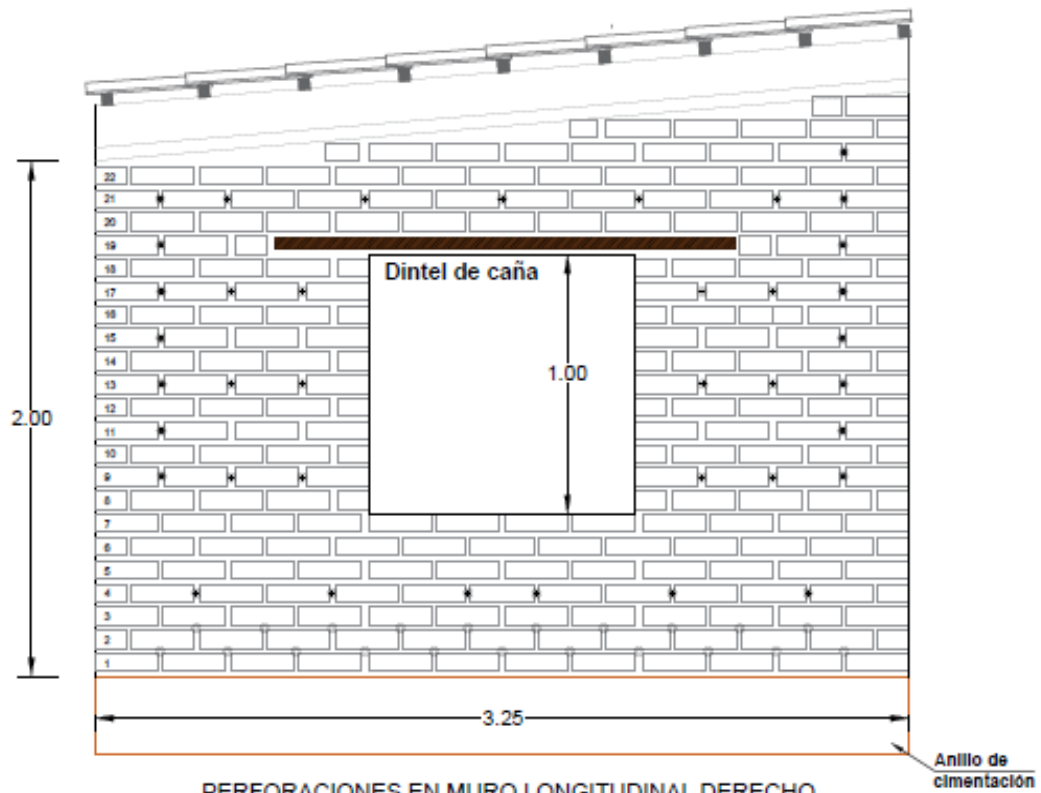


DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO MURO LONGITUDINAL DERECHO

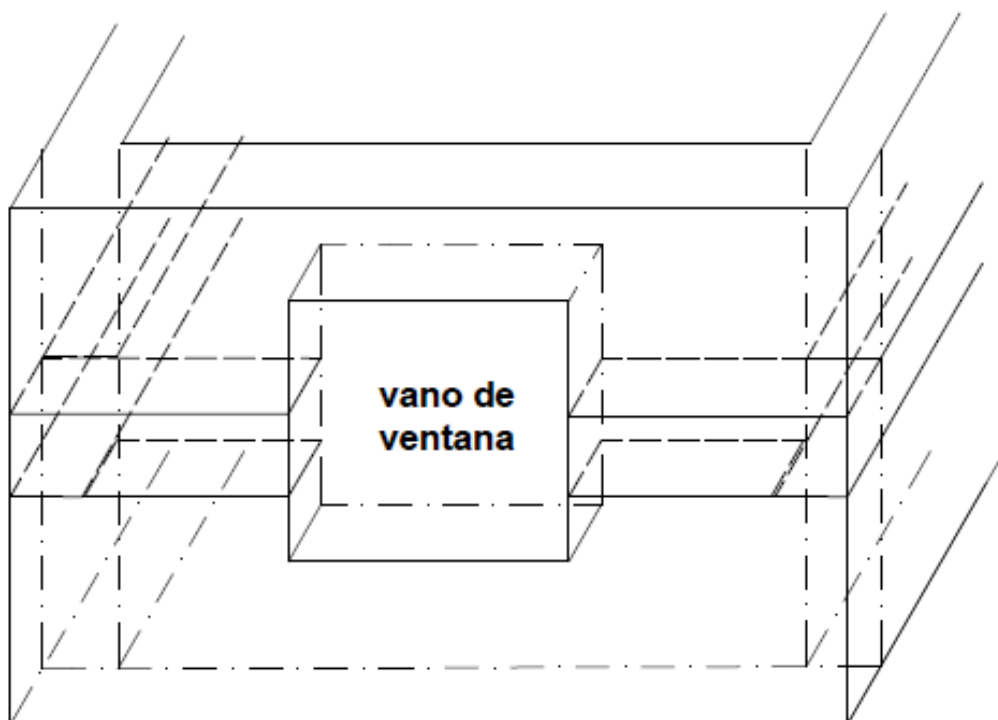
LEYENDA	
—	Cuerdas Simples $\frac{1}{2}$ "
—	Cuerdas Dobles $\frac{1}{2}$ "
X	Crossties



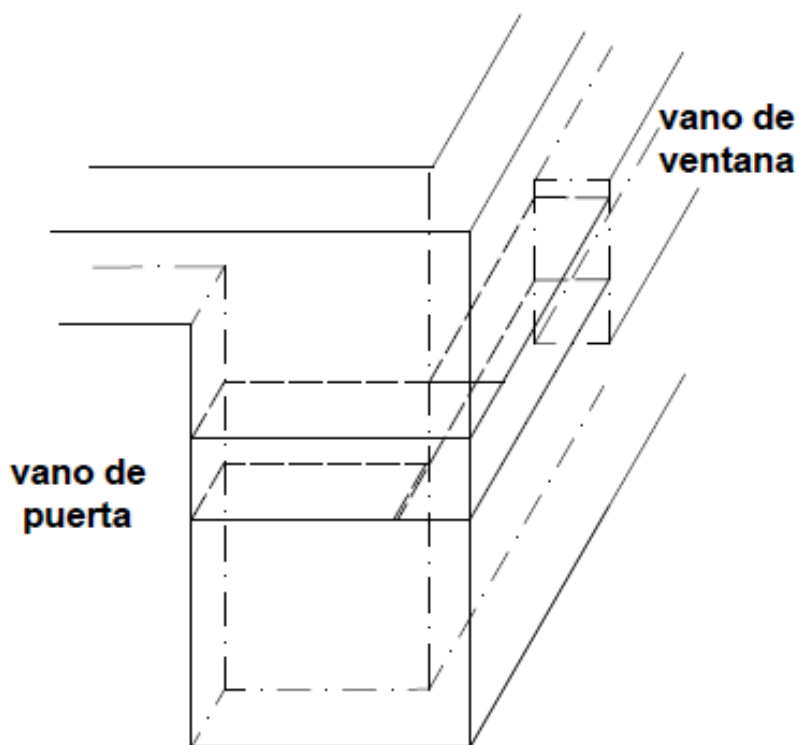
- LEYENDA**
- Agujeros para cuerdas horizontales
 - Agujeros para cuerdas verticales
 - ⊕ Agujeros para cruestas



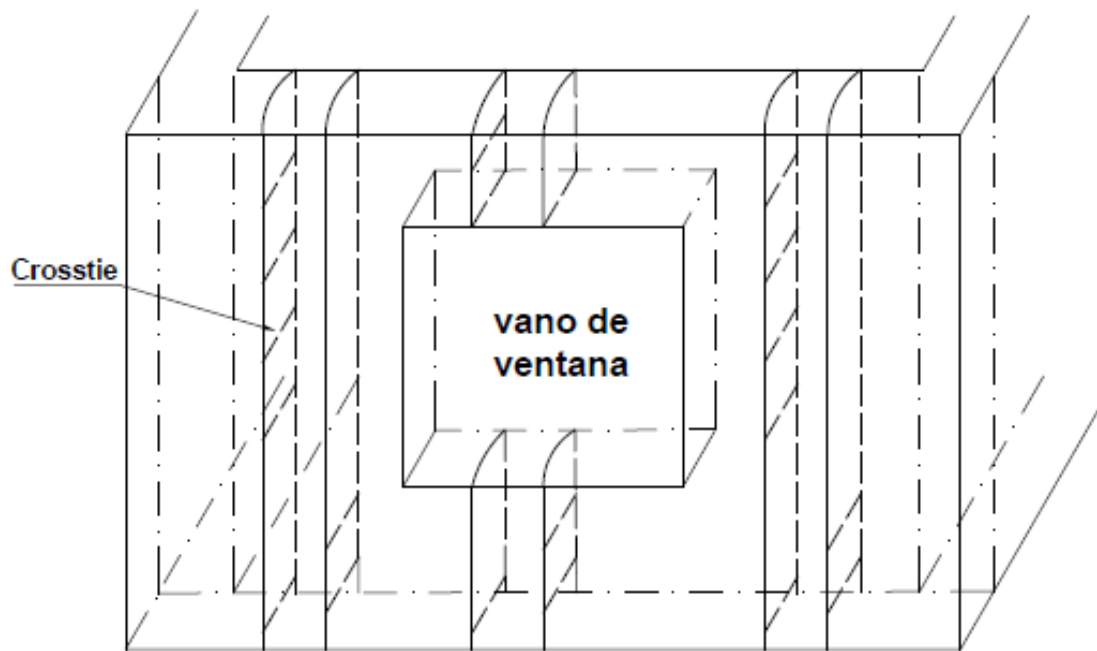
- LEYENDA
- Agujeros para cuerdas horizontales
 - ⊙ Agujeros para cuerdas verticales
 - ⊕ Agujeros para cross ties



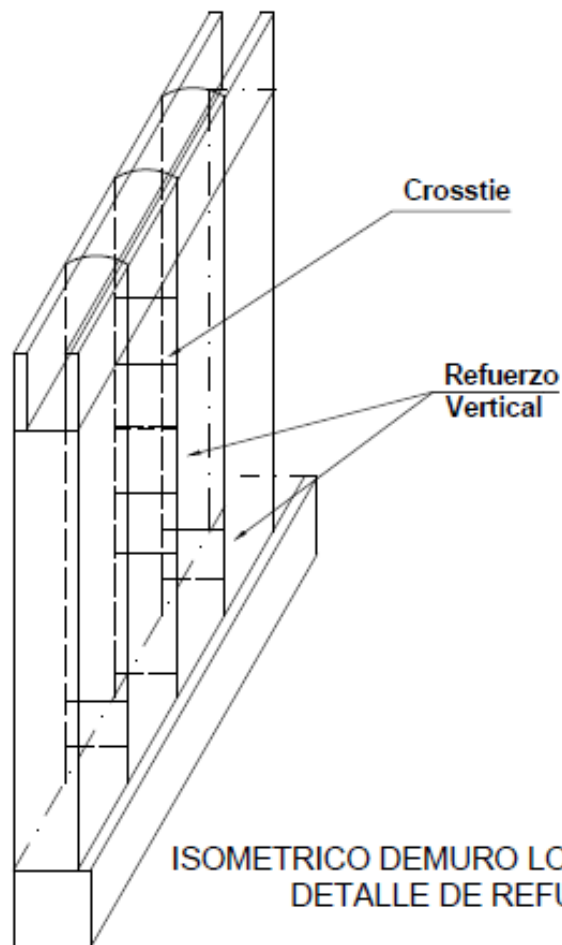
ISOMETRICO DE MURO CON VANO DE VENTANA
DETALLE CUERDAS HORIZONTALES



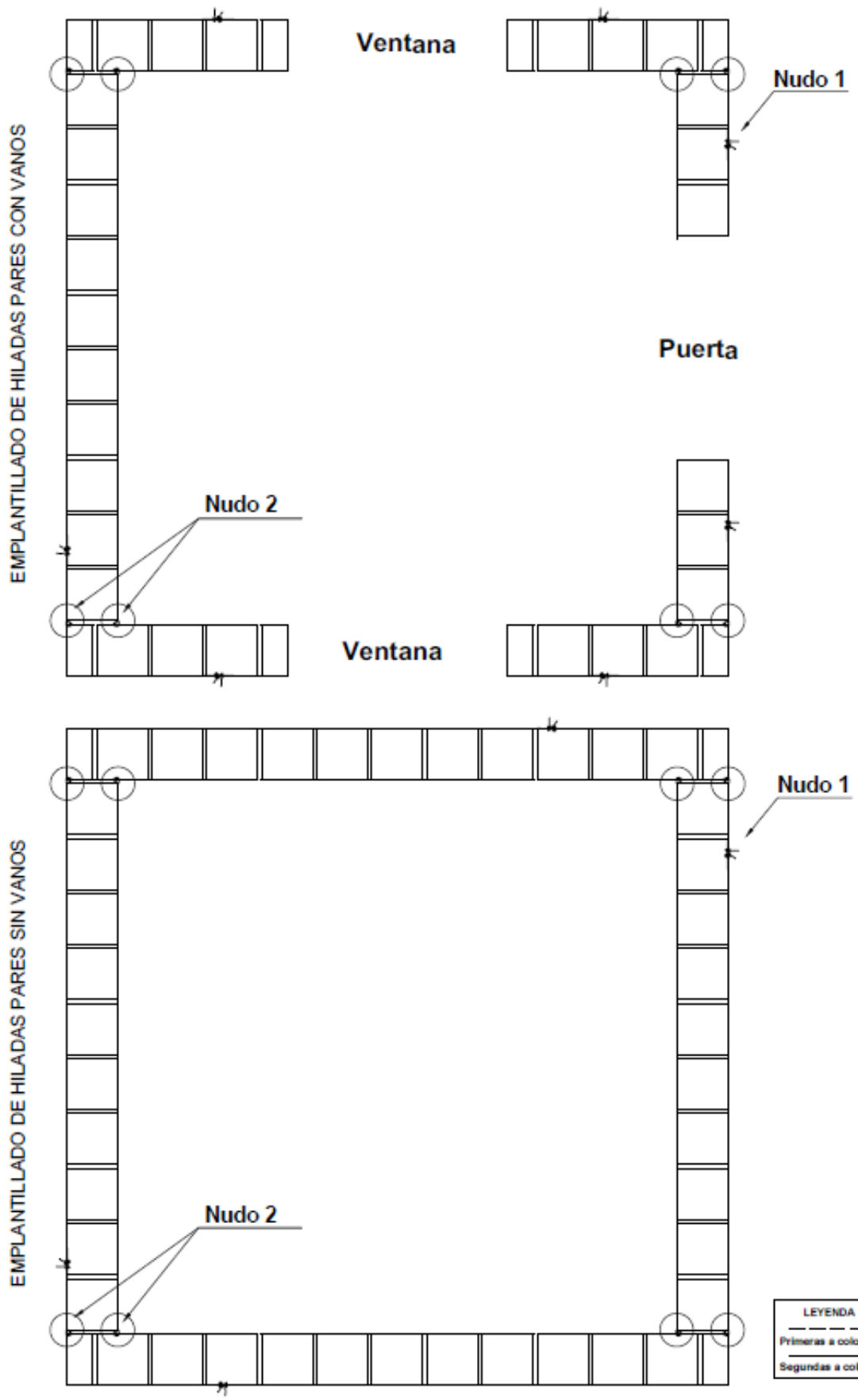
ISOMETRICO DE ENCUENTRO DE MURO
DETALLE CUERDAS HORIZONTALES

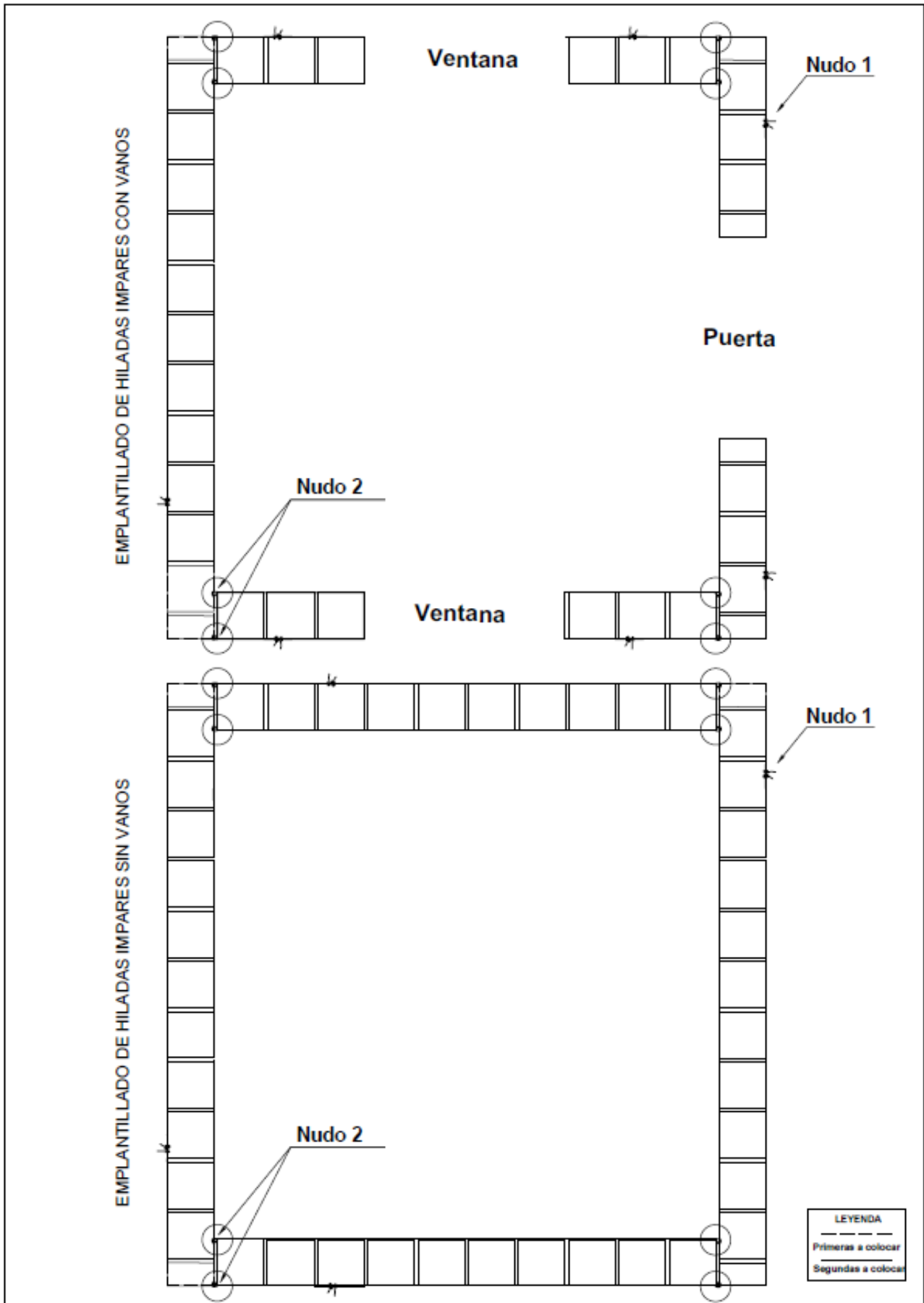


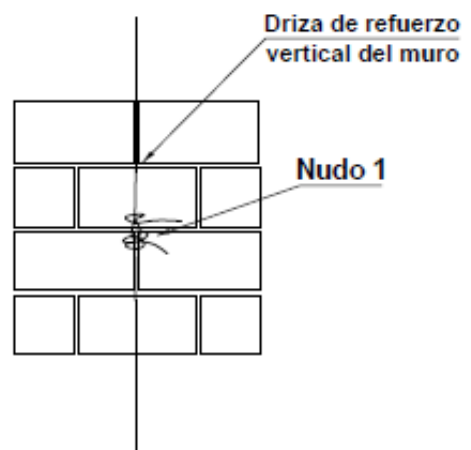
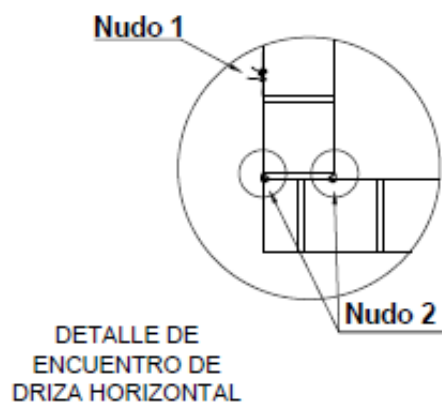
ISOMETRICO DE MURO CON VANO DE VENTANA
DETALLE CUERDAS VERTICALES



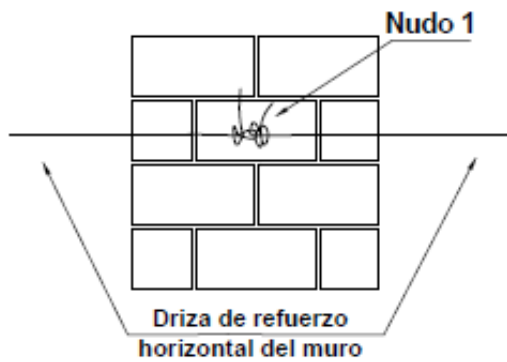
ISOMETRICO DEMURO LONGITUDINAL DERECHO
DETALLE DE REFUERZO VERTICAL



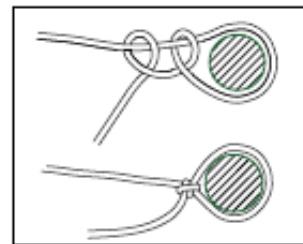




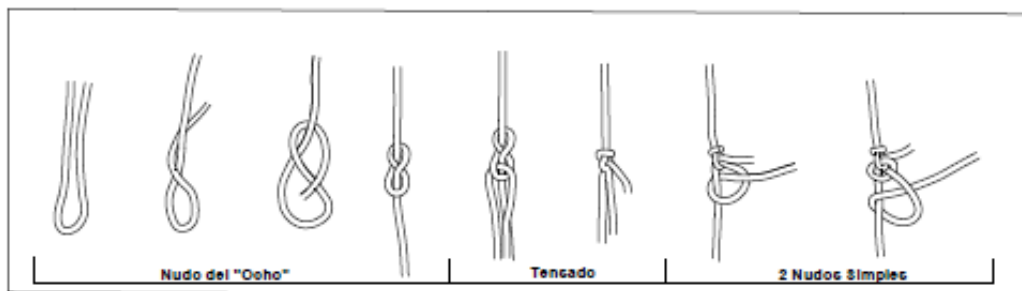
DETALLE DE NUDO
DRIZA VERTICAL



DETALLE DE NUDO
DRIZA HORIZONTAL



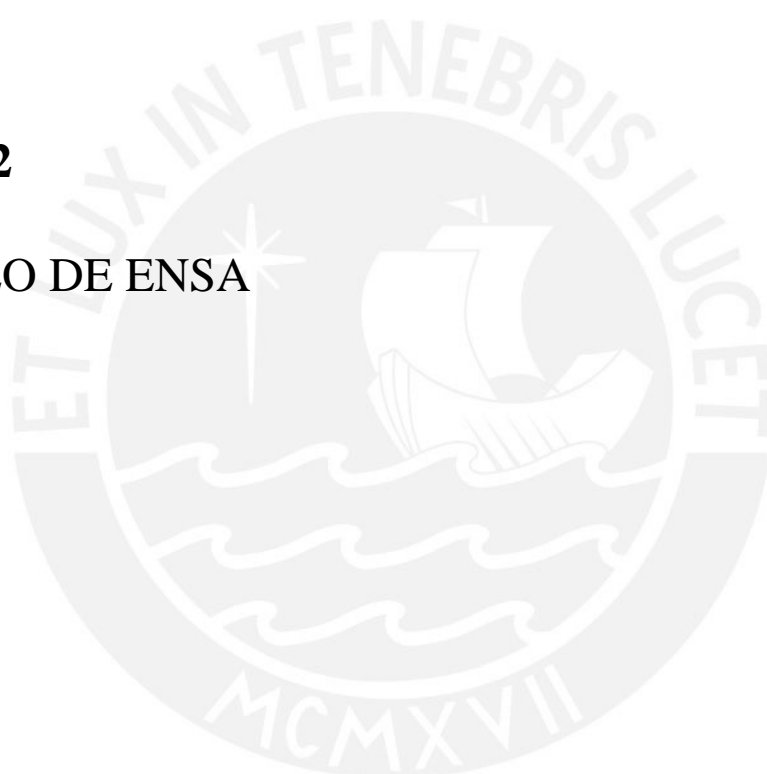
DETALLE DE NUDO 2



DETALLE DE NUDO 1

ANEXO N°2

PROTOCOLO DE ENSA



Estudio de la albañilería de adobe reforzada con drizas

Proyecto PUCP – INF – LE – 023-2014

PROTOCOLO DE ENSAYO DE MÓDULO DE ADOBE

1. EQUIPO DE ENSAYO

Nombre	Responsabilidad
Marcial Blondet	Director del proyecto
Nicola Tarque	Coordinador del ensayo
Carlos Sosa	Registro audio-visual
Guillermo Pachas	Control del simulador
Martín Huamancayo	Asistente electrónico del ensayo
Simeón Gonzales	Retiro de instrumentos
Marcos Fuentes	Equipo hidráulico
Qenti Herencia	Video en posición 1 / control ingreso puerta principal
Hillary Vargas	Video en posición 2 / marcación de grietas
Angely Valle	Video en posición 3
José Romero	Video en posición 4
Malena Serrano	Video en posición 5

Nota

- Sólo el coordinador del ensayo dará indicaciones al personal de control y al resto del equipo de ensayo.
- Los visitantes de cualquier procedencia se ubicarán en el balcón del segundo piso.

2. POSICIÓN DE EQUIPOS DE VIDEO Y FOTOGRAFÍA

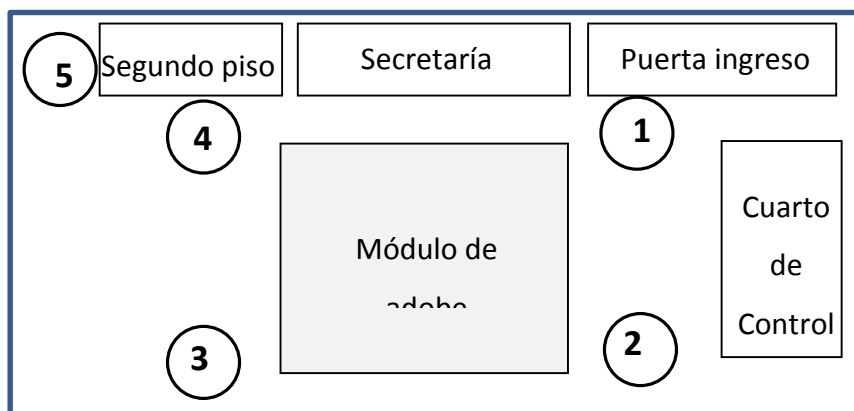


Figura 1: Esquema de las posiciones de puntos fijos para video

De filmación

- Posición 1, cerca de la puerta principal.
- Posición 2, frente al cuarto de control.
- Posición 3, al lado de cuarto de control de la máquina universal
- Posición 4, cerca de la puerta de secretaría.
- Posición 5, corredor en segundo piso.

De fotografía

- Siguiendo el cuadrante 1-2-3-4

3. ACTIVIDADES PRELIMINARES:

Lunes 10 de abril, 8am

1. Marcar puntos de video y de fotografía en el piso según esquema de Fig. 1
2. Identificar qué trípode va en cada posición
3. Revisar correcto funcionamiento de equipos de video y fotografía
4. Delimitar el área de trabajo con una cinta de seguridad
5. Verificar la instalación de la instrumentación

4. ENSAYO

Miércoles 12 de abril, 10am

El coordinador del ensayo indica el inicio de cada actividad.

Vibración libre (10:00 a.m.)

1. Despejar la plataforma del simulador
2. Autorizar al encargado del control del simulador que ejecute la vibración libre
3. Revisar posible agrietamiento en el módulo (marcar con plumón negro)

Fase 1 (10:30 a.m.)

1. Verificar que el equipo de ensayo esté listo para empezar el ensayo
2. Verificar los letreros en los muros.
3. Ordenar el inicio de la grabación
4. Autorizar al encargado del control del simulador que inicie el movimiento
5. Ordenar fin de la grabación
6. Indicar la toma de fotografías

Post ensayo

1. Indicar la marcación de fisuras (marcar con plumón rojo)
2. Foto del equipo de trabajo
3. Indicar la toma de fotografías

5. SECUENCIA DEL ENSAYO

Señal de comando de desplazamiento: Lima, 31 de mayo de 1970 con $D_{max}=140mm$

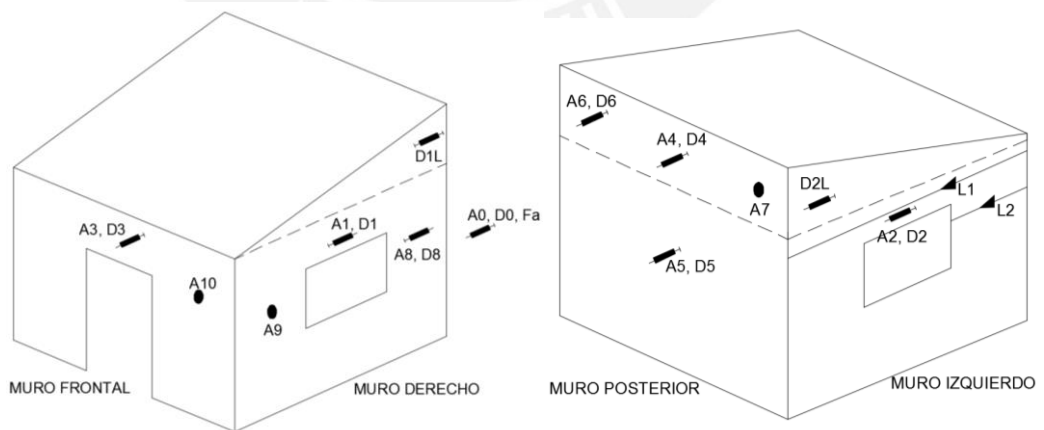


Figura 2: Desplazamiento del simulador sísmico ($D_{max} = 140mm$)

Tabla 1: Etapas de movimiento

Etapa	Amplitud
Vibración libre inicial – pulso rectangular	1,5 mm
Fase 1 – señal 31 de mayo de 1970	140 mm
Vibración libre post fase 1– pulso rectangular	1,5 mm

6. Esquema de instrumentación



a) Vista 1

b) Vista 2

Figura 3: Esquema de instrumentación

Tabla 2: Información de la instrumentación

	Acelerómetro (A#)	Sensor de desplazamiento (D#)			Celda de carga (L#)
Marca	HBM	HBM			Hi-weight
Tipo	Viscoelástico Inductivo	LVDT			TS-A
Rango	±5 g	±100 mm	±200 mm	±250 mm	0.981 kN
Frecuencia de muestreo	200 Hz				
Resolución	0.005 g	0.01 mm	0.005 mm	0.004 mm	0.1 N

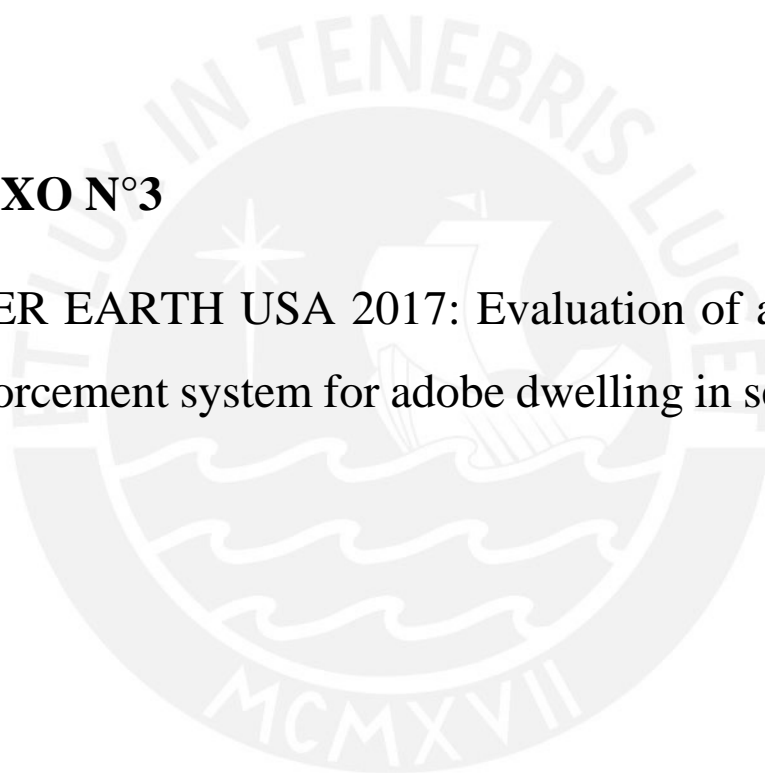
Nota. - Las celdas de carga tienen un FS de trabajo de 2.5

Tabla 3: Utilidad de cada instrumento de medición (ver Fig. 3)

Sensor	Descripción
A0	Aceleración en la mesa
A1	Aceleración en la parte superior del muro longitudinal derecho
A2	Aceleración en la parte superior del muro longitudinal izquierdo
A3	Aceleración en la parte superior del muro transversal frontal
A4	Aceleración en la parte superior del muro transversal posterior
A5	Aceleración en la parte media central del muro transversal posterior
A6	Aceleración en la parte superior izquierda del muro transversal posterior
A7	Aceleración en la parte superior derecha del muro transversal posterior
A8	Aceleración en la parte media derecha del muro longitudinal derecho
A9	Aceleración en la parte media izquierda del muro longitudinal derecho
A10	Aceleración en la parte superior del muro transversal frontal
D0	Desplazamiento de la mesa
D1	Desplazamiento en la parte superior del muro longitudinal derecho
D2	Desplazamiento en la parte superior del muro longitudinal izquierdo
D3	Desplazamiento en la parte superior del muro transversal frontal
D4	Desplazamiento en la parte superior del muro transversal posterior
D5	Desplazamiento en la parte media central del muro transversal posterior
D6	Desplazamiento en la parte superior izquierda del muro transversal posterior
D8	Desplazamiento en la parte media derecha del muro longitudinal derecho
DL1	Desplazamiento local en la parte superior derecha del muro longitudinal derecho
DL2	Desplazamiento local en la parte superior izquierda del muro longitudinal derecho
L1	Tensión en una cuerda superior L1 del muro longitudinal izquierdo
L2	Tensión en una cuerda superior L2 del muro longitudinal izquierdo

ANEXO N°3

PAPER EARTH USA 2017: Evaluation of a rope mesh reinforcement system for adobe dwelling in seismic areas



EVALUATION OF A ROPE MESH REINFORCEMENT SYSTEM FOR ADOBE DWELLINGS IN SEISMIC AREAS

Marcial Blondet, Nicola Tarque, Julio Vargas-Neumann, and Hillary Vargas
Pontifical Catholic University of Peru (PUCP)

Abstract

Throughout the world millions of people are at unacceptable risk because they live in unreinforced earthen dwellings, which have consistently shown extremely poor structural behavior during earthquakes. This article presents preliminary results from an ongoing project undertaken at the Pontifical Catholic University of Peru (PUCP), whose main objective is the development of low-cost and easy to implement reinforcement techniques for adobe constructions located in seismic areas.

1. INTRODUCTION

The high seismic vulnerability of traditional adobe dwellings is well documented. Most of these houses are built without any technical advice by families of limited economic resources, and their earthen walls do not have the capacity required to withstand the inertia forces caused by ground shaking. As a result, every time an earthquake occurs in areas where construction with earth is common, there is tragic losses in human lives and property damage and the destruction of invaluable historical monuments. A research team of the Pontifical Catholic University of Peru (PUCP) has been working for many years to find simple and economical reinforcement solutions to address this problem. Recently, they have developed a reinforcement system consisting of a mesh made with nylon ropes which cover all the walls, thus preventing the overturning of large wall portions which have broken apart by the earthquake motions. This paper presents the results of an experimental evaluation of this system, as well as a proposal for an engineering design method.

2. ROPE MESH REINFORCEMENT SYSTEM

Seismic failure of adobe structures is triggered by the progressive formation of cracks in their walls due to the low tensile strength of the adobe masonry. The most common types of cracks are x-shaped cracks due to in-plane shear forces, and vertical cracks at the wall corners due to out-of-plane forces. Vertical cracking at the corners produce the separation of adjoining walls and may be followed by overturning of the walls. When the roof joists are parallel to the street the façade walls may overturn in one piece (Fig. 1, left). When the joists are

perpendicular to the street, the façade wall may pull portions of the roof (Fig. 1, right). Adequate seismic reinforcement is required to prevent wall overturning.



Fig 1. Collapse of façade walls of adobe houses due to the Pisco (Peru) earthquake of 2007

The proposed seismic reinforcement technique for adobe houses consists of enveloping all walls with a mesh made of synthetic ropes. (Natural ropes would tend to disintegrate with time). The purpose of the mesh is to keep the pieces together after the walls have fractured due to the seismic forces.

An experimental testing program was executed to assess the feasibility of this reinforcement system. It is described in detail in Blondet *et al.* (2016). A full-scale single-story adobe house model was built on the PUCP's Structural Laboratory. It consisted of four adobe walls 3.00 m long and 0.25 m wide, with a sloped roof. Adobe blocks measuring 250 x 250 x 90 mm were made using soil, straw and coarse sand (5:1:1 in volume). The adobe blocks were joined with 20 mm thick mud mortar also made with soil, straw and coarse sand (3:1:1 in volume). The model was first tested on the unidirectional shaking table to induce considerable seismic-like cracking. After the cracks were repaired with mud injection, the model was reinforced with an external mesh made of nylon ropes (halyard) with ¼" nominal diameter, and 2 kN ultimate strength. The rope spacing was consistent with the layout of the adobe blocks. The separation of the vertical ropes was equal to the length of one adobe block and that of the horizontal ropes was equal to the height of two and a half courses of adobe masonry (also 250 mm). All ropes were tensioned by means of metal turnbuckles. The meshes on both faces of each wall were joined together by 1/8" halyard cross-ties, which crossed the walls through the mortar joints at selected places. The model was then tested again on the shaking table with successive table motion phases with horizontal acceleration of 0.3, 0.6, 0.9 and 1.3 g, respectively. Figure 2, left, shows a diagram of the adobe model, the reinforcement mesh configuration, and the damage pattern after the strongest shaking phase. The model suffered significant damage,

consisting mainly on the walls separating in large blocks, but the reinforcement provided was able to keep the wall pieces together, thus avoiding partial collapses and preserving the integrity of the structure.



Fig. 2. Sketch of damage pattern and general view of the model after shaking table testing.

The proposed reinforcement system was deemed adequate to provide safety to the adobe model tested on the shaking table. As a result of this experimental validation, the mesh reinforced system is now accepted in the Peruvian Code for earthen construction (NTE080 2017). An engineering design method was then developed in order to be able to specify the mesh configuration required to protect for any adobe structure located in seismic areas.

3. DESIGN PROCEDURE

When adobe structures are subjected to seismic motion, as in the shaking table tests, the main damage consists of the breaking up of its walls in large blocks, which then may overturn (Fig.3, left). This situation can be represented schematically by a simple dynamic model in which an overturning block is restrained by a set of elastic ropes. Assuming that the main structure is still intact and moves together with the ground, it is possible to generate a simplified structural model as shown in Fig. 3, right.

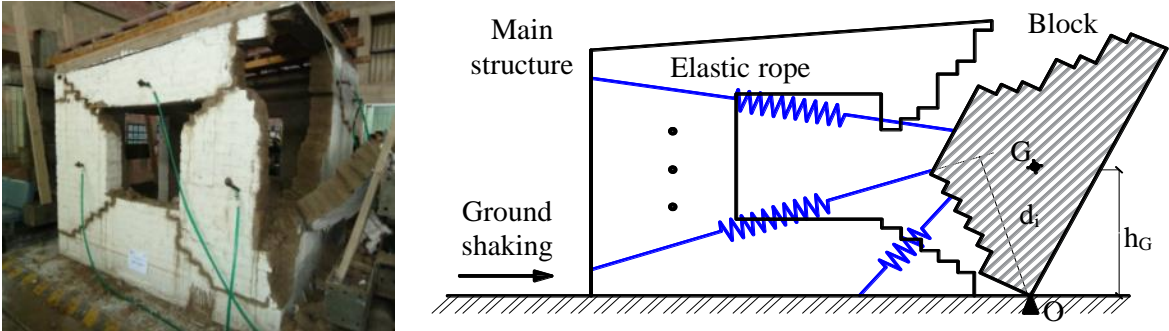


Fig. 3 Overturning of wall piece and simplified model for adobe block dynamic analysis

This simple rigid block model can be used to estimate the forces in the elastic ropes caused by the seismic ground motions. The equation of motion and expressions used to estimate the elastic forces in each rope are presented in Blondet *et al.* (2016). This block dynamic analysis was used to develop the following procedure to design the rope mesh required to protect a given adobe structure located seismic zones:

1. Consider a pseudo-acceleration design spectrum according to the building site
2. Choose an available synthetic rope. Estimate its mechanical properties
3. Select a rope mesh configuration consistent with the masonry pattern
4. Estimate the Factor of Safety for all possible overturning wall block mechanisms
5. (FS = ultimate strength/seismic force)
 - If the FS of all ropes is greater than 2 for all mechanisms, go to step 5
 - If the FS of any rope is smaller than 2 for any mechanism, go to step 3
 - If process does not converge go back to step 2
6. The rope mesh design is safe. Evaluate costs and produce drawings

A second full-scale adobe housing model, identical to the previous one, was built at the Lab, to be tested at the shaking table in order to evaluate the adequacy of the proposed design method. In this case, a rope with a smaller diameter was used, and therefore the reinforcement pattern was different than in the previous case. The design method would prove to be adequate if the reinforced model showed an adequate response under very intense shaking.

4. REINFORCED ADOBE MASONRY MODEL

Figure 4 shows the possible collapse mechanisms for this simple one-room, single story structure, when subjected to ground shaking in the direction of the walls with windows. This time a widely available 5/32" nominal diameter, and 0.7 kN ultimate strength nylon rope was selected to reinforce the four walls of the model. (The previous model ropes had 1/4" diameter and 2 kN ultimate strength). Several spacing patterns for the horizontal ropes were analyzed for all three mechanisms until a suitable configuration was obtained, with a Factor of Safety larger than 2 in each rope.

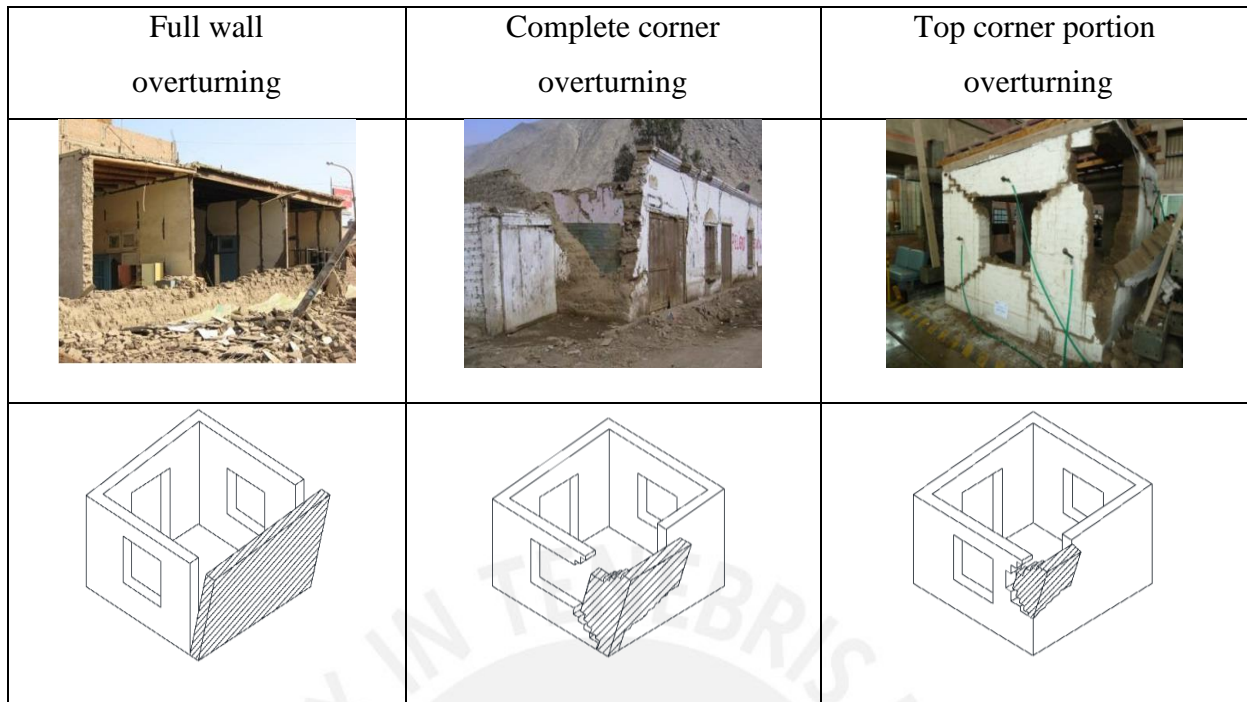


Fig. 4 Collapse mechanisms analyzed for tested adobe housing model

The final 5/32" nylon rope mesh configuration is shown in Fig. 5. The required rope spacing is considerably shorter than in the case of the 1/4" mesh, and therefore placing the reinforcement on the walls would be more labor intensive. Twenty rows of horizontal ropes were needed. The vertical ropes are spaced at 125 mm. They span from the concrete foundation beam to the top of the wooden crown beam. The cost of the required ropes in Peru is approximately 3 US dollars per square meter of wall.

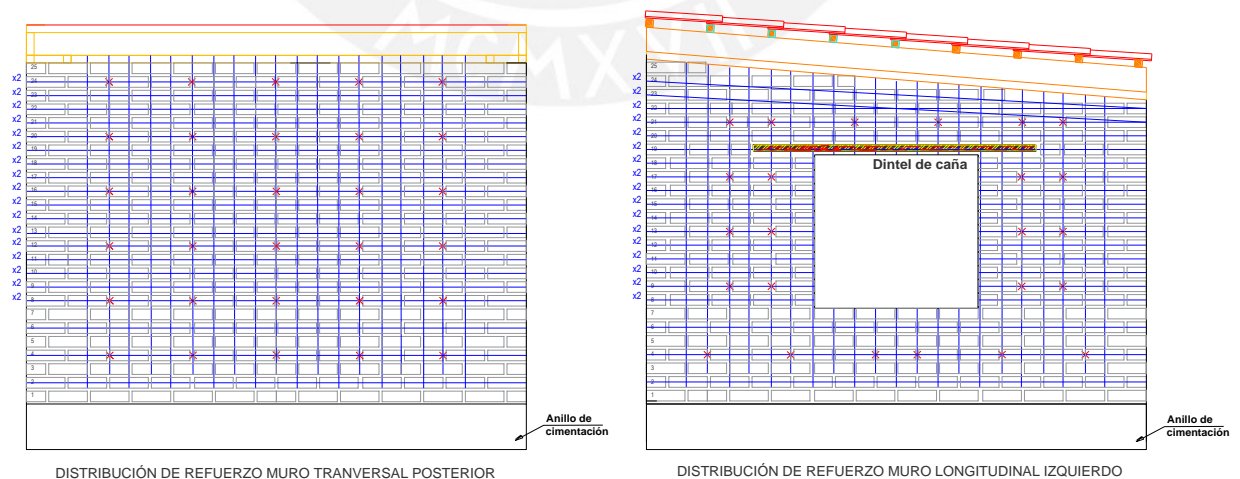


Fig. 5 Selected 5/32" nylon mesh reinforcement configuration for adobe housing model

The nylon ropes were then placed on all walls of the adobe model, according to the designed layout. Figure 6, left shows the chalk marks defining the position of the ropes and a student drilling holes in the mortar for the crossties. On the right is a photo of a horizontal rope being tightened by means of a composite knot, as metal turnbuckles are too expensive.



Fig. 6 Reinforcement process. Left: drilling crosstie holes. Right: tying the horizontal ropes

5. SHAKING TABLE TEST

The reinforced model was tested with a single intense simulated ground motion with 1.4 g peak horizontal acceleration. During shaking all the walls broke down in large blocks, as expected, but the ropes were able to prevent their overturning and returned the pieces to their original locations. At the end of the test, the model was severely damaged but the integrity of the house was maintained. Most of the ropes did not go beyond their elastic limit. However, some front wall vertical ropes failed because they were cut by the wooden crown beam.

In spite of the heavy damage sustained by the adobe walls, the dynamic response was of the model was deemed adequate because structural integrity was maintained and collapse was avoided. This proved that the proposed design method, at least in this case, is reasonable.

Figure 7 shows the model before and after the shaking table test.



Figure 7. Adobe model before and after the intense shaking table test

The proposed design procedure is relatively easy to implement using commercial finite element software. It is hoped that it will be used in future projects.

CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

The proposed reinforced system for adobe structures located in seismic areas was effective in providing structural safety to a full-scale single-story model of a typical adobe house model, as it sustained a very intense ground motion without collapse. This result is encouraging, because this reinforcement is relatively cheap and easy to implement in new or existing adobe houses.

Further research is needed to extend this system to larger constructions, such as historical earthen monuments and multistory housing buildings. The potential to mitigate the seismic risk of many families throughout the world is important. A large effort would be required to provide the training and the materials required to protect the buildings at risk.

Acknowledgements

The funding for this project provided by the PUCP's Research Office is gratefully acknowledged. Many persons contributed to its completion: Lecturers Malena Serrano and Carlos Sosa; Laboratory Director Gladys Villa-García and the Lab staff; civil engineering students Javier Sarmiento, Qenti Herencia, and many others. The authors are grateful to all of them.

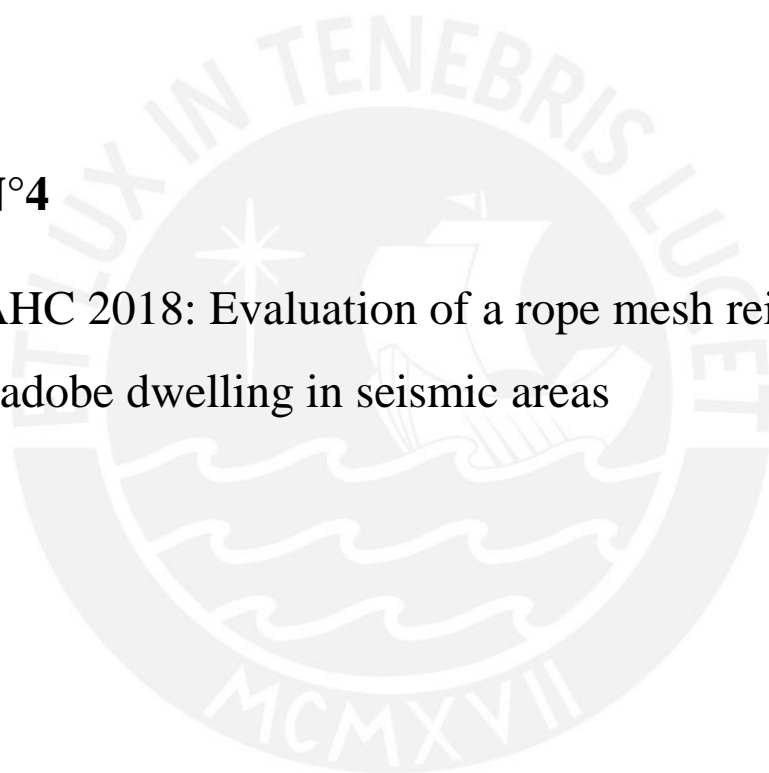
References

Blondet M, Vargas J, Tarque SN, Soto EJ, Sosa CA y Sarmiento JC. (2016). Seismic protection of earthen vernacular and historical constructions. 10th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions SAHC2016. London: CRC Press.

NTE E080. (2017). Norma Técnica de Edificación, Diseño y Construcción con Tierra Reforzada. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima, Peru.

ANEXO N°4

PAPER SAHC 2018: Evaluation of a rope mesh reinforcement system for adobe dwelling in seismic areas



Evaluation of a rope mesh reinforcement system for adobe dwellings in seismic areas

Marcial Blondet¹, Nicola Tarque², Julio Vargas³ and Hillary Vargas⁴

Abstract. Throughout the world millions of people are at unacceptable risk because they live in unreinforced earthen dwellings, which have consistently shown extremely poor structural behavior during earthquakes. This article presents a design procedure for the structural reinforcement system for one-story earthen constructions located in seismic areas. The proposed reinforcement consists of a mesh made of nylon ropes which envelopes completely all the earthen walls and maintains structural integrity even after the walls have been significantly damaged. It is thought that its use has the potential to protect the lives of millions of families which are currently are at risk, and the integrity of invaluable earthen historical monuments.

Keywords: reinforcement, adobe buildings, seismic vulnerability, earthen constructions, dynamic test

1 Introduction

Almost every single time earthquakes occur in areas where construction with earth is common, there are tragic losses in human lives and significant property damage. Therefore, there is an urgent need to develop simple and economical reinforcement solutions to address this problem and provide safety to millions of families with limited economic resources living in seismic areas around the world, whose only alternative is to build their homes with earth. A group of researchers at the Pontifical Catholic University of Peru (PUCP) have been working since the 1970s to address this problem and have developed several seismic reinforcement systems for earthen constructions [1]. A cheap and simple system developed for one-story earthen dwellings consists of covering all the earthen walls with a mesh made of nylon ropes. During an earthquake, the earthen walls break into large pieces. Combined with a wooden beam at the top of the walls, the rope mesh keeps all the broken wall portions together, preventing their overturning and thus maintains the integrity of the construction and avoiding collapse. This paper describes the development of a simple design procedure to specify the characteristics of the rope mesh reinforcement required to protect a given earthen construction, and an experimental validation of the proposed design method via a large-scale earthquake seismic simulation test on a one-story adobe housing model.

¹ Professor, Department of Civil Engineering, Pontificia Universidad Católica del Perú - PUCP, Lima, Peru, mblondet@pucp.edu.pe

² Associate Professor, Department of Civil Engineering, Pontificia Universidad Católica del Perú - PUCP, Lima, Peru, sntarque@pucp.edu.pe

³ Professor, Department of Civil Engineering, Pontificia Universidad Católica del Perú - PUCP, Lima, Peru, jhvargas@pucp.edu.pe

⁴ Student, School of Science and Engineering, Pontificia Universidad Católica del Perú - PUCP, Lima, Peru, vargas.hillary@pucp.pe

2 Rope mesh reinforcement system for one-storey earthen houses

Seismic failure of adobe structures is triggered by the progressive formation of cracks in their walls due to the low tensile strength of the adobe masonry. During seismic shaking earthen walls break in large pieces that subsequently overturn due to out-of-plane forces causing structural collapse. The objective of the proposed rope reinforcement is to prevent the overturning of wall portions by completely enveloping all the walls with a mesh made of synthetic ropes. Natural ropes would tend to disintegrate with time. The mesh is composed of an arrangement of vertical and horizontal ropes placed on both faces of each wall.

Preliminary seismic testing of a large-scale one-story adobe house model was conducted on the unidirectional shaking table at the PUCP's Structural Laboratory, in order to assess the feasibility of this reinforcement system [2]. The model consisted of four adobe walls 3.00 m long and 0.25 m wide, with a sloped roof. Adobe blocks measuring 250 x 250 x 90 mm were made using soil, straw and coarse sand (5:1:1 in volume). The adobe blocks were joined with 20 mm thick mud mortar also made with soil, straw and coarse sand (3:1:1 in volume). The model was first tested on the unidirectional shaking table in order to induce considerable seismic-like cracks (**Fig. 1a**), which were then repaired with mud injection. The damaged model was then reinforced with an external mesh made with 1/4" nominal diameter nylon ropes (halyard). The experimental tests on the ropes resulted in an ultimate tensile strength of 1.70 kN and a module of elasticity of 95 MPa. The mesh spacing was not specified according to the mechanical characteristics of the selected rope or the principles of structural mechanics. Instead, rope spacing was selected according to the layout of the adobe masonry. The separation of the vertical ropes was equal to the length of one adobe block and that of the horizontal ropes was equal to the height of two and a half courses of the adobe masonry. All ropes were tensioned by means of metal turnbuckles. The meshes on both faces of each wall were joined together by 1/8" nylon ropes, which crossed the walls through the mortar joints at selected places. The model was then tested again on the shaking table with successive motion phases with horizontal acceleration of 0.3, 0.6, 0.9 and 1.3 g, respectively. The seismic signal used for the dynamic tests was based on the horizontal acceleration record from the May 31st, 1970, Peruvian earthquake, component N08W recorded in Lima. This earthquake had a Mw 7.9 magnitude, a maximum intensity XI in MMI and generated an avalanche in Huaraz (northern Peruvian city). During the movement the model suffered significant damage, consisting mainly on the walls separating in large blocks. The mesh reinforcement provided, however, was able to keep the wall pieces together, thus avoiding partial collapses and preserving the integrity of the structure, as shown in **Fig. 1b**.



Figure 1. Sketch of damage pattern and general view of the model after shaking table testing.

The selected rope mesh reinforcement was deemed adequate to provide safety to the adobe model tested on the shaking table. As a result of this limited experimental validation, the mesh reinforcing system is now accepted in the Peruvian Code for earthen construction [3] even though a design procedure was not yet available.

3 Calculation of maximum forces at the reinforcement systems

A simple mathematical model of an overturning rigid block attached with elastic ropes to a rigid structure can be used to estimate the forces in the ropes caused by the ground shaking. **Fig. 2** illustrates this process. **Fig. 2a** shows an adobe house model tested on the shaking table. The shaded area highlights a detached portion of wall due to out-of-plane actions. **Fig. 2b** shows a simplified rigid block model of the interaction between the main structure (Block A) and the detached wall portion (Block B). Both blocks are joined by a set of n horizontal elastic ropes, placed to prevent the overturning of block B. **Fig. 2c** shows the free body diagram of block B, including inertia forces. Block A is fixed to the ground, which moves with absolute displacement x_0 . Block B has mass m_B , central moment of inertia I_G , and pivots around ground point O . Relative displacement (with respect to O) of any point i located on block B at height h_i is noted as u_i . A viscous damper (not shown) with damping factor ζ_B joins block A and the center of mass G of block B.

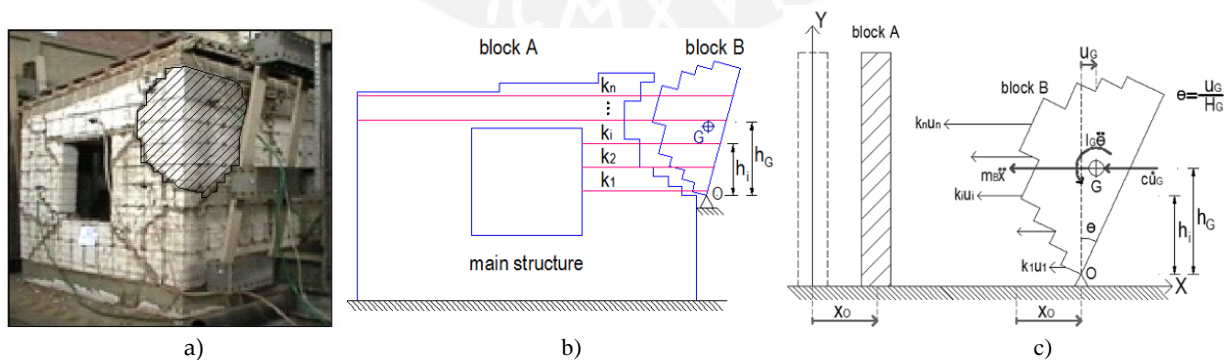


Figure 2. Interaction between adobe blocks and reinforcement due to seismic motion.

a) Damaged model; b) simplified block model; c) free body diagram of block B.

The resulting equation of motion of block B, obtained through dynamic equilibrium, is given in Eq. (1).

$$M_e \ddot{u}_G + C_e \dot{u}_G + K_e u_G = -m_B \ddot{u}_o \quad (1)$$

where the equivalent coefficients for mass (M_e), stiffness (K_e) and damping (C_e) are given by $M_e = I_G/h_G^2$, $K_e = (\sum k_i h_i^2)/h_G^2$ and $C_e = 2\xi_B\sqrt{K_e M_e}$. The natural vibration period of the block is $T_n = 2\pi\sqrt{M_e/K_e}$. Therefore, if the pseudo-acceleration response spectrum of the ground motion is $S_a(T, \zeta)$, the peak horizontal acceleration of the center of mass G of block B is $S_a(T_n, \zeta)$, and the force in cable i is given by Eq. (2).

$$F_i = \frac{h_i}{h_G} k_i S_a(T_n, \xi) (2\pi/T_n)^2 \quad (2)$$

This simple analysis procedure was applied to estimate the forces on three types of reinforcement provided to identical large-scale adobe models previously tested on the PUCP's shaking table: 1) nylon rope (halyard) mesh, 2) biaxial geogrid mesh, and 3) plastic safety mesh. **Figure 3** shows the table pseudo-acceleration spectrum for 10% damping ratio [2] as well as the natural periods and pseudo-acceleration levels corresponding to the main overturning block for each case. In all cases, the unidirectional table motion (scaled from Lima's 1970 earthquake) had a peak acceleration of around 1.50 g, for which an unreinforced adobe model would have collapsed.

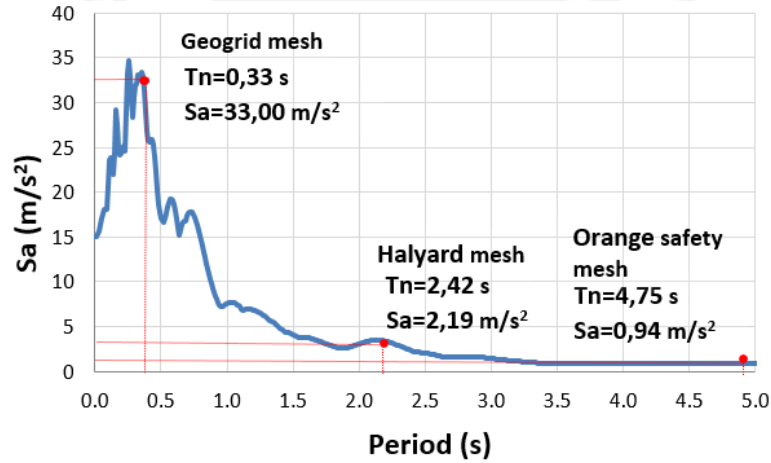


Figure 3. Pseudo-acceleration spectrum corresponding to shaking table motion.

Figure 4 shows the values of the calculated peak load on the most stressed rope f_{max} during each test, together with the corresponding specified working load f_w . All reinforcements were selected using purely geometrical reasons (no structural design was involved). In each case, the calculations were consistent with the dynamic response observed in the laboratory: the adobe walls broke in large pieces and the mesh reinforcement was able to prevent the overturning of the broken pieces. Also, although the peak forces in the nylon rope (halyard) mesh and the geogrid strands were well below their working limit ($f_{max} < f_w$), the plastic safety mesh failed locally ($f_{max} > f_w$), indicating that in this case the provided reinforcement was not sufficient.

1) Halyard ropes			$I_o=320 \text{ kg}\cdot\text{m}^2$ $k_i=3.00 \text{ kN/m}$ $T_n=2.42 \text{ s}$ $f_{max}=0.83 \text{ kN}$ $f_w=1.0 \text{ kN}$ Reinforcement OK
2) Geogrid mesh			$I_o=2590 \text{ kg}\cdot\text{m}^2$ $k_i=1.80 \text{ kN/m}$ $T_n=0.33 \text{ s}$ $f_{max}=0.44 \text{ kN}$ $f_w=6.0 \text{ kN}$ Overdesigned
3) Safety plastic mesh			$I_o=2590 \text{ kg}\cdot\text{m}^2$ $k_i=0.12 \text{ kN/m}$ $T_n=4.75 \text{ s}$ $f_{max}=0.10 \text{ kN}$ $f_w=0.035 \text{ kN}$ Underreinforced

Figure 4. Peak forces in different types of reinforcement.

4 Proposed design procedure

The simplified seismic overturning analysis of earthen wall blocks was then incorporated into a design procedure which could be applied to any one-story earthen building. The proposed design procedure is illustrated in the following example.

A large-scale model of a typical Andean one-story adobe house, similar to those studied in previous projects was built at the PUCP's Structural Laboratory [4]. Its dimensions are shown in **Fig. 5** below.

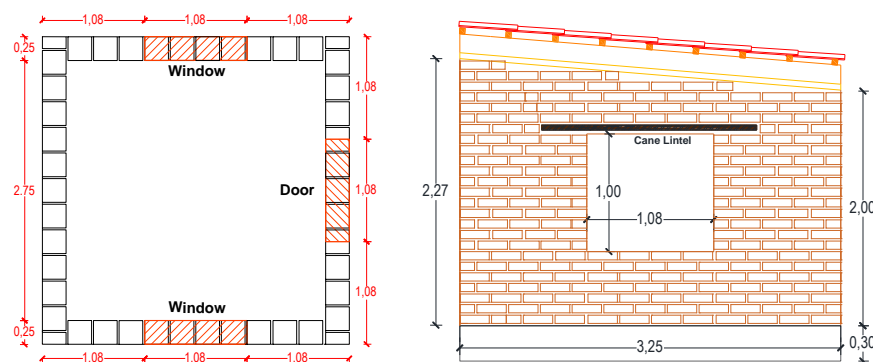


Figure 5. Large-scale adobe house model.

The design procedure for the seismic nylon mesh reinforcement for this model was as follows:

Step 1) Selection of design ground motion: The largest shaking table movement imposed during previous tests was selected as design ground motion. The corresponding pseudo-acceleration spectrum (10% damping) is shown in **Fig. 3**. Design ground displacement and acceleration were $D_0 = 130$ mm and $A_0 = 1.50$ g, respectively.

Step 2) Selection of nylon rope to be used for reinforcement: A widely available 5/32" nominal diameter rope was selected to reinforce the model. Its ultimate tensile strength is 0.7 kN, and the admissible work force is 0.35 kN. Its module of elasticity is 0.64 MPa. In this case, ropes would be joined by knots (turnbuckles are expensive).

Step 3) Definition of potential overturning block mechanisms: Based on field observations of seismic damage on one-story adobe dwellings and on the architectural configuration of the model, the block overturning mechanisms shown in **Fig. 6** were selected for seismic analysis.

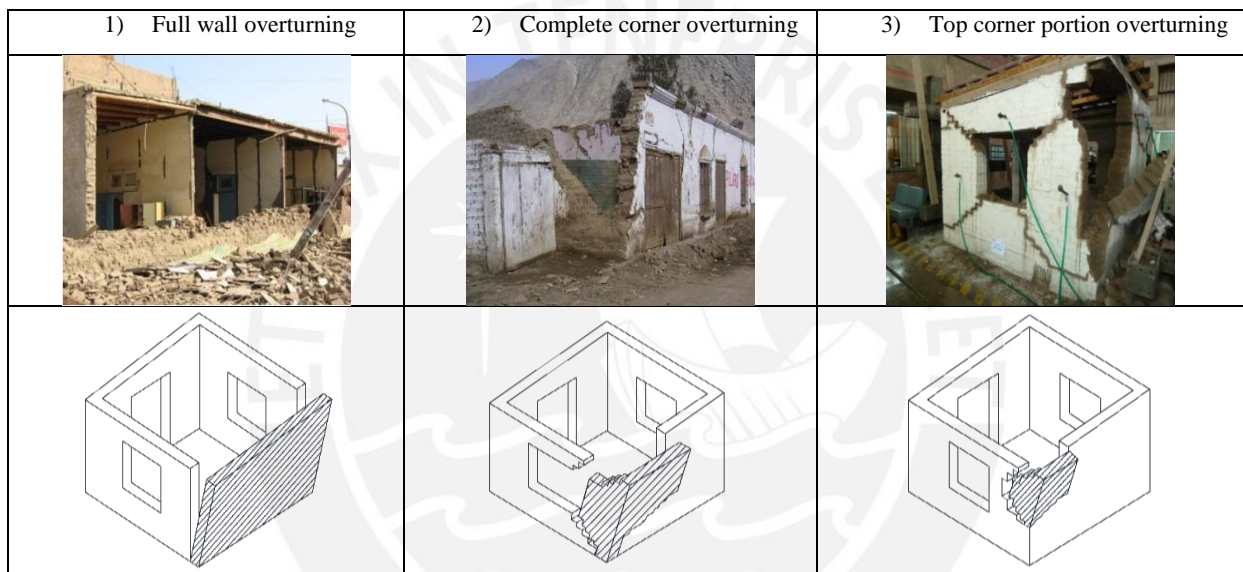


Figure 6. Wall block overturning mechanisms analyzed

Step 4) Selection of rope spacing: Several configurations of rope mesh spacing were evaluated. After several iterations, the mesh configuration shown in **Fig. 7** was selected because the computed forces in all ropes were below the specified work load, for all overturning mechanisms. The critical mechanism corresponded to the overturning of the full back wall (mechanism 1), and the force in the critical rope was estimated at 0.30 kN, below the working force level of 0.35 kN. (The peak force for mechanisms 2 and 3 were 0.25 and 0.19 kN, respectively).

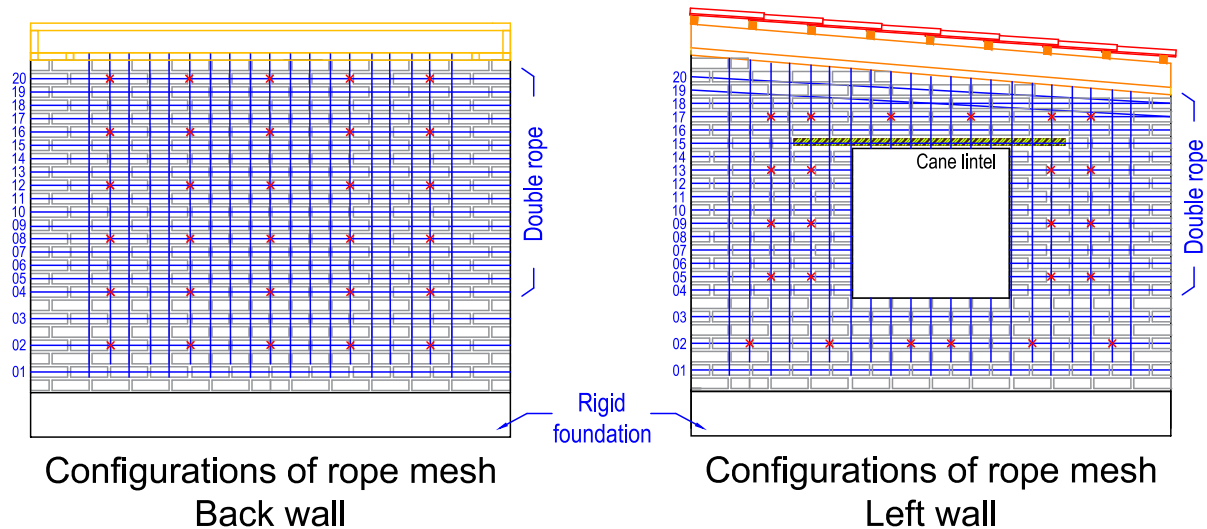


Figure 7. Selected mesh configuration for 5/32" nylon ropes.

Horizontal ropes were spaced at 0.14 m (distance between two adjacent adobe masonry courses) below the window lintel, and at 0.07 m above the window lintel. Horizontal ropes were always placed in the middle of an adobe block (mortar joints were avoided, as they are weaker than the adobe blocks). Vertical ropes start on the bottom mortar joint and go over the wooden crown beam (this is not shown in the drawings). Twenty rows of horizontal ropes were needed. The vertical ropes were spaced at 125 mm. They span from the concrete foundation beam to the top of the wooden crown beam. This rope mesh configuration provides an estimated Factor of Safety (ultimate force divided by seismic force) of 2.3 and was considered adequate. Note that provided rope spacing is considerably shorter than in the case of the previous model (with 1/4" mesh), and therefore placing the reinforcement on the walls was more labor intensive. The cost of the required ropes in Peru is approximately 6.50 US dollars per square meter of floor plan.

5 Experimental validation

The nylon ropes were placed on all walls of the adobe model and the reinforced model was tested with a single intense simulated ground motion with 1.4 g peak horizontal acceleration. During shaking all the walls broke down in large blocks, as expected, but the ropes were able to prevent their overturning and returned the wall pieces to their original locations. At the end of the test, the model was severely damaged but the integrity of the house was maintained. Most of the ropes did not go beyond their elastic limit. However, some front wall vertical ropes failed because they were cut by the wooden crown beam. In spite of the heavy damage sustained by the adobe walls, the dynamic response of the model was deemed adequate because structural integrity was maintained and collapse was avoided. **Fig. 8** shows the model before and after the shaking table test.



Figure 8. Adobe model before and after the intense shaking table test

This test proved that the proposed design method is adequate to specify the rope reinforcement required to avoid collapse of one-story earthen buildings during strong seismic shaking, and thus prevent the loss of life of the persons inhabiting similar houses.

6 Conclusions

The proposed reinforced system for one-story adobe constructions located in seismic areas was effective in providing structural safety to a large-scale model of a typical adobe house, as it sustained a very intense ground motion without collapse. This result is encouraging, because this reinforcement is relatively cheap and easy to implement in new or existing adobe houses.

The rope mesh reinforcement, however, is still probably unaffordable for many rural families in developing countries. It seems, therefore, that participation of government and development agencies is indispensable to provide the materials and required training.

As this system has been proven only for one-story constructions under unidirectional shaking, it is clear that further research is needed to extend this system to larger constructions, such as historical earthen monuments and multistory housing buildings.

7 References

- Blondet M, Vargas J, Tarque N, et al. (2011) Seismic resistant earthen construction: the contemporary experience at the Pontificia Universidad Católica del Perú; *From J. Informes de la Construcción* 63(523): 41-50
- Blondet M, Vargas J, Tarque N, et al. (2016) Seismic protection of earthen vernacular and historical constructions. In: Balen V, Verstryng (eds) SAHC 2016 - Structural Analysis Historical Constructions – Anamnesis, diagnosis, therapy, controls CRC Press.
- NTE E080 (2017) Norma Técnica de Edificación, Adobe Peruvian Code, Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Resolución Ministerial N121-2017 Vivienda.
- Blondet M, Vargas J, Torrealva D, et al. (2006) Seismic reinforcement of adobe houses using external polymer mesh. In: First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Paper 632, Geneva, Switzerland.