

**Desempeño Sísmico de Casas Consistoriales en Tapia Pisada Con y Sin Refuerzo
en Maderas de Confinamiento**

**Laura Alejandra Cerón Cerquera
María Alejandra Silva Ortega**



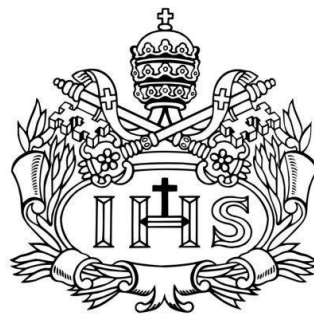
**Pontificia Universidad Javerina
Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil
Bogotá
2014**

**Desempeño Sísmico de Casas Consistoriales en Tapia Pisada Con y Sin Refuerzo
en Maderas de Confinamiento**

**Laura Alejandra Cerón Cerquera
María Alejandra Silva Ortega**

Trabajo de Grado para optar al título de Ingeniero Civil

**Director:
Daniel Mauricio Ruiz Valencia
Ingeniero Civil, M.Sc.**



**Pontificia Universidad Javerina
Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil
Bogotá
2014**

Nota de Aceptación

Firma del Jurado

Firma de la Directora de Carrera
Ing, Msc. María Patricia León Neira

Firma del Director de Trabajo de Grado
Ing, Msc. Daniel Mauricio Ruiz Valencia

Bogotá, Diciembre de 2014

Agradecimientos

A nuestros amigos y familiares quienes nos apoyaron y ayudaron incondicionalmente.

Agradecemos al Ingeniero Daniel Ruiz por habernos acompañado y orientado en el desarrollo de este trabajo de grado, como director y guía. Igualmente, por habernos transmitido sus conocimientos, ya que éstos fueron fundamentales para realizar este proyecto.

A la Arquitecta Cecilia López por su dedicación y aporte de sus conocimientos en la construcción de edificaciones en tapia pisada.

Al personal del Laboratorio de Pruebas y Ensayos de la Pontificia Universidad Javeriana por su colaboración constante en la elaboración de este proyecto.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
2. Justificación	3
3. Objetivos	4
4. Marco teórico y estado del arte	5
4.1. Casas consistoriales	5
4.1.1. Casa consistorial de Cogua	5
4.2. Tapia pisada	7
4.2.1. Proceso constructivo	7
4.2.2. Escogencia del suelo	8
4.2.3. Vulnerabilidad sísmica y tipos de falla	8
4.3. Modelos a escala	10
4.3.1. Escala de la señal sísmica	11
4.4. Rehabilitación de muros en tapia pisada	12
4.4.1. Maderas de confinamiento	12
4.4.2. Mallas con vena	13
4.4.3. Tensores de acero	14
4.5. Investigaciones previas	14
4.5.1. Refuerzo con maderas de confinamiento sobre muros de adobe y tapia pisada	15
4.5.2. Refuerzo con maderas de confinamiento sobre muros de tapia pisada	16
5. Caracterización de materiales usados para la construcción de los modelos	18
5.1. Caracterización del suelo	18
5.2. Caracterización de la madera de refuerzo	19
5.2.1. Compresión en fibras longitudinales	19
5.2.2. Tensión en fibras longitudinales	23
6. Resistencia de muros a tracción diagonal	27
6.1. Características y proceso constructivo de los muros	27
6.2. Resultados de los ensayos	28
7. Modelación numérica	31
8. Modelo experimental	33
8.1. Diseño	33
8.2. Proceso constructivo	33
8.3. Construcción de la cimentación	34
8.4. Construcción del modelo sin refuerzo	35
8.5. Construcción del modelo con refuerzo	37

9. Desarrollo experimental	38
9.1. Instrumentación	38
9.2. Pruebas dinámicas en mesa vibratoria	39
10. Resultados y discusión	40
10.1. Modelo a escala sin refuerzo.....	40
10.1.1. Evolución del daño sísmico.....	40
10.1.1.1. Zona lateral izquierda	40
10.1.1.2. Zona lateral derecha.....	41
10.1.1.3. Zona posterior	41
10.1.1.4. Zona frontal	42
10.1.1.5. Zona de escalera.....	43
10.1.2. Tipos de falla y patrones de agrietamiento.....	43
10.1.2.1. Zona lateral izquierda	44
10.1.2.2. Zona lateral derecha.....	44
10.1.2.3. Zona posterior	45
10.1.2.4. Zona frontal	45
10.2. Modelo a escala con refuerzo	46
10.2.1. Zona lateral izquierda.....	46
10.2.2. Zona lateral derecha	47
10.2.3. Zona posterior.....	47
10.2.4. Zona frontal.....	48
10.3. Efecto e influencia del refuerzo sísmico	50
10.3.1. Desplazamientos.....	50
10.3.1.1. Cubierta.....	51
10.3.1.2. Primer piso	54
10.3.2. Aceleraciones	57
10.3.2.1. Cubierta.....	57
10.3.2.2. Primer piso	60
11. Conclusiones	63
12. Recomendaciones	65
13. Referencias bibliográficas	66

Lista de Figuras

Figura 1 - Casa Consistorial de Sutatausa (Uribe, 2013)	5
Figura 2 - Casa Consistorial de Choachí (Alcaldía de Choachí, 2014).....	5
Figura 3 – Planta primer piso original (Uribe et al., 2013)	6
Figura 4 - Planta segundo piso original (Uribe et al., 2013).....	6
Figura 5 - Planta primer piso modificada (Uribe et al., 2013).....	6
Figura 6 - Planta segundo piso modificada (Uribe et al., 2013)	6
Figura 7 - Descomposición de la madera (Uribe et al., 2013).....	6
Figura 8 - Agrietamiento de la madera (Uribe et al., 2013).....	6
Figura 9 - Proceso constructivo de la tapia pisada (Chang et al., 2013).....	7
Figura 10 – Deficiencias en edificaciones de dos o más pisos (AIS, 2004)	9
Figura 11 - Elementos de unión entre muros (AIS, 2004)	12
Figura 12 - Colocación del refuerzo de maderas de confinamiento (AIS, 2004)	13
Figura 13 - Colocación del refuerzo de mallas con vena (AIS, 2004)	13
Figura 14 - Colocación de los tensores de acero (López et al., 2007).....	14
Figura 15 - Colapso de modelo en adobe sin refuerzo (Yamín et al., 2007).....	15
Figura 16 - Colapso del modelo en adobe con refuerzo de madera de confinamiento (Yamín et al., 2007).	16
Figura 17 - Modelo de capilla doctrinera con y sin refuerzo (Ruiz et al., 2014)	16
Figura 18 - Daños del modelo sin refuerzo en la zona posterior (Ruiz et al., 2014).....	17
Figura 19 - Daños del modelo con refuerzo de maderas en la zona posterior (Ruiz et al., 2014)	17
Figura 20 - Montaje de probetas a compresión sobre la máquina universal.....	19
Figura 21 - Tipo de falla de la probeta 1	20
Figura 22 - Tipo de falla de la probeta 2	20
Figura 23 - Tipo de falla de la probeta 3	21
Figura 24 - Carga vs Deformación de las probetas sometidas a compresión longitudinal	22
Figura 25 - Esfuerzo vs Deformación Unitaria de las probetas sometidas a compresión longitudinal	22
Figura 26 - Montaje de probetas a tensión sobre la máquina universal.....	23
Figura 27 - Falla de la probeta 1 a tensión.....	24
Figura 28 - Falla de la probeta 3 a tensión.....	24
Figura 29 - Carga vs Elongación de las probetas sometidas a tensión longitudinal	25
Figura 30 - Esfuerzo vs Elongación de las probetas sometidas a tensión longitudinal	25
Figura 31 - Esfuerzo vs Deformación Unitaria de las probetas sometidas a tensión longitudinal	26
Figura 32 - Muretes recién desencofrados.....	27
Figura 33 - Formaleta de los muretes	27
Figura 34 - Muretes a fallar	27
Figura 35 - Montaje del murete sin refuerzo.....	28
Figura 36 - Montaje del murete con refuerzo	28
Figura 37 - Fisuras presentadas en los muretes por tracción diagonal	28
Figura 38 - Carga vs Desplazamiento de muretes a tracción diagonal.....	29
Figura 39 - Esfuerzo Cortante vs Deformación Unitaria de muretes a tracción diagonal ..	29

Figura 40 - Modelo de estructural (SAP2000)	31
Figura 41 - Esfuerzos máximos (S11) producidos por el sismo de Tauramena en kN/m2	32
Figura 42 - Esfuerzos máximos (S22) producidos por el sismo de Tauramena en kN/m2	32
Figura 43 - Esquemas de muros del modelo a escala en plantas 1 y 2.....	33
Figura 44 - Base metálica de la formaleta	34
Figura 45 - Cimentación de la estructura	34
Figura 46 - Formaleta armada del primer piso	35
Figura 47 - Proceso de compactación de los muros	35
Figura 48 - Muros construidos del modelo sin refuerzo.....	36
Figura 49 - Modelo sin refuerzo recién desencofrado	36
Figura 50 - Proceso de apertura de puertas y ventanas.....	36
Figura 51 - Cubierta de la estructura.....	36
Figura 52 - Modelo sin refuerzo antes de la falla.....	36
Figura 53 - Colocación de la madera de refuerzo	37
Figura 54 - Unión entre esquinas, puertas y ventanas	37
Figura 55 - Proceso de pintura de las maderas de confinamiento.....	37
Figura 56 - Modelo reforzado con cargas antes del sismo	37
Figura 57 - Ubicación de la instrumentación	38
Figura 58 - Ubicación exacta de la instrumentación.....	38
Figura 59 - Señal sísmica de Tauramena en aceleración vs tiempo	39
Figura 60 - Desplazamiento del terreno para el sismo de Tauramena con el que se ensayaron los modelos a escala.....	39
Figura 61 - Agrietamiento en la zona lateral izquierda luego del evento sísmico.....	40
Figura 62 - Secuencia de colapso en zona lateral izquierda	41
Figura 63 - Agrietamiento en la zona lateral derecha luego del evento sísmico	41
Figura 64 - Agrietamientos producidos en zona posterior por el evento sísmico	42
Figura 65 - Agrietamiento producidos en la zona frontal por el evento sísmico	42
Figura 66 - Colapso de la escalera en el segundo piso.....	43
Figura 67 - Desplazamiento de la mesa vibratoria hasta la falla del modelo sin refuerzo .	46
Figura 68 - Colapso total del modelo sin refuerzo	46
Figura 69 - Zona lateral izquierda del modelo reforzado	47
Figura 70 - Zona lateral derecha del modelo reforzado.....	47
Figura 71 - Zona posterior del modelo reforzado	48
Figura 72 - Zona frontal del modelo reforzado	48
Figura 73 - Desplazamiento de la mesa vibratoria hasta la falla del modelo con refuerzo	49
Figura 74 - Modelo reforzado luego de la aplicación de desplazamiento sinusoidales	49
Figura 75 - Ubicación de los LVDT's.....	50
Figura 76 - Desplazamientos medidos por el LVDT 0 en el modelo no reforzado para la cubierta.....	51
Figura 77 - Desplazamientos medidos por el LVDT 0 en el modelo reforzado para la cubierta.....	51
Figura 78 - Desplazamientos medidos por el LVDT 1 en el modelo no reforzado para la cubierta.....	52

Figura 79 - Desplazamientos medidos por el LVDT 1 en el modelo reforzado paa la cubierta.....	52
Figura 80 - Desplazamientos medidos por el LVDT 2 en el modelo no reforzado para la cubierta.....	53
Figura 81 - Desplazamientos medidos por el LVDT 2 en el modelo reforzado para la cubierta.....	53
Figura 82 - Desplazamientos medidos por el LVDT 0 en el modelo no reforzado para el primer piso.....	54
Figura 83 - Desplazamientos medidos por el LVDT 0 en el modelo reforzado para el primer piso.....	54
Figura 84 - Desplazamientos medidos por el LVDT 1 en el modelo no reforzado para el primer piso.....	55
Figura 85 - Desplazamientos medidos por el LVDT 1 en el modelo reforzado para el primer piso.....	55
Figura 86 - Desplazamientos medidos por el LVDT 2 en el modelo no reforzado para el primer piso.....	56
Figura 87 - Desplzamientos medidos por el LVDT 2 en el modelo reforzado para el primer piso.....	56
Figura 88 - Aceleraciones para el modelo no reforzado del muro lateral derecho para la cubierta.....	57
Figura 89 - Aceleraciones para el modelo reforzado del muro lateral derecho para la cubierta.....	57
Figura 90 - Aceleraciones para el modelo no reforzado del muro posterior para la cubierta	58
Figura 91 - Aceleraciones para el modelo reforzado del muro posterior para la cubierta .	58
Figura 92 - Aceleraciones para el modelo no reforzado del muro lateral izquierdo para la cubierta.....	59
Figura 93 - Aceleraciones para el modelo reforzado del muro lateral izquierdo para la cubierta.....	59
Figura 94 - Aceleraciones para el modelo no reforzado del muro lateral derecho para el primer piso.....	60
Figura 95 - Aceleraciones para el modelo reforzado del muro lateral derecho para el primer piso.....	60
Figura 96 - Aceleraciones para el modelo no reforzado del muro posterior para el primer piso.....	61
Figura 97 - Aceleraciones para el modelo reforzado del muro posterior para el primer piso	61
Figura 98 - Aceleraciones para el modelo no reforzado del muro lateral izquierdo para el primer piso.....	62
Figura 99 - Aceleraciones para el modelo reforzado del muro lateral izquierdo para el primer piso.....	62

Lista de Tablas

Tabla 1 - Fallas típicas en edificaciones de tapia pisada (Yamín et al., 2007).....	10
Tabla 2 - Ensayos de caracterización del suelo	18
Tabla 3 - Características físicas del suelo	18
Tabla 4 - Granulometría del suelo.....	18
Tabla 5 - Ensayos de caracterización de madera de refuerzo.....	19
Tabla 6 - Datos de la probeta 1 en el ensayo de compresión longitudinal de maderas	20
Tabla 7 - Datos de la probeta 2 en el ensayo de compresión longitudinal de maderas	20
Tabla 8 - Datos de la probeta 3 en el ensayo de compresión longitudinal de maderas	21
Tabla 9 - Resultados del ensayo de compresión longitudinal en maderas	22
Tabla 10 - Datos de la probeta 1 en el ensayo de tensión longitudinal de maderas	23
Tabla 11 - Datos de la probeta 3 en el ensayo de tensión longitudinal de maderas	24
Tabla 12 - Resultados del ensayo de tensión longitudinal en maderas	26
Tabla 13 - Propiedades de la madera y la tapia pisada.....	31
Tabla 14 - Dimensiones del modelo a escala.....	33
Tabla 15 - Fallas y agrietamientos de la zona lateral izquierda	44
Tabla 16 - Fallas y agrietamientos de la zona lateral derecha.....	44
Tabla 17 - Fallas y agrietamientos de la zona posterior	45
Tabla 18 - Fallas y agrietamientos de la zona frontal	45
Tabla 19 - Cuadro comparativo de los modelos con y sin refuerzo	63
Tabla 20 - Desplazamientos relativos del piso 1 y de la cubierta	63
Tabla 21 - Porcentaje de reducción de los desplazamientos.....	63

1. Introducción

La tierra es uno de los materiales más antiguos utilizados para la construcción de edificaciones (Yamín et al., 2007). Su uso data de aproximadamente 8000 A.C.; alrededor del 30% al 50% de la población mundial vive o trabaja en edificaciones en tierra, la mayoría de esta población corresponde al área rural (Blondet et al., 2011).

En la época de la conquista los españoles introdujeron la construcción con adobe y tapia pisada, de esta manera se inició la creación de las principales ciudades del reino de la Nueva Granada con casas de uno y dos pisos destinadas al gobierno y a templos religiosos (Yamín et al., 2007).

En Colombia las construcciones en tierra son una parte fundamental del patrimonio cultural; se encuentran 1118 monumentos de los cuales el 90% de éstos están hechos en tierra (López et al., 2007). Por esta razón es importante rehabilitar estas edificaciones para conservar el patrimonio cultural. Hoy en día, el patrimonio se ve afectado debido a que este material presenta características constructivas que afectan su vulnerabilidad sísmica. Por ello, durante la última década se han realizado rehabilitaciones e intervenciones sísmicas en edificaciones de carácter patrimonial en tierra (López et al., 2007).

Las casas consistoriales hacen parte del patrimonio colombiano construido en tierra, pero no existe amplio conocimiento de su connotación histórica. En la actualidad se conservan 11 de estas casas en Cundinamarca, que corresponde al 39% del total inicial (Uribe et al., 2013). Las casas han sido modificadas sin tener en cuenta la tipología existente, además de no tener un mantenimiento periódico adecuado, requerido para su conservación. Este tipo de casas están conformadas por cimientos en piedra, pilares en madera, muros en adobe o tapia pisada, y entrepiso y cubierta en madera. (Uribe et al., 2013).

Para este caso, la casa consistorial a trabajar se ubica en Cogua, Cundinamarca, ha sufrido modificaciones que se mostrarán en el capítulo 4.1.1, pero aún conserva los pilares en madera sobre el corredor y el balcón, así como su simetría en la fachada. No obstante, la casa presenta humedad, erosión, microorganismos y fisuraciones, ocasionando un deterioro en sus propiedades mecánicas. (Uribe et al., 2013).

Teniendo en cuenta la amenaza sísmica a la que se someten estas estructuras, se escogió la alternativa de maderas de confinamiento como refuerzo, con el fin de disminuir el riesgo sísmico que éstas presentan al momento de un evento telúrico, evitando el colapso de la edificación.

La rehabilitación con maderas de confinamiento consiste en instalar elementos de madera en el plano del muro por una o las dos caras simultáneamente e interconectándolos entre sí tanto en sentido horizontal como vertical (Yamin et al., 2003).

El desempeño de esta alternativa se realiza mediante la comparación de dos modelos a escala, con y sin refuerzo, de maderas de confinamiento para observar el comportamiento estructural y el daño de una casa consistorial de dos pisos; estableciendo simultáneamente la influencia que tiene en los desplazamientos de la cubierta y del primer piso, la presencia del refuerzo sísmico con maderas de confinamiento.

Los modelos semi-cuantitativos contruidos en tapia pisada se desarrollan a escala 1:20 sobre una base metálica que se ajusta sobre la mesa vibratoria a 45° con respecto a la dirección de la aplicación del sismo. Se les aplican sobrecargas artificiales a nivel de la cubierta y entrepiso simulando la masa. Adicionalmente, se instrumentan con dos acelerómetros y tres LVDTs junto con registros fotográficos y de video para cubrir todos los ángulos de la casa.

El modelo teórico de la casa consistorial sin refuerzo se realiza en el software estructural SAP2000 con el fin de determinar los esfuerzos máximos en donde se pueden propagar las grietas y fisuras en el momento en que se somete la estructura por el sismo.

2. Justificación

Las casas consistoriales fueron creadas como casas de gobierno en la época de la colonia, existiendo 21 casas en el año de 1886 sólo en Cundinamarca, sin embargo, en la actualidad sólo 11 de estas casas se conservan en pie (Uribe et al., 2013) debido a que éstas tienen un sistema constructivo vulnerable al estar hechas en tierra. Esto quiere decir que estas casas están en riesgo constante en caso de la presencia de un sismo.

Las construcciones en adobe y tapia pisada poseen características constructivas que aumentan su vulnerabilidad sísmica. Además, la edad de estas edificaciones y el deterioro de las propiedades mecánicas de sus materiales son determinantes en el comportamiento de la tapia pisada como estructura. La poca resistencia a tensión del material origina una nula resistencia a la flexión y los esfuerzos resistentes de tensión diagonal en el orden de 0.03 MPa, llevan a una disminución de la capacidad del material para soportar fuerzas externas (Yamín et al., 2007), esto debido a que la tierra es un material poco cementado, lo cual lo hace susceptible a la erosión o a la desintegración al estar en constante contacto con el agua (Day, 1993).

Además de lo mencionado anteriormente, estas edificaciones no tienen un sistema estructural adecuado, ya que no presenta conexiones entre muros, posee entresijos pesados y flexibles, luces muy largas, entre otros. Es por esto, que las edificaciones de dos pisos presentan una mayor vulnerabilidad ante un sismo (Yamín et al., 2007).

Se han evaluado diferentes alternativas de rehabilitación para disminuir la probabilidad de colapso o permitir la salida de los ocupantes (Yamín et al., 2007). De esta manera, se proponen diferentes tipos de rehabilitación como lo son la madera confinada, los tensores de acero, los refuerzos con mallas, bandas de polipropileno, instalación de vigas de coronación, refuerzos internos con caña, entre otros (Blondet et al., 2011).

De acuerdo con ensayos e investigaciones realizados de los refuerzos anteriormente mencionados, se llegó a la conclusión que las maderas de confinamiento (colocación de tablas en sentido vertical y horizontal en cara interna y/o externa del muro) mejoraban el comportamiento al desplazamiento último y al esfuerzo cortante promedio resistente, generando continuidad estructural y confinamiento; reduciendo la posibilidad de una falla anticipada, teniendo un mejor desempeño sísmico; ya que incrementa la capacidad de deformación en el rango no lineal, así como la resistencia máxima del sistema estructural (Yamín et al., 2007).

Se escogieron las maderas de confinamiento como alternativa de rehabilitación del modelo a escala de la casa consistorial en Cogua, el cual trabajará como un solo conjunto, con el fin de saber cómo se comporta toda la estructura; debido a que éstas tienen un alto desempeño reforzando los muros como una sección compuesta de tierra y madera. Con dicha rehabilitación se pretende preservar el patrimonio histórico y cultural colombiano, así como su arquitectura original.

3. Objetivos

Objetivo General

Evaluar el desempeño sísmico de una casa consistorial de 2 pisos rehabilitada con madera de confinamiento.

Objetivos Específicos

- Determinar los mecanismos de colapso de una casa consistorial de 2 pisos en tapia pisada con y sin refuerzo de madera de confinamiento en el modelo experimental.
- Comparar el daño sísmico de una casa consistorial de 2 pisos en tapia pisada con y sin refuerzo de madera de confinamiento.
- Establecer la influencia que tiene en los desplazamientos de la cubierta y del primer piso, la presencia del refuerzo sísmico con maderas de confinamiento.

4. Marco Teórico y Estado del Arte

4.1. Casas consistoriales

Las casas consistoriales aparecieron en la época de la colonia con la llegada de los españoles con el fin de administrar las ciudades, solucionar los problemas judiciales, administrativos y económicos de los pobladores (Uribe et al., 2013). Al iniciar la construcción de una ciudad se debía iniciar con la iglesia, seguido de la plaza y los edificios públicos en donde están incluidas las casas consistoriales, y para finalizar, se construían las casas de habitación y los solares (Wyrobisz, 1980).

Estas casas se debían ubicar en la plaza principal en donde se reunían los capitulares de un ayuntamiento para celebrar sus juntas; éstas eran escenarios de los sucesos y decisiones políticas más importantes de lugar. Allí funcionaban diferentes actividades del gobierno tales como despachos, salones del cabildo y la audiencia, escribanías, archivos, cárceles y hospedaje de la guardia, aunque en el caso de Bogotá en el primer piso funcionaban como almacenes, el segundo piso como administración municipal, y los balcones durante las épocas de fiesta eran usados por las autoridades y la élite de la ciudad para observar espectáculos y eventos religiosos (Uribe et al., 2013).

Estas edificaciones se construyeron con forma de paralelogramo rectangular, cuya mayor longitud correspondía a la fachada principal, con dos pisos, pilares de madera y corredores; se caracterizan por tener simetría tanto en planta como en fachada (Ver Figura 1 y Figura 2).

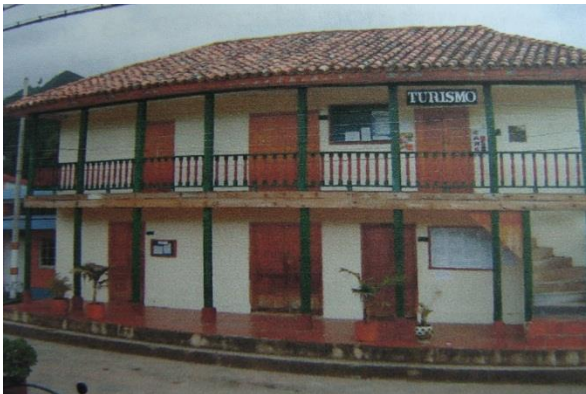


Figura 1 - Casa Consistorial de Sutatausa (Uribe, 2013)



Figura 2 - Casa Consistorial de Choachí (Alcaldía de Choachí, 2014)

En la actualidad, estas casas son utilizadas como instalaciones de la alcaldía y algunas han sufrido modificaciones, sin embargo, conservan sus características principales (Uribe et al., 2013).

4.1.1. Casa consistorial de Cogua

Esta casa se encuentra ubicada en el municipio de Cogua, Cundinamarca en una esquina de los costados de la plaza central del pueblo; fue construida entre 1780 y 1800. Sin embargo, ésta ha tenido modificaciones a través del tiempo (ver Figura 3, Figura 4, Figura 5 y Figura 6). (Uribe et al., 2013)

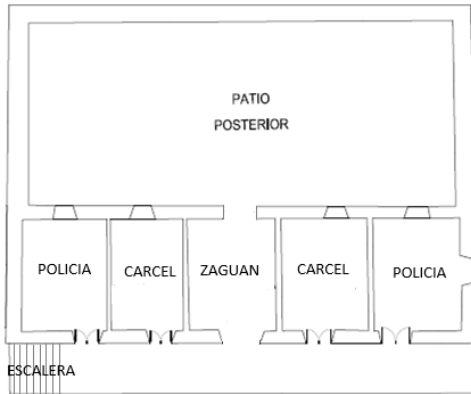


Figura 3 – Planta primer piso original (Uribe et al., 2013)

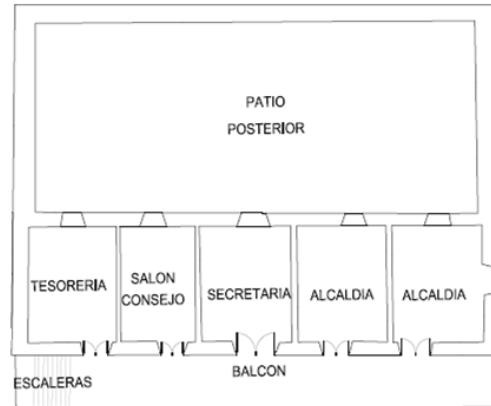


Figura 4 - Planta segundo piso original (Uribe et al., 2013)



Figura 5 - Planta primer piso modificada (Uribe et al., 2013)

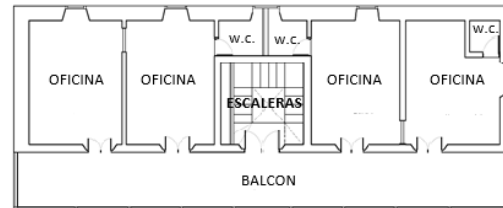


Figura 6 - Planta segundo piso modificada (Uribe et al., 2013)

Posee muros de 60, 70 y 80 cm de espesor los cuales presentan humedad y erosión, en algunos se evidencian fisuras por cortante en vanos de puertas y ventanas. Existen columnas cuadradas de 15 cm ubicadas en la fachada principal de la casa en el primer y segundo piso sobre pedestales de 30 cm de alto y sección cuadrada de 20 cm, algunas con daños en la base por descomposición de la madera y en los pilares agrietamiento (ver Figura 7 y Figura 8). (Uribe et al., 2013)



Figura 7 - Descomposición de la madera (Uribe et al., 2013)



Figura 8 - Agrietamiento de la madera (Uribe et al., 2013)

El entrepiso está conformado por vigas en madera aproximadamente de 10x15 cm, sobre los cuales se apoya transversalmente un entramado en madera; el piso del balcón fue reemplazado por baldosa sobre una placa de concreto reforzado de aproximadamente 10

cm de espesor. Los muros cuentan con viga de coronación en madera en el entrepiso y en la cubierta, sin embargo, no existe información en la actualidad acerca de estas vigas (Uribe et al., 2013).

Hoy en día, la escalera está construida en concreto y se ubica en el espacio del antiguo zaguán. El cielo raso se encuentra suspendido de las vigas de entrepiso y cubierta, está conformado por chusque y tierra, y pañetado en cal, éste presenta múltiples fisuras. La cubierta está conformada por elementos de madera tipo cercha, su acabado es en encañado, tierra y teja de barro; ésta presenta grandes deformaciones y descomposición. (Uribe et al., 2013)

4.2. Tapia pisada

4.2.1. Proceso constructivo

La cimentación se construye con base en vigas corridas en roca y material de relleno conformando un entramado de vigas bajo los muros principales de la edificación. Las rocas que componen el material principal de la cimentación pueden ser de tipo anguloso, redondeado o una mezcla de ambos y material arenoso el cual llena los vacíos, además de usar cal y canto como cementante (AIS, 2004).

La tapia pisada se compacta en capas de 0.10 m con una herramienta denominada pisón que está hecha de madera, la compactación se hace dentro de una formaleta denominada tapial, que consta de 2 tableros de madera de 2 m de largo por 1 m de alto, llamados hojas de tapial y 2 compuertas que dan el ancho del muro (ver Figura 9). Las hojas de tapial descansan sobre elementos horizontales transversales llamados mechinales, los cuales tienen en sus extremos unas cajas donde se instalan los parales que son elementos verticales que ajustan las hojas del tapial para que no se abran con el continuo impacto del pisón (AIS, 2004).

La parte superior de los parales se ajusta con el amarre de fique, una vez se termina de pisar la sección se desmonta el tapial y se desplaza horizontalmente para pisar una nueva sección (AIS, 2004).



Figura 9 - Proceso constructivo de la tapia pisada (Chang et al., 2013)

Los vanos de muros y ventanas se construyen mediante un dintel constituido por 2 o más vigas de madera de sección de 0.2x0.15 m, las cuales se empotran en los muros de apoyo al menos 0.4 m a cada lado del vano (AIS, 2004).

Las vigas cargueras de entrepiso se extienden entre muros portantes conformando la plataforma de apoyo del entrepiso con el fin de transmitir cargas. Para estas vigas se utiliza madera rolliza de 0.15 – 0.20 m de diámetro o de sección rectangular o cuadrada de 0.20x0.20 m. Las vigas corona de entrepiso se instalan sobre los muros portantes y sirven de apoyo directo a las vigas cargueras de entrepiso, transmitiendo las cargas horizontales y verticales a los muros portantes (AIS, 2004).

La cubierta generalmente se construye en madera rolliza o elementos aserrados formando una cubierta tipo cercha (AIS, 2004).

El suelo puede ser mezclado de arena, grava, limo y arcilla, sin embargo, la arcilla debe tener un índice de plasticidad mayor o igual a 5 como requerimiento crítico. Para mejorar la estabilidad del suelo se debe usar paja cortada en 10 cm, esta adición sirve para controlar la fisuración en los muros (Chang et al., 2013).

4.2.2. Escogencia del suelo

El suelo con el que se elabora la tapia pisada es de gran importancia, pues es la parte fundamental de ésta. Se deben conocer específicamente las características y propiedades para la adecuada elaboración del material.

La tapia se compone generalmente de suelos arcillosos, que generen la cohesión entre partículas para la estabilidad estructural de los muros. La elaboración de la tapia puede ser mediante la mezcla de suelos como la arena, grava, limo y arcilla (Chang et al., 2013). La clasificación de este suelo debe ser limo arenosa (SM-SC) con un índice de plasticidad (IP) que varía de 2 a 4 y un límite líquido (LL) de 20 (Day, 1993).

En cuanto a su granulometría ideal, ésta debe contener un 50% de partículas de arena, 40% de partículas de limo y 10% de partículas de arcilla menores a 0.002 mm (Day, 1993).

Sin embargo, en muchos casos solo se requiere de la experiencia del constructor en esta técnica de construcción en edificaciones sin la guía de especificaciones (Chang et al., 2013). Aunque para tener las condiciones óptimas del material, es necesario realizar ensayos de laboratorio que determinen: granulometría, índice de plasticidad, límite líquido, límite plástico, entre otros que ayudan a la interpretación del comportamiento del material y las propiedades de éste, de las cuales no se tenía conocimiento anteriormente al realizar este tipo de construcciones.

4.2.3. Vulnerabilidad sísmica y tipos de falla

Las edificaciones de tapia pisada poseen características constructivas que aumentan la vulnerabilidad sísmica estructural, sin embargo, la edad de estas edificaciones y el deterioro de las propiedades mecánicas del material hacen que la capacidad de soportar un sismo sea mínima (AIS, 2004).

Las características constructivas que más afectan este tipo de edificaciones son (AIS, 2004):

- Ausencia de cimentación que genera la presencia de asentamientos diferenciales, debilita los muros principales y disminuye la capacidad de la estructura ante diferentes fuerzas.
- Irregularidades en planta y en altura que generan la presencia de efectos de torsión y sobreesfuerzos sobre los elementos estructurales, presentando así concentración de esfuerzos, fisuración y desplazamientos que pueden provocar un colapso.
- Distribución de los muros en planta: ocurre cuando los muros cargueros son distribuidos en una sola dirección presentando colapso cuando la componente principal del sismo se presenta en dirección perpendicular a la orientación de los muros.
- Pérdida de la verticalidad de los muros: genera mayores solicitaciones de los elementos estructurales presentando fallas locales e inestabilidad debido a la mala transferencia de cargas horizontales y verticales.
- Conexión entre muros: la falta de una conexión adecuada disminuye la restricción lateral de los muros provocando inestabilidad de los elementos verticales ante cargas perpendiculares.
- Entrepisos y ausencia de diafragmas: cuando no existe un entrepiso que se comporte como diafragma rígido, la distribución de las cargas laterales inducidas por el sismo son perjudiciales, aumentando la acción de fuerzas perpendiculares contra los muros.
- Apoyo y anclaje de elementos de entrepiso y cubierta sobre muros: la falta de una longitud de apoyo adecuada de los elementos principales del entrepiso o la cubierta facilita que se presente la pérdida de apoyo y colapse la estructura por los desplazamientos.
- Entrepisos muy flexibles o luces muy largas: presentan deflexiones verticales generando daño a los elementos no estructurales, además de presentar sobreesfuerzos en los elementos del entrepiso induciendo al colapso.
- Estructura de cubierta: cuando ésta presenta una inadecuada estructuración se presentan deflexiones y sobreesfuerzos sobre sus elementos, llevando al colapso de la cubierta y daños en los muros cargueros por las solicitaciones.
- Para las edificaciones de dos pisos o más las deficiencias son las presentadas en la Figura 10.

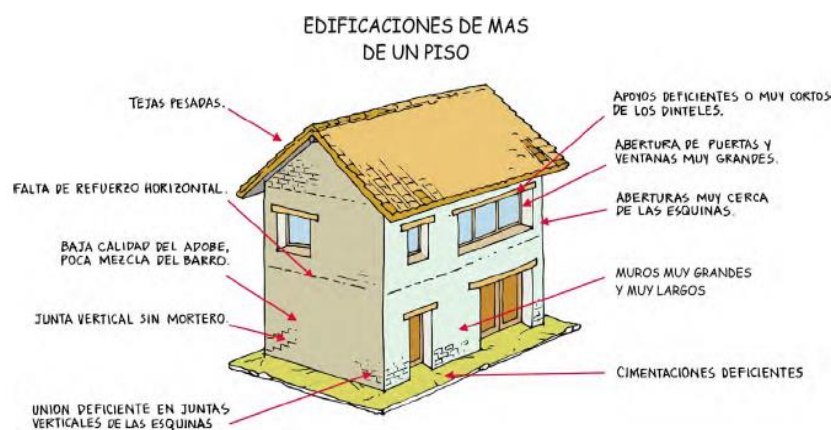
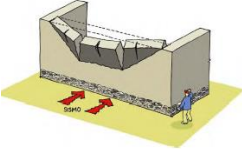
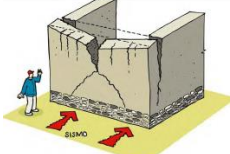
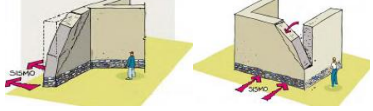
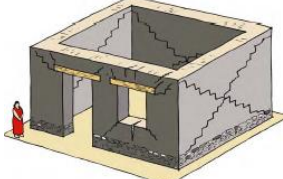

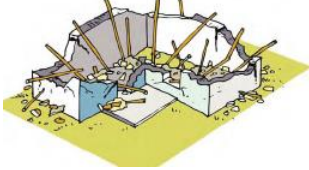



Figura 10 – Deficiencias en edificaciones de dos o más pisos (AIS, 2004)

Los tipos de falla que se pueden presentar en edificaciones de tapia pisada y adobe se presentan en la Tabla 1:

Tabla 1 - Fallas típicas en edificaciones de tapia pisada (Yamín et al., 2007)

Tipo de Falla	Esquema
Flexión perpendicular al plano del muro: agrietamiento horizontal en la base o a una altura intermedia y agrietamientos verticales adicionales, generalmente ocurre en muros largos.	
Flexión por flexión perpendicular al plano del muro por agrietamiento vertical en la zona central: agrietamiento diagonal que constituye el mecanismo de falla y fisuración en la parte superior.	
Falla por flexión perpendicular al plano en las esquinas no confinadas de muros sueltos, o en esquinas no conectadas efectivamente con los muros transversales.	
Falla por cortante en el plano del muro asociada a altos empujes horizontales: en muchos casos estos agrietamientos están asociados a entresijos o cubiertas muy pesadas y se ven magnificados con las aberturas correspondientes a las puertas y ventanas en los muros.	
Caída de la cubierta hacia el interior de la vivienda por encontrarse mal apoyada sobre los muros, esto genera una falla en la zona superior de los muros.	
Falla generalizada de la cubierta por ausencia de un apoyo adecuado o por mala estructuración de ella: esta falla es frecuente en edificaciones muy pesadas, mal concebidas estructuralmente o con alto grado de deterioro.	
Falla que se presenta por mala conexión de los muros del primer piso con los del segundo: el entresijo rompe los muros principales en forma casi horizontal, generando inestabilidad del segundo piso.	

4.3. Modelos a escala

Los resultados de estas investigaciones dependen de cómo se simulan las condiciones reales del modelo estructural; un modelo tipo réplica, mantiene una completa similitud en cuanto a geometría, cargas y materiales. Esto con el fin de tener resultados precisos al

momento de la falla en el prototipo con relación al modelo a escala real (Harris and Sabnis, 1999).

Los modelos físicos permiten mostrar las características cualitativas con la ayuda de la instrumentación adecuada, los cuales permitan una buena interpretación al momento de analizar el modelo. Estas características a su vez, permiten entender el comportamiento físico de los modelos, por medio de un análisis dimensional, combinando diferentes variables para la deducción de resultados (Harris and Sabnis, 1999).

De acuerdo con Harris and Sabnis (1999), el modelo a trabajar es un modelo semi cualitativo, ya que, aunque se registran cargas y desplazamientos al momento de efectuar los ensayos, los prototipos no se realizan siguiendo las leyes de similitud en su totalidad, por lo que no es posible extrapolar los resultados del modelo a escala al modelo real. Sin embargo, es posible hacer un análisis comparativo entre ambos modelos, pues es posible escalar el eje de tiempo del sismo a aplicar, con el fin de mantener una similitud en la fuerza dinámica de excitación, amplificando las fuerzas inerciales en el modelo a escala (Yamin et al., 2003).

Con el fin de conservar las leyes de la modelación a escala, es necesario aplicar sobrecargas artificiales a nivel de la cubierta y de entresijos intermedios. Sin embargo, resulta imposible modelar la fuerza inercial directa sobre las paredes de la edificación, pues sería necesario incrementar artificialmente la masa de los muros, por esta razón, el ensayo a escala reducida debe ser analizado cualitativamente con el fin de realizar de manera comparativa los diferentes modelos (Yamin et al., 2003).

La modelación a escala reducida genera principalmente un cambio en las características dinámicas del modelo, pues a pesar de generar un escalamiento geométrico uniforme, las propiedades de los materiales se mantienen prácticamente inalteradas (Yamin et al., 2003).

Se debe tener en cuenta la escala del modelo al momento de realizarlo, debido a que la precisión de los datos puede tener un mayor rango de error con una escala más pequeña. Igualmente, la precisión y exactitud con la que se realiza cada uno de los elementos a usar en el modelo, son fundamentales para que sus resultados sean los correctos (Harris and Sabnis, 1999).

Adicionalmente, el registro de fotos y videos es importante para el análisis cualitativo, el cual permite realizar comparaciones entre los modelos.

4.3.1. Escala de la señal sísmica

La señal sísmica reducida consiste en ajuste del tiempo, conservando la misma aceleración, esto se hace para mantener las proporciones en cuanto a la duración del fenómeno entre modelo y prototipo. El escalamiento de la señal sísmica se realiza por medio de la siguiente ecuación:

$$t_m = \frac{t_p}{\sqrt{FE}}$$

Ecuación 1 – Escalamiento del tiempo en una señal sísmica

Donde:

t_m : tiempo escalado para el modelo

t_p : tiempo real del modelo

FE: factor de escala

4.4. Rehabilitación de muros en tapia pisada

Teniendo en cuenta la alta amenaza sísmica a la que están sometidas las edificaciones de tapia pisada y su gran vulnerabilidad, es importante evaluar varias alternativas de rehabilitación, las cuales ayudan a disminuir el riesgo sísmico de estas edificaciones.

4.4.1. Maderas de confinamiento

El refuerzo con maderas de confinamiento consiste en la instalación de refuerzos horizontales y verticales con el fin de aumentar la resistencia a la flexión de los muros y mantener la unidad de la estructura. Los elementos deben colocarse en la cara interna y en la cara externa del muro, los elementos horizontales de los muros se unen mediante pernos y platinas de acero de manera que se evite la desarticulación de los muros y se mantenga siempre unida la edificación (Yamín et al., 2007). Ver Figura 11

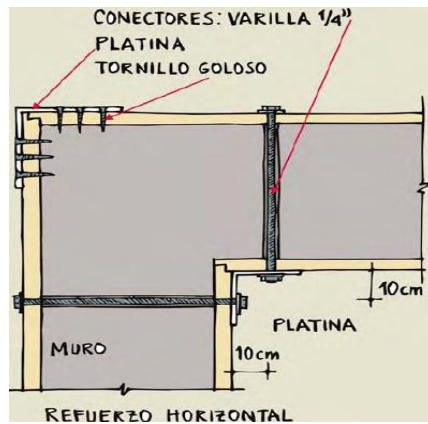


Figura 11 - Elementos de unión entre muros (AIS, 2004)

La compatibilidad de deformaciones entre estos dos materiales se garantiza mediante puntillas para proporcionar una superficie de contacto rugosa (Yamín et al., 2007). La colocación de los refuerzos de maderas de confinamiento debe ser como se indica en la siguiente imagen, teniendo en cuenta la separación entre maderas y entre bordes (Ver Figura 12).

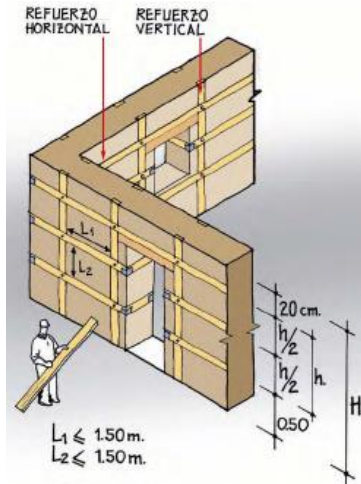


Figura 12 - Colocación del refuerzo de maderas de confinamiento (AIS, 2004)

4.4.2. Mallas con vena

La rehabilitación de mallas con vena consiste en mallas de acero con franjas horizontales y verticales, las cuales simulan franjas verticales y horizontales confinadas. Estas mallas de calibre 19, se instalan por tramos en las zonas más críticas de los muros principales de la vivienda, tanto en la cara interna como en la externa de forma simultánea (AIS, 2004).

Al momento de realizar la instalación, las mallas se unen por ambos lados con alambrones de 8 mm a una distancia de 20 cm entre cada uno, y se soportan con puntillas de 2". La colocación de las mallas debe estar como se indica en la Figura 13. Finalmente, se aplica un pañete de mortero sobre todas las mallas de refuerzo (AIS, 2004).

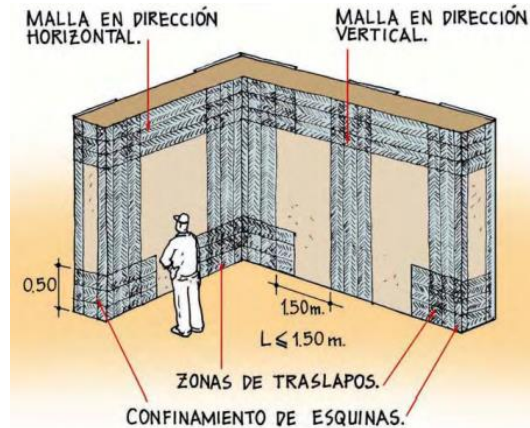


Figura 13 - Colocación del refuerzo de mallas con vena (AIS, 2004)

De acuerdo con investigaciones realizadas, se determinó para estos ensayos cubrir en un 50% la estructura, en especial las esquinas, los vanos y aberturas, con mallas es suficiente para garantizar una resistencia sísmica adecuada, sin embargo, para evitar el colapso de la estructura ante eventos telúricos severos, es necesario que las mallas cubran un 75% de ésta (Illampas et al., 2011).

Esta alternativa de rehabilitación es capaz de reducir la vulnerabilidad sísmica, incrementando la resistencia a la tracción de los muros y dando mayor capacidad de desplazamiento a la estructura (Illampas et al., 2011).

4.4.3. Tensores de acero

Las barras de acero se deben instalar a manera de anillos perimetrales, que controlen la flexión perpendicular del muro conservando continuidad en las esquinas. El cable envuelve el muro verticalmente y cruza sobre la cubierta a la altura de la viga corona, uniendo sus extremos con tensores de tornillo; para la instalación de los tensores se hace una caja en el muro (Ruiz et al., 2012). Finalmente, se tensan mediante llaves inglesas que proporcionan la fuerza suficiente para apretar las tuercas (López et al., 2007). (Ver Figura 14)

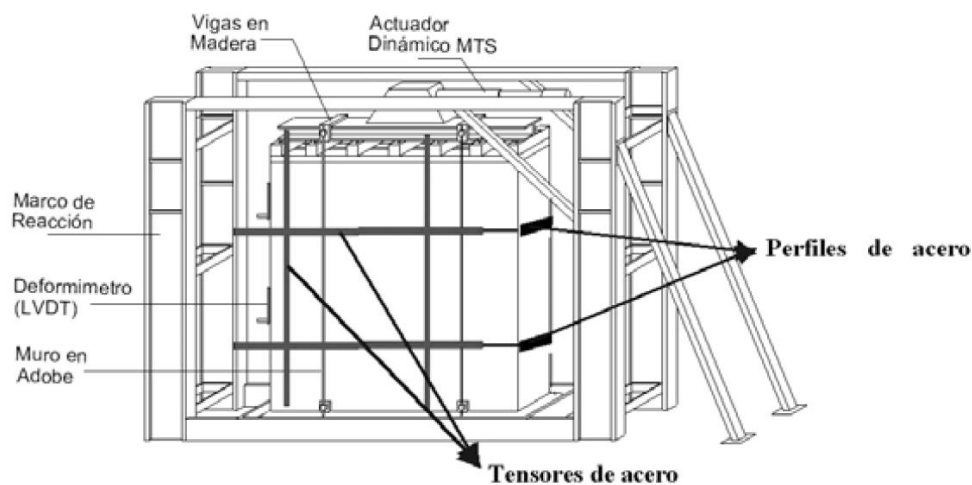


Figura 14 - Colocación de los tensores de acero (López et al., 2007)

Teniendo en cuenta que los esfuerzos de tensión son los responsables de la aparición de grietas, se utilizan tensores de acero con el fin de disminuir estos esfuerzos, mediante la colocación de éstos por ambas caras del muro en dirección horizontal y vertical (López et al., 2007).

Esta alternativa de rehabilitación garantiza la integridad del muro, ya que no se generan grietas a tensión, demostrando un mejor comportamiento en la estabilidad del sistema estructural. Aunque la resistencia se incrementa únicamente en un 18%, la capacidad de desplazamiento se aumenta en un 85% sin colapso. (López et al., 2007).

No es recomendable usar tensores por una sola cara del muro, pues esto genera excentricidades (López et al., 2007).

4.5. Investigaciones previas

Teniendo en cuenta la importancia del comportamiento de las edificaciones construidas en tapia pisada y debido a su alta vulnerabilidad sísmica, es necesario realizar ensayos con el fin de demostrar el riesgo que presentan al no ser reforzadas.

De acuerdo a investigaciones hechas anteriormente con maderas de confinamiento, se analizan de manera comparativa los modelos con el fin de identificar los efectos de esta alternativa de rehabilitación.

4.5.1. Refuerzo con maderas de confinamiento sobre muros de adobe y tapia pisada (2003)

En esta investigación, se realizaron cuatro viviendas a escala 1:5, tres de un solo nivel en adobe y una de dos niveles en tapia pisada, la misma cantidad de modelos se construyeron con refuerzo de maderas de confinamiento, con el fin de evaluar el comportamiento de los modelos con y sin refuerzo, y compararlos (Yamin et al., 2003).

Los modelos de esta investigación se colocaron sobre la mesa vibratoria a un ángulo de 45° con respecto a la dirección de la aplicación de la señal sísmica de Tauramena, con el fin de tener en cuenta los efectos ortogonales del sismo en una edificación real, de tal manera que la señal llegue a cada muro en un sentido diferente al de los ejes principales; también se les aplicaron sobrecargas artificiales en la cubierta (35 kg) y en el entrespacio de cada modelo (Yamin et al., 2003).

En los muros sin refuerzo, las fallas se produjeron por falta de conexiones monolíticas entre bloques de la estructura, los cuales tienden a separarse por la generación de grietas que van desde las esquinas o puntos de concentración de esfuerzos, hasta aberturas de puertas o ventanas generando colapsos súbitos (Yamin et al., 2003). Ver Figura 15.



Figura 15 - Colapso de modelo en adobe sin refuerzo (Yamín et al., 2007)

Las maderas de confinamiento presentaron una mejor ductilidad y características de disipación de energía, los muros mantuvieron su consistencia y estabilidad global; el sistema evidencia menor riesgo a la pérdida de vida de los ocupantes y variación importante en el mecanismo de colapso esperado (Yamin et al., 2003). Ver Figura 16.



Figura 16 - Colapso del modelo en adobe con refuerzo de madera de confinamiento (Yamín et al., 2007).

La señal sísmica aplicada tuvo una aceleración máxima desde un valor de 0.05 g hasta 2 g, o hasta que se presentara la falla del modelo (Yamin et al., 2003).

4.5.2. Refuerzo con maderas de confinamiento sobre muros de tapia pisada: Estudio de caso sobre capillas doctrineras (2014)

Se realizó una investigación sobre capillas doctrineras con y sin refuerzo de maderas de confinamiento, la cual consistía en la construcción de un modelo a escala de la capilla de Suesca en tapia pisada aplicándole el sismo regional escalado de Tauramena, manejando una escala 1:50. Estos modelos se fallaron sobre una mesa vibratoria a un ángulo de 45° (Ruiz et al., 2014). Ver Figura 17



Figura 17 - Modelo de capilla doctrinera con y sin refuerzo (Ruiz et al., 2014)

El modelo sin refuerzo presentó grietas y fisuras, además de deformaciones permanentes llegan a los 3.68 mm junto con aceleraciones hasta de 7.7 g (Ruiz et al., 2014). Ver Figura 18

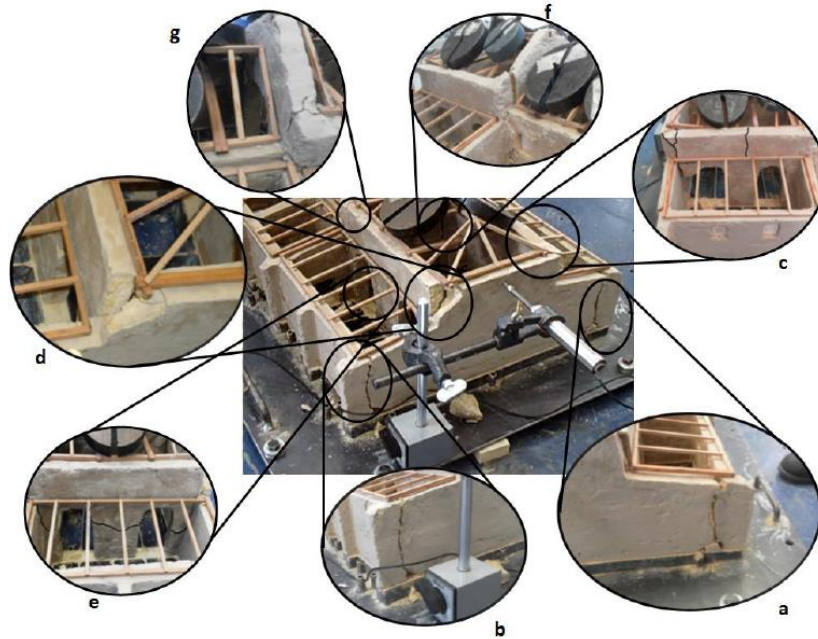


Figura 18 - Daños del modelo sin refuerzo en la zona posterior (Ruiz et al., 2014)

Las maderas de confinamiento evitaron el colapso de la capilla, así como deformaciones permanentes mediante el confinamiento que aportaron las maderas. También se obtuvo una disminución del 75% en las aceleraciones y del 74% en los desplazamientos, con respecto al modelo no reforzado (Ruiz et al., 2014). Ver Figura 19

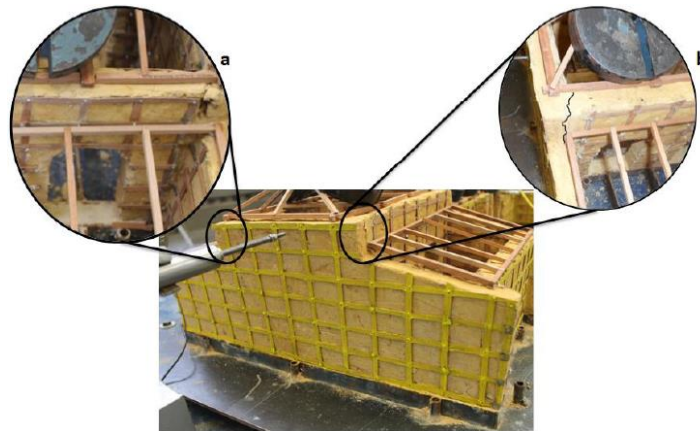


Figura 19 - Daños del modelo con refuerzo de maderas en la zona posterior (Ruiz et al., 2014)

5. Caracterización de materiales usados para la construcción de los modelos

5.1. Caracterización del suelo

Se realizaron los respectivos ensayos para determinar las características y propiedades del suelo escogido con el fin de construir el modelo de manera adecuada de acuerdo a sus especificaciones (ver Tabla 2).

Tabla 2 - Ensayos de caracterización del suelo

Ensayo	Norma	
Determinación en laboratorio del contenido de agua Humedad de muestras de suelo.	INV E - 122 2013	ASTM D2216 (ASTM 2010b)
Determinación de los tamaños de las partículas de suelo	INV E - 123 2013	ASTM D2216 (ASTM 2010b)
Determinación del límite líquido de los suelos	INV E - 125 2013	ASTM D4318 (ASTM 2010a)
Determinación del límite plástico e índice de plasticidad de los suelos	INV E - 126 2013	ASTM D4318 (ASTM 2010a)
Determinación de la gravedad específica de las partículas sólidas de los suelos empleando un picnómetro con agua	INV E - 128 2013	ASTM D854 (ASTM 2010c)

Los resultados correspondientes a los ensayos anteriormente mencionados se muestran en las tablas adjuntas (ver Tabla 3 y Tabla 4).

Tabla 3 - Características físicas del suelo

Gravedad Específica (g/cm ³)	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice de Plasticidad	Clasificación SUCS	Contenido Humedad
1.68	23	13	10	SP	1%

Tabla 4 - Granulometría del suelo

Granulometría		
Pasa Tamiz No. 200	Pasa Tamiz No. 40	Pasa Tamiz No. 4
1%	30%	66%

Teniendo en cuenta el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se determinó el material como arenoso pobremente gradado (SP) de acuerdo su granulometría. Este tipo de suelo no cumple con los requisitos descritos en el numeral 4.2.2, pues posee pocos finos, por esta razón es necesaria la adición de arcilla para generar la cohesión necesaria que requiere el material. De acuerdo al índice de plasticidad (IP=10), este suelo es medianamente plástico.

Basándose en el ensayo de granulometría se hizo uso del material que pasa el tamiz No 4 y que retiene tamiz No 10. Para la construcción de la cimentación y pasa tamiz No 10 para los muros y se adicionó cal apagada para que trabajara como cementante en la tapia.

5.2. Caracterización de la madera de refuerzo

Se realizaron ensayos (ver Tabla 5) con especímenes de cedro, ya que es la madera utilizada como confinamiento del modelo.

Tabla 5 - Ensayos de caracterización de madera de refuerzo

Ensayo	Norma	
Compresión en fibras longitudinales	NTC 784	ASTM D143-09 (ASTM 2009)
Tensión en fibras longitudinales	NTC 944	ASTM D143-09 (ASTM 2009)

5.2.1. Compresión en fibras longitudinales

Los ensayos de compresión longitudinal se realizan sobre tres probetas hechas en cedro, madera utilizada como alternativa de refuerzo. Estos ensayos tienen como objeto determinar la resistencia de la madera.

El ensayo consiste en colocar la probeta en la máquina universal en donde se le aplica una carga que garantice una deformación de 6 mm/min, a cada probeta sobre sus caras transversales hasta que ésta alcance su carga máxima como se puede ver en la Figura 20.



Figura 20 - Montaje de probetas a compresión sobre la máquina universal

Este mismo procedimiento se realiza sobre cada una de las tres probetas, para definir el tipo de falla de cada probeta, así como determinar las gráficas carga – desplazamiento y esfuerzo – deformación unitaria, las cuales serán mostradas más adelante. Los datos de cada ensayo se encuentran en las tablas Tabla 6, Tabla 7 y Tabla 8.

Tabla 6 - Datos de la probeta 1 en el ensayo de compresión longitudinal de maderas

Espesor (mm)	51.1
Ancho (mm)	50.6
Área transversal (mm ²)	2585
Volumen (mm ³)	51703
Carga máxima (kN)	78.26
Carga al límite de proporcionalidad (kN)	70.57

Se presenta una falla por corte en este ensayo como se muestra en la Figura 21.



Figura 21 - Tipo de falla de la probeta 1

Tabla 7 - Datos de la probeta 2 en el ensayo de compresión longitudinal de maderas

Espesor (mm)	51.1
Ancho (mm)	50.84
Área transversal (mm ²)	2598
Volumen (mm ³)	51958
Carga máxima (kN)	85.38
Carga al límite de proporcionalidad (kN)	69.16

Al igual que en la probeta 1, la probeta 2 presentó un tipo de falla por corte como se muestra en la Figura 22.



Figura 22 - Tipo de falla de la probeta 2

Tabla 8 - Datos de la probeta 3 en el ensayo de compresión longitudinal de maderas

Espesor (mm)	51.1
Ancho (mm)	50.6
Área transversal (mm ²)	2586
Volumen (mm ³)	51713
Carga máxima (kN)	88.12
Carga al límite de proporcionalidad (kN)	77.75

La probeta 3 presentó una falla por corte y rajadura paralelos a la fibra como se puede ver en la Figura 23.



Figura 23 - Tipo de falla de la probeta 3

De acuerdo a las figuras Figura 24 y Figura 25, se pueden determinar tres parámetros fundamentales en la descripción de las maderas como lo son la resistencia al límite proporcional, el cual establece el mayor esfuerzo en donde el esfuerzo y la deformación son directamente proporcionales. Igualmente, la resistencia máxima y el módulo de elasticidad. Ver Tabla 9

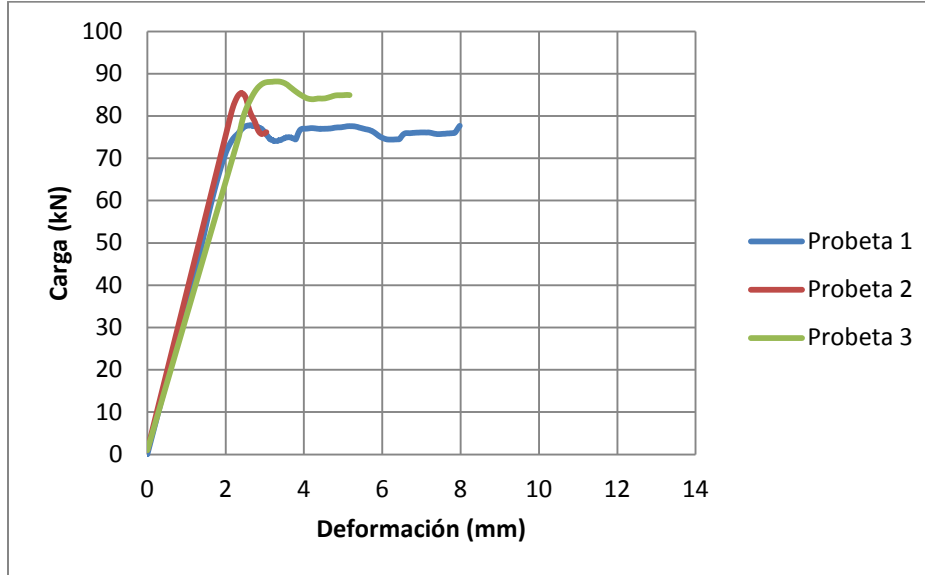


Figura 24 - Carga vs Deformación de las probetas sometidas a compresión longitudinal

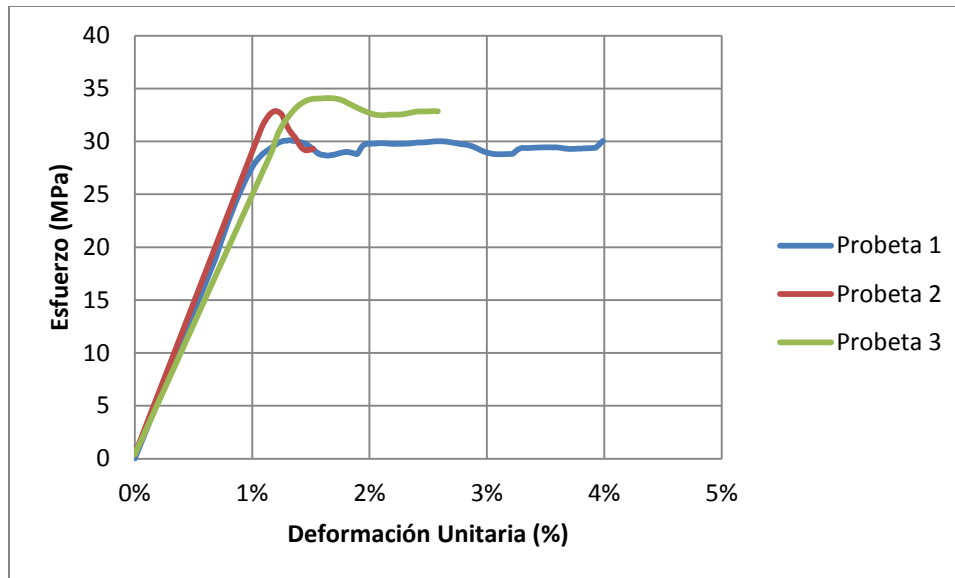


Figura 25 - Esfuerzo vs Deformación Unitaria de las probetas sometidas a compresión longitudinal

Tabla 9 - Resultados del ensayo de compresión longitudinal en maderas

	Resistencia en el límite proporcional (MPa)	Resistencia máxima (MPa)	Módulo de elasticidad (MPa)
Probeta 1	27.3	30.3	2763.1
Probeta 2	26.6	32.9	2823.1
Probeta 3	30.1	34.1	2510.1

Finalmente, se puede concluir que la madera tiene una buena resistencia a la compresión, ya que posee un comportamiento dúctil, en el cual puede llegar a deformarse hasta 4%

luego de haber alcanzado su carga máxima y fallar por corte, ya que al doblar la fibras se pierde resistencia.

5.2.2. Tensión en fibras longitudinales

Los ensayos de tensión longitudinal se realizan sobre tres probetas hechas en cedro, madera utilizada como alternativa de refuerzo en este trabajo. Estos ensayos tienen como objeto determinar las propiedades de la madera que se presentan en la Tabla 12.

El ensayo consiste en colocar la probeta entre dos mordazas en una cruceta móvil que se desplace a una velocidad de 1.00 ± 0.25 mm/min, en donde las mordazas tiendan a separarse entre sí, como la muestra la Figura 26.

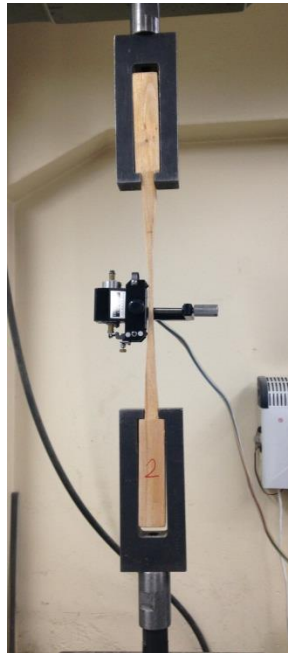


Figura 26 - Montaje de probetas a tensión sobre la máquina universal

Este procedimiento se realiza sobre las tres probetas a ensayar, hasta que haya una rotura en la probeta. Los datos y resultados de cada probeta se encuentran en las tablas Tabla 10 y Tabla 11. Igualmente, en las figuras Figura 27 y Figura 28 se presentan los tipos de falla de las probetas.

Tabla 10 - Datos de la probeta 1 en el ensayo de tensión longitudinal de maderas

Espesor mínimo (mm)	4.87
Ancho mínimo (mm)	7.01
Carga máxima (kN)	3.50
Carga al límite proporcional (kN)	3.28



Figura 27 - Falla de la probeta 1 a tensión

Tabla 11 - Datos de la probeta 3 en el ensayo de tensión longitudinal de maderas

Espesor mínimo (mm)	6.09
Ancho mínimo (mm)	7.60
Carga máxima (kN)	3.81
Carga al límite proporcional (kN)	3.46



Figura 28 - Falla de la probeta 3 a tensión

De acuerdo con la Figura 29, Figura 30 y Figura 31, se pueden determinar tres parámetros fundamentales en la descripción de las maderas como lo son la resistencia al límite proporcional, el cual establece el mayor esfuerzo en donde el esfuerzo y la deformación son directamente proporcionales. Igualmente, la resistencia máxima y el módulo de elasticidad (ver Tabla 12).

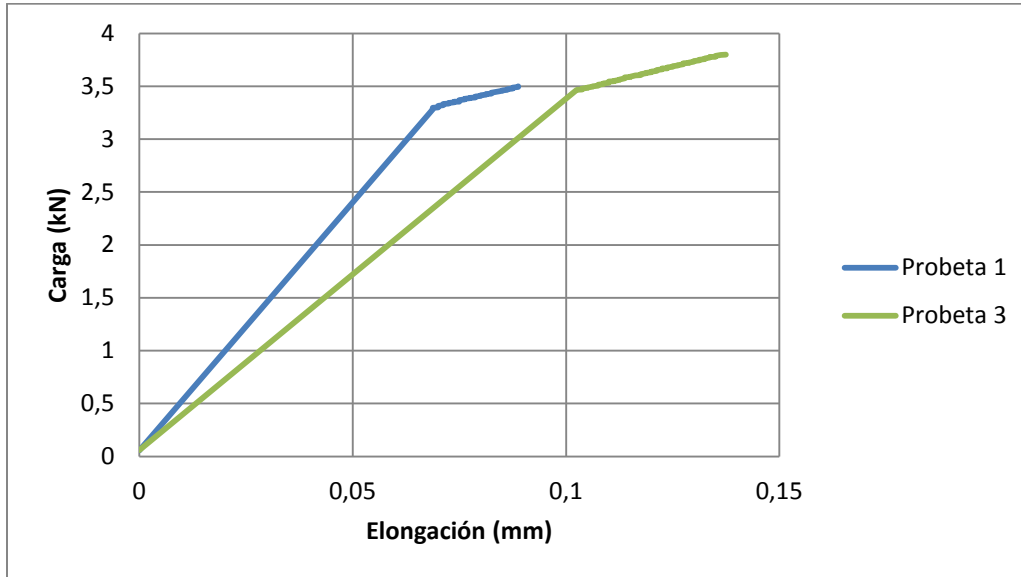


Figura 29 - Carga vs Elongación de las probetas sometidas a tensión longitudinal

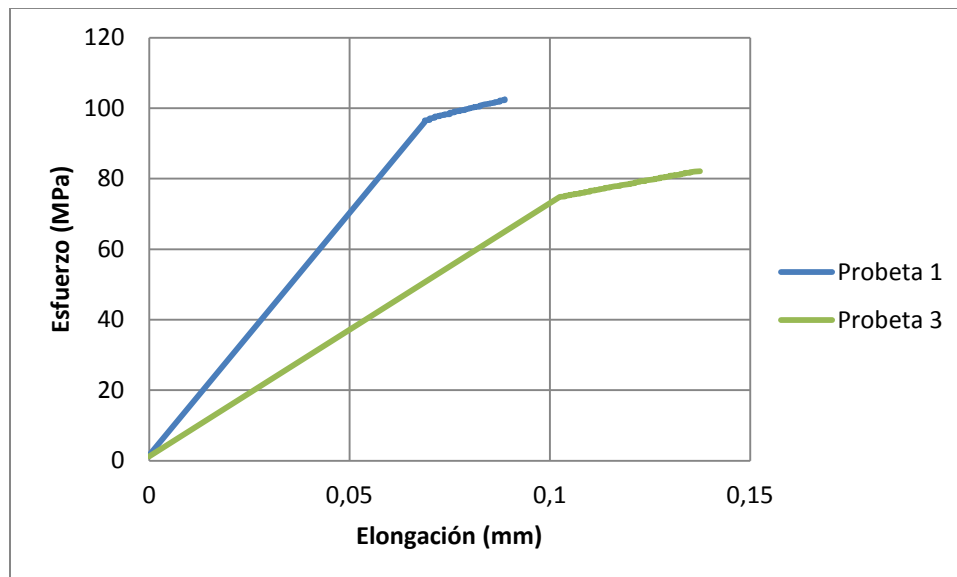


Figura 30 - Esfuerzo vs Elongación de las probetas sometidas a tensión longitudinal

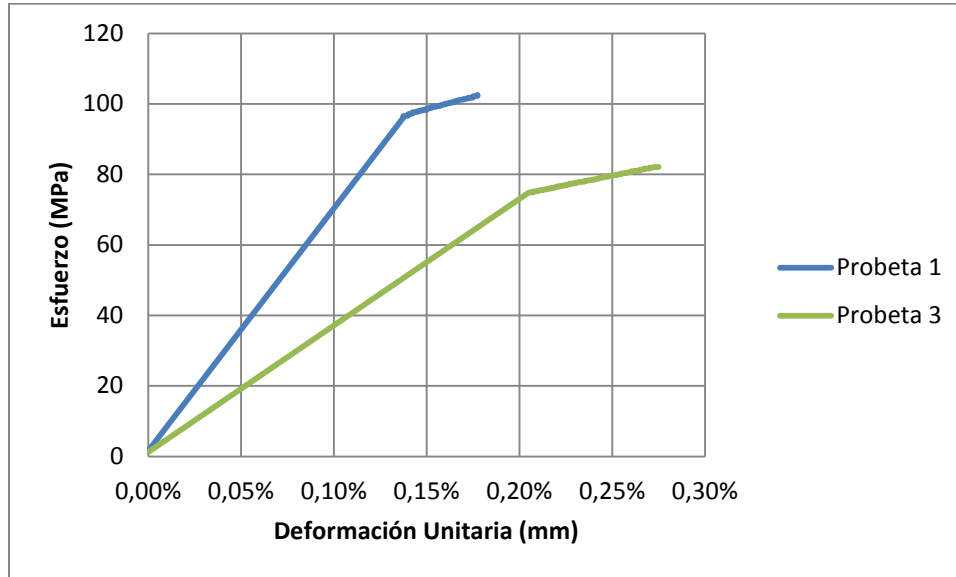


Figura 31 - Esfuerzo vs Deformación Unitaria de las probetas sometidas a tensión longitudinal

Tabla 12 - Resultados del ensayo de tensión longitudinal en maderas

	Esfuerzo al límite de proporcionalidad (MPa)	Esfuerzo máximo (MPa)	Módulo de elasticidad (MPa)
Probeta 1	96.1	102.5	69885.3
Probeta 3	74.9	82.2	36517.8

Como conclusión de estos resultados, se puede ver que, sometida a esfuerzos de tensión la madera de cedro se comporta como un material frágil. Estas probetas fallaron todas en su sección más pequeña.

Además, se pudo observar que la madera de cedro es más resistente sometida a esfuerzos de tensión que a esfuerzos de compresión hasta en un 66%. La deformación unitaria en el rango plástico de la madera a tensión llega hasta los 0.27%, siendo ésta menor que la misma sometida a compresión en donde llega hasta un 4%.

Los resultados de estos ensayos confirman el uso del cedro como alternativa de refuerzo para la tapia pisada, al tener una resistencia que proporcione rigidez, pero que a la vez sea liviano y no aumente en gran manera la masa de la estructura. Sin embargo, al ser la madera un material anisotrópico sus propiedades físicas y mecánicas no son las mismas en todas las direcciones, además, es importante tener en cuenta que su comportamiento depende de la orientación de las fibras y de la dirección de las fuerzas.

6. Resistencia de muros a tracción diagonal

6.1. Características y proceso constructivo de los muros

Se construyeron 4 muros a escala 1:20 con las dimensiones de un muro perteneciente a la casa consistorial con medidas de 15x15x2 cm, (ver Figura 32) dos de estos muros con refuerzo de maderas de confinamiento y dos sin refuerzo.



Figura 32 - Muretes recién desencofrados

La elaboración de estos muros se realizó con el mismo material con que se realizan los muros de la casa y para su construcción se utilizaron formaletas de madera en balsa las cuales fueron cortadas a las dimensiones del muro (ver Figura 33) y se procedió a compactar cada uno por capas aproximadamente de 2 cm.

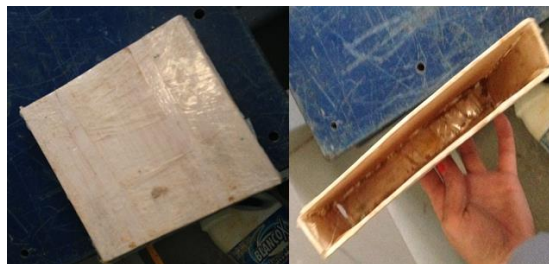


Figura 33 - Formalita de los muretes

Los muros se desencofraron una semana después y se dejaron cubiertos con plástico 1 semana también para garantizar un secado uniforme. Una vez finalizado el secado, se continuó con el refuerzo de dos muretes con la madera de confinamiento por ambas caras del muro unidas con alambre y una platina de latón en sus bordes (ver Figura 34). Estos muretes serán sometidos a tracción diagonal de acuerdo a la ASTM E519 (ASTM 2010d).



Figura 34 - Muretes a fallar

6.2. Resultados de los ensayos

Los muretes con y sin refuerzo de maderas de confinamiento, se apoyaron sobre soportes de acero en posición diagonal como se muestra en las figuras Figura 35 y Figura 36 para ensayarlos en la máquina universal Instron.



Figura 35 - Montaje del murete sin refuerzo

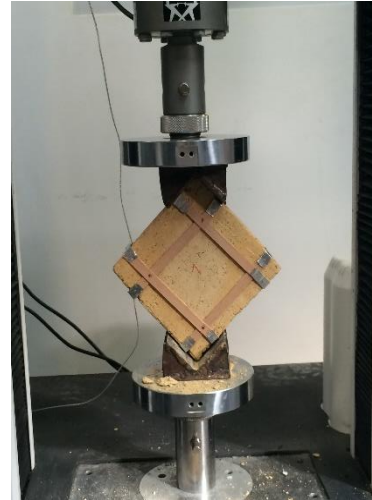


Figura 36 - Montaje del murete con refuerzo

Cada uno de los muretes fue sometido a cargas continuas hasta que éstos llegaran a la falla, mediante deformaciones de 1.4 mm/s.

En todos los muretes se produjo una fisura en el plano donde se aplicó la carga de manera vertical, atravesando el muro, esta fisura se presentó por ambas caras del murete. Ver Figura 37

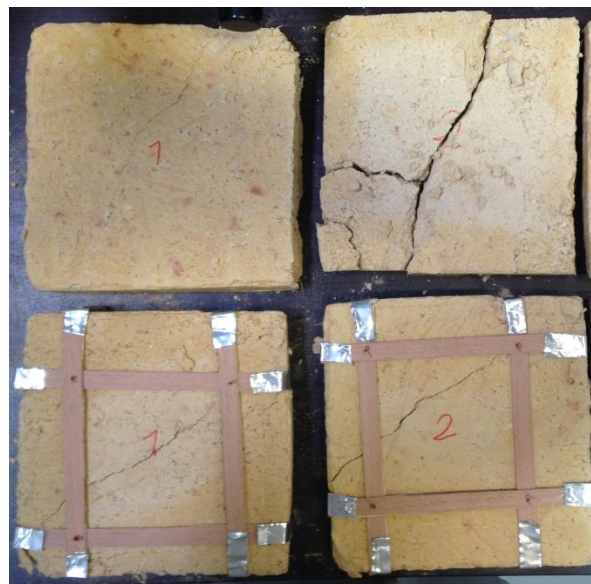


Figura 37 - Fisuras presentadas en los muretes por tracción diagonal

Se obtuvieron los resultados mostrados en la Figura 38, la cual muestra desplazamientos contra carga del ensayo para cada uno de los muros.

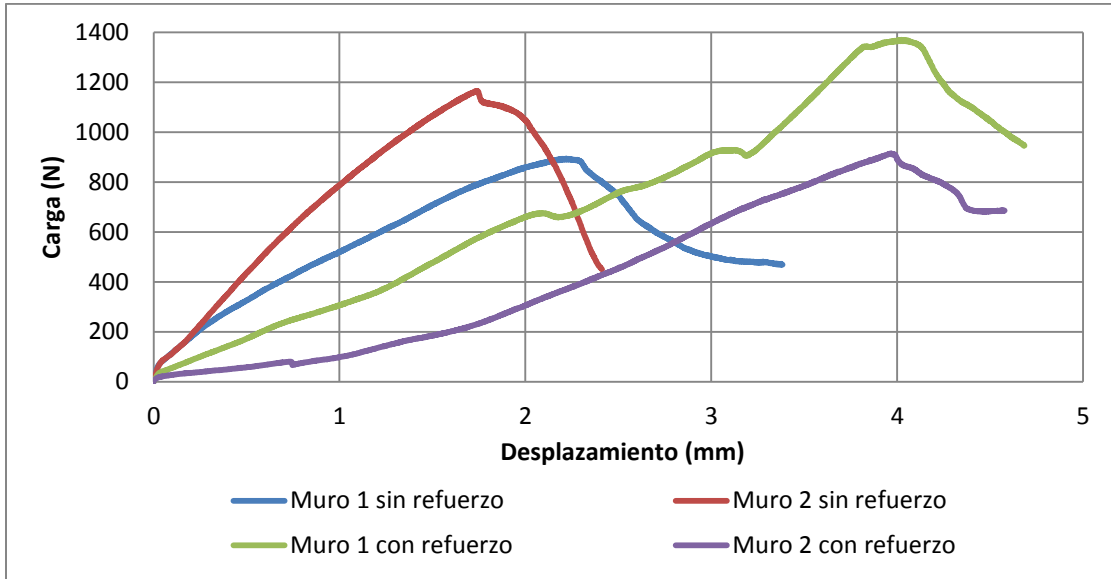


Figura 38 - Carga vs Desplazamiento de muretes a tracción diagonal

Para los muros 1 y 2 sin refuerzo, se evidencian cargas máximas de 894.46 N y 1166.21 N respectivamente, llegando en estos puntos a desplazamientos de 2.21 mm y 1.67 mm. Mientras que en los muros con refuerzo 1 y 2, las cargas máximas fueron de 1370.72N y 902.63 N, con desplazamientos de 3.98 mm y 3.63 mm respectivamente.

Se evaluaron también resultados de esfuerzo cortante y deformación unitaria como lo muestra la Figura 39.

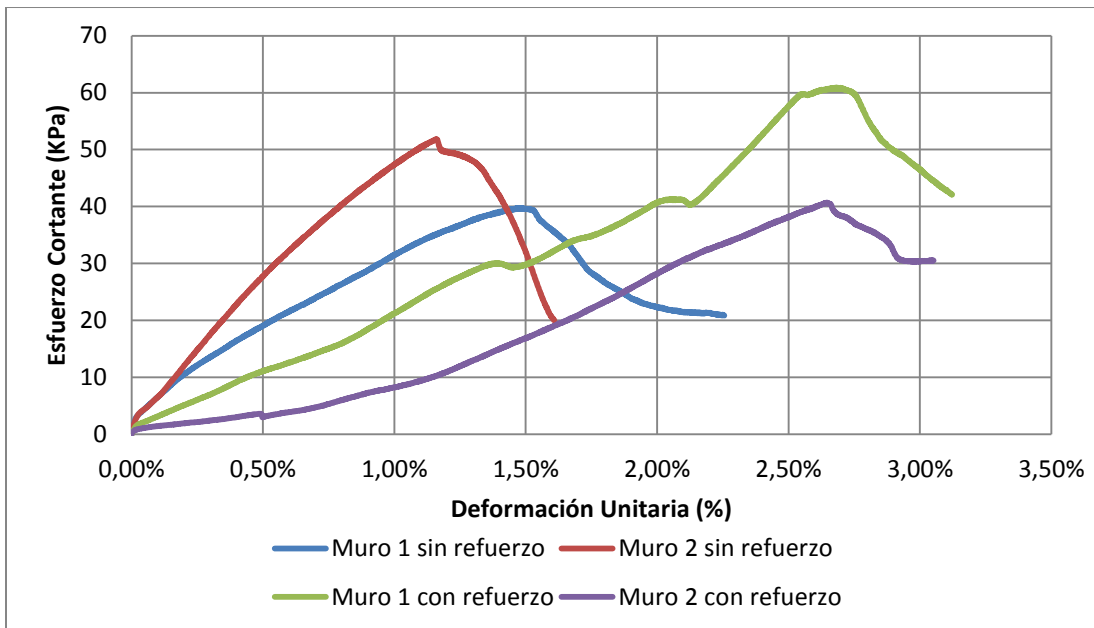


Figura 39 - Esfuerzo Cortante vs Deformación Unitaria de muretes a tracción diagonal

Estos resultados muestran para los muretes sin refuerzo 1 y 2 valores de esfuerzos máximos a cortante de 39.75 kPa y 51.83 kPa, con deformaciones unitarias de 1.50% y 1.12% respectivamente. El murete 1 reforzado presentó un esfuerzo máximo a cortante de 60.92 kPa y una deformación unitaria correspondiente al 2.62%, mientras que para el murete 2 con refuerzo el esfuerzo máximo a cortante fue de 40.70 kPa y su deformación unitaria fue de 2.61%.

Los muretes reforzados presentan una mejoría en algunos de estos especímenes, aunque no influyen totalmente en la resistencia al corte y esfuerzos de éstos. Sin embargo, se evidencia cómo el refuerzo de maderas de confinamiento proporciona ductilidad y unidad a los muros en tapia pisada. Igualmente, se hace evidente el aporte de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico a los muros con refuerzo. Cabe resaltar que estos resultados son mayores comparados con los muros de tapia pisada reales, debido al factor de escala usado.

7. Modelación numérica

La modelación numérica con elementos finitos del modelo real de la casa consistorial sin refuerzo en Cogua se realiza con el fin de observar el comportamiento de la estructura ante las fuerzas sísmicas por medio del software SAP2000. Se analiza únicamente el modelo real, pues éste muestra los esfuerzos máximos y así poder instalar las maderas en el lugar adecuado.

Para la modelación se tuvieron en cuenta las propiedades mecánicas del cedro de acuerdo a la NSR-98 título G, en donde se escogió el cedro como una madera del grupo C, la cual representa la madera actual en la casa de Cogua (columnas, sistema de entrepiso y cubierta) igualmente las propiedades de la tapia pisada estuvieron dadas por Ruiz et al., (2014) como se muestra en la Tabla 13.

Tabla 13 - Propiedades de la madera y la tapia pisada

Propiedad	Tapia Pisada	Madera – Cedro
Peso específico (kN/m^3)	20	0.5
Módulo de elasticidad (kN/m^2)	98066.5	9000000

Las conexiones entre la estructura y la cimentación se realizaron por medio de apoyos de segundo grado, los cuales restringen el desplazamiento horizontal y vertical, los muros de tapia pisada se modelaron con elementos tipo *Shell* o de membrana, los cuales se dividieron en forma de malla con elementos más pequeños para asegurar una buena transmisión de esfuerzos y asimismo una mayor precisión en los resultados. Ver Figura 40

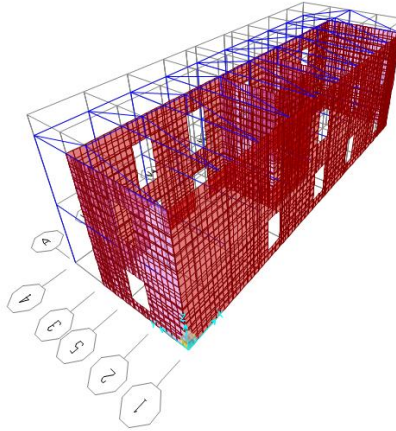


Figura 40 - Modelo de estructural (SAP2000)

El entrepiso está cargado con las cargas de viguetas de madera, baldosa y tapia pisada la cual va entre las viguetas y la baldosa (4.865 kN/m^2), igualmente la cubierta se cargó con las tejas de barro que van encima de ésta (1.962 kN/m^2).

Se implementa el sismo regional de Tauramena por medio de un análisis cronológico lineal paso a paso como lo es un *time history* y con este sismo se revisa la acción de las fuerzas sísmicas sobre la estructura determinando los esfuerzos máximos presentados en la estructura, los cuales permiten identificar zonas de fisuración en la casa mas no su mecanismo de colapso, puesto que no se evalúan efectos no lineales (ver Figura 41 y Figura 42).

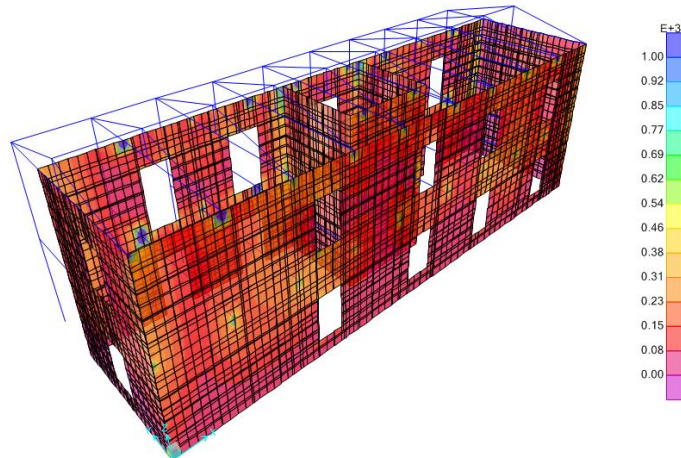


Figura 41 - Esfuerzos máximos (S11) producidos por el sismo de Tauramena en kN/m2

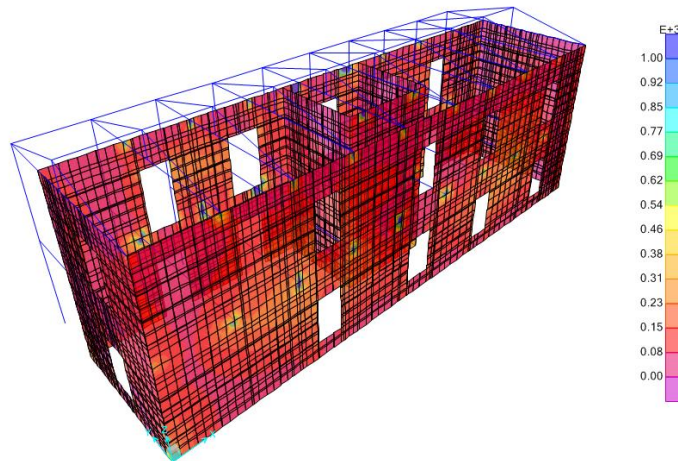


Figura 42 - Esfuerzos máximos (S22) producidos por el sismo de Tauramena en kN/m2

De acuerdo con Ruiz et al., (2012), la resistencia a la tensión de la tapia pisada se encuentra en un rango de 0 – 0.02 MPa, esto quiere decir que los esfuerzos máximos producidos por el sismo de Tauramena fisuran la estructura, ya que como se ve en la Figura 41 y en la Figura 42, los esfuerzos sobrepasan este valor de 0.02 MPa, llegando a tener sollicitaciones hasta de 0.85 MPa .

8. Modelo Experimental

8.1. Diseño

El modelo experimental fue basado en la casa consistorial de Cogua, Cundinamarca (ver Figura 43) a una escala 1:20, ya que esta escala se ajusta al tamaño de la mesa vibratoria, el modelo se construye en una formaleta hecha de acero A-36 con su respectiva base con el mismo tipo de acero, ésta se hizo teniendo las dimensiones de la Tabla 14

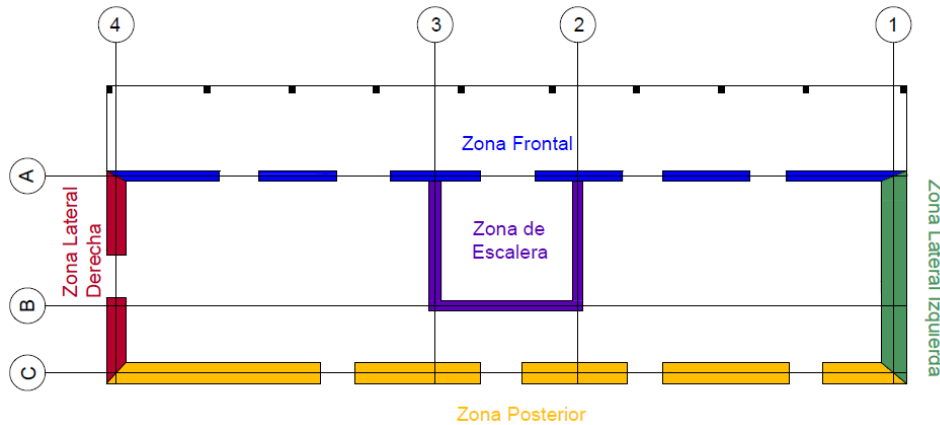


Figura 43 - Esquemas de muros del modelo a escala en plantas 1 y 2

Tabla 14 - Dimensiones del modelo a escala

	Altura (cm)	Longitud (cm)	Espesor (cm)
Lateral derecho - Piso 1	19	30	3
Lateral izquierdo - Piso 1	19	30	3.6
Frontal - Piso 1	19	1.13	1.5
Posterior - Piso 1	19	1.13	3
Escalera derecho - Piso 1	19	16.8	1.7
Escalera izquierdo - Piso 1	19	16.8	1.4
Escalera posterior - Piso 1	19	21.7	1.5
Lateral derecho - Piso 2	16	30	3
Lateral izquierdo - Piso 2	16	30	3.6
Frontal - Piso 2	16	1.13	1.5
Posterior - Piso 2	16	1.13	3
Escalera derecho - Piso 2	16	16.8	1.7
Escalera izquierdo - Piso 2	16	16.8	1.4
Escalera posterior - Piso 2	16	21.7	1.5

8.2. Proceso Constructivo

El proceso constructivo se inicia una vez obtenida la caracterización del material a usar para la construcción; luego de esto, se construye la cimentación, para así seguir con la construcción del modelo sin refuerzo, fallarlo y finalizar con la construcción del modelo reforzado seguido de su falla con el fin de comparar el comportamiento de los dos modelos.

8.3. Construcción de la cimentación

La cimentación que se utiliza para el modelo sin reforzar y el modelo reforzado es la misma, pues se considera que ésta no falla ni cambia, ya que en la vida real ésta si es afectada por los movimientos telúricos. Consiste de un canal metálico que se encuentra sobre la base de la formaleta con la misma geometría del perímetro de la casa con una profundidad de 3 cm, en donde el espesor varía de acuerdo a los muros que estarán encima. Ver Figura 44



Figura 44 - Base metálica de la formaleta

El material a usar se compone de 2 partes de material granular (pasa tamiz No. 4 y retiene tamiz No. 10), $\frac{1}{2}$ parte de arena, $\frac{1}{2}$ parte de cal y agua hasta que se obtenga la consistencia adecuada, dada por la arquitecta Cecilia Teresa López quien es experta en construcción en tierra. Este material se compacta con un pisón de madera dentro del canal hasta quedar a ras de éste. Ver Figura 45



Figura 45 - Cimentación de la estructura

Se cubre la cimentación con plástico para que su secado sea lento y homogéneo y se deja secando por 1 día.

8.4. Construcción del modelo sin refuerzo

Se arma la formaleta del primer piso (ver Figura 46) previamente forrada en papel *vinipel*, el cual evita que ésta se adhiera al material, y se amarra entre bordes para no tener desajustes en el espesor de los muros. El material a usar se compone de 5 partes de material pasa tamiz No. 10, 1 parte de arcilla, 1 parte de cal, una capa de fibra de fique sobrepuesta en la mezcla y agua hasta obtener la consistencia requerida.



Figura 46 - Formaleta armada del primer piso

Se compacta el material con varios pisones de madera, que van variando de acuerdo al espesor del muro, en capas de aproximadamente 5 cm (ver Figura 47), que corresponden a la altura a escala de un tapial.



Figura 47 - Proceso de compactación de los muros

Al terminar los muros del primer piso, se procede a colocar las vigas de cedro del sistema de entrepiso para así seguir con el armazón y ajuste de la formaleta del segundo piso y repetir el proceso de compactación de los muros (ver Figura 48).



Figura 48 - Muros construidos del modelo sin refuerzo

Después de 4 semanas de haber terminado la compactación, se desencofran los muros sobre la mesa vibratoria (ver Figura 49), para proceder a reparar fisuras, abrir puertas y ventanas (ver Figura 50), y pintar muros, viguetas y columnas con el fin de dejar listo el modelo para ponerle la cubierta (ver Figura 51) y así cargarlo y fallarlo (ver Figura 52).



Figura 49 - Modelo sin refuerzo recién desencofrado



Figura 51 - Cubierta de la estructura



Figura 50 - Proceso de apertura de puertas y ventanas



Figura 52 - Modelo sin refuerzo antes de la falla

8.5. Construcción del modelo con refuerzo

Para la construcción del modelo reforzado con maderas de confinamiento se emplean los mismos pasos del modelo no reforzado. Sin embargo, se adicionan a este modelo varios pasos por tener refuerzo. El refuerzo se elabora en madera de chapilla de cedro de 1 cm de ancho y 1 mm de espesor.

El refuerzo se coloca de acuerdo a la Figura 12 y sus uniones de acuerdo a la Figura 11, teniendo en cuenta una escala 1:20, se separa a 7.5 cm entre maderas, a 3 cm de las esquinas, a 2.5 cm desde la cimentación y a 2 cm en el entrepiso y la cubierta. En las uniones entre refuerzos verticales y horizontales se pasa un alambre de cobre con un diámetro inferior a 0.4 mm, el cual corresponde a una varilla roscada de acero en una escala real con diámetro de $\frac{1}{4}$ ", al cual se le hace un nudo en ambos lados, lo que equivale a la arandela y a la tuerca, para asegurar que exista confinamiento de los muros (ver Figura 53). Igualmente, para asegurar que el refuerzo trabaje en conjunto, se unió en las esquinas tanto internas como externas, así como entre puertas y ventanas con lámina de latón y alfileres de camisa que garantizaran esta unión, éstos a su vez corresponden al refuerzo con platinas de acero y tornillos en escala real (ver Figura 54).



Figura 53 - Colocación de la madera de refuerzo



Figura 54 - Unión entre esquinas, puertas y ventanas

Finalmente, se pintan las maderas para tener una mejor visibilidad de su comportamiento en el momento del sismo (ver Figura 55) y luego se pone el modelo nuevamente en la mesa vibratoria con las mismas cargas (6 kg en el entrepiso y 43 kg en la cubierta) para someterlo al mismo sismo (ver Figura 56)

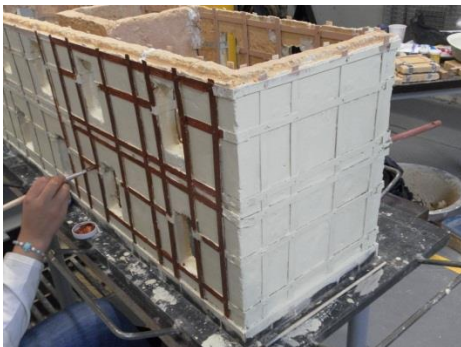


Figura 55 - Proceso de pintura de las maderas de confinamiento



Figura 56 - Modelo reforzado con cargas antes del sismo

9. Desarrollo experimental

9.1. Instrumentación

La instrumentación del modelo se realiza el mismo día de la falla, ésta consiste en tres acelerómetros y tres LVDT's calibrados los cuales permitieron la toma de datos en ambos modelos como se muestra en la Figura 57.

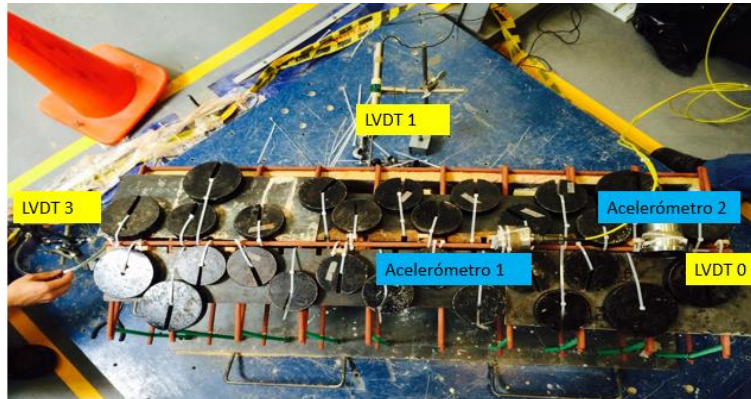


Figura 57 - Ubicación de la instrumentación

La utilización de los acelerómetros tiene como finalidad registrar la aceleración de una estructura que es sometida a un sismo, en donde el aparato se somete a una fuerza proporcional a la aceleración de la masa.

Para medir el desplazamiento de la estructura se usan los LVDT's, los cuales poseen sensores que permiten registrar el movimiento en una dirección a través de una diferencia de voltajes. Éstos registran el tiempo y el desplazamiento de la estructura. La posición exacta de los LVDT's y los acelerómetros se encuentran en la Figura 58.

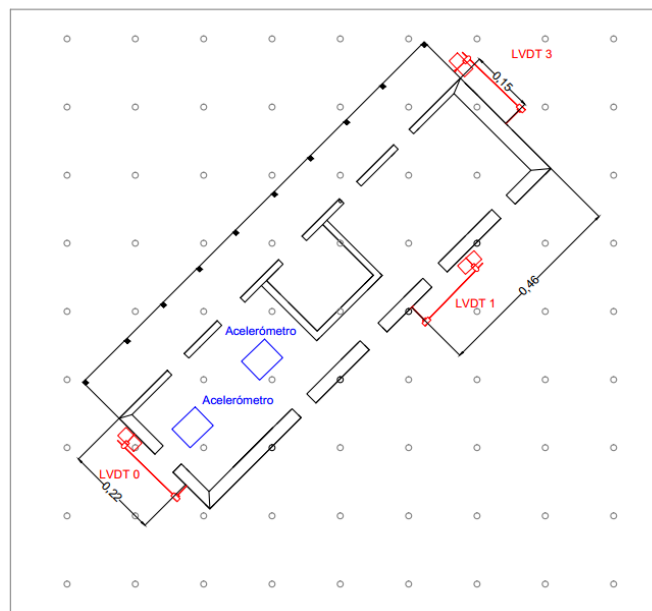


Figura 58 - Ubicación exacta de la instrumentación

9.2. Pruebas dinámicas en mesa vibratoria

Las pruebas dinámicas se realizan en la mesa vibratoria ubicada en el Laboratorio de Pruebas y Ensayos de la Pontificia Universidad Javeriana, la cual tiene unas dimensiones de 1.5 x 1.5 m, con una capacidad de modelos hasta de 2 ton y un desplazamiento máximo de ± 12.5 cm, además posee un gato hidráulico con una capacidad de carga dinámica de 100kN.

Para el montaje de ambas estructuras, tanto no reforzada como reforzada, éstas se colocan a un ángulo de 45° con respecto a la aplicación del desplazamiento del terreno con el fin de garantizar que la fuerza inercial originada al movimiento del terreno sobre las direcciones longitudinal y transversal de la estructura sea la misma y que el efecto ortogonal sea tenido en cuenta. De igual manera, es necesario aumentar la masa de la estructura lo cual se hace poniendo masas repartidas uniformemente en la cubierta (43.8 kg) y en el entrepiso (6.1 kg) en donde se sujetaron las masas por medio de zunchos.

Los modelos se someten al sismo de Tauramena (ver Figura 59) de 1995 (Estación Rosal) que corresponde a una señal característica que puede presentarse en Bogotá en terreno firme para un sismo que se genere en la falla frontal de la Cordillera oriental de Colombia (Ruiz et al., 2014; Yamin et al., 2003).

Al no conservarse el periodo de vibración fundamental del modelo, se hace necesario escalar el eje del tiempo de la señal de entrada, para mantener la similitud en la fuerza dinámica de excitación (Yamin et al., 2003). Es decir, el tiempo de la señal sísmica se pone en una escala 1:20, como se muestra en la Ecuación 1 y posteriormente se hace la segunda derivada de la aceleración, con el fin de obtener los desplazamientos a escala que se aplicarán a los modelos a ensayar (ver Figura 60).

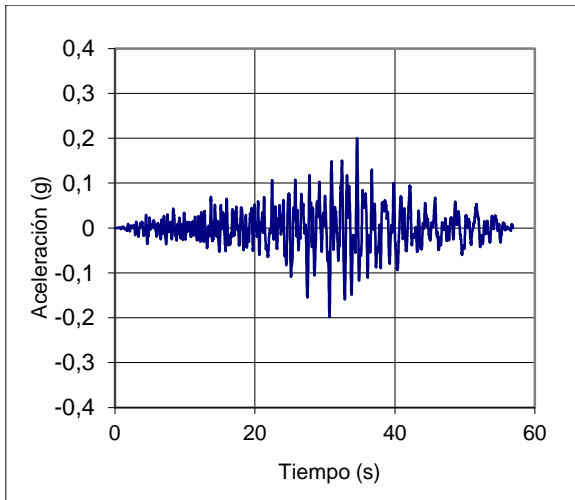


Figura 59 - Señal sísmica de Tauramena en aceleración vs tiempo

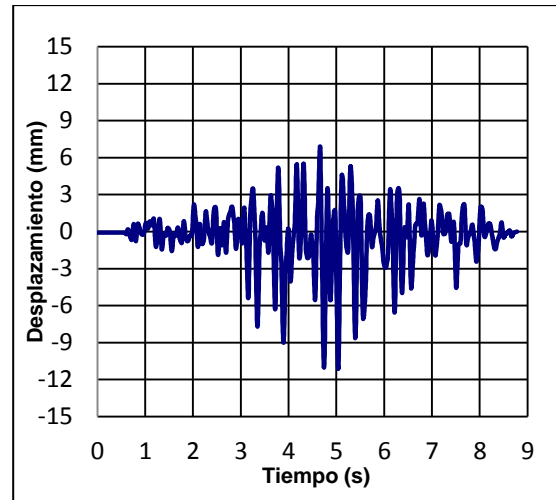


Figura 60 - Desplazamiento del terreno para el sismo de Tauramena con el que se ensayaron los modelos a escala

10. Resultados y discusión

Se realiza un esquema de la casa consistorial con sus respectivos ejes con el fin de entender y analizar de mejor manera la ubicación de las grietas y fisuras producidas por los eventos sísmicos. (Ver Figura 43)

10.1. Modelo a escala sin refuerzo

El modelo se somete a los desplazamientos del terreno de la Figura 60, con el fin de evaluar su daño sísmico

10.1.1. Evolución del daño sísmico

10.1.1.1. Zona lateral izquierda

La casa presentó en la parte izquierda del muro del segundo piso en la unión de los ejes 1 – C agrietamientos desde la cubierta hasta el entrepiso (ver Figura 61), además, alcanzó el primer piso; teniendo en cuenta que se ocasionó una secuencia de grietas en la unión de los ejes A y 1, produciendo el colapso del muro en su mayor parte como se muestra en la Figura 62.

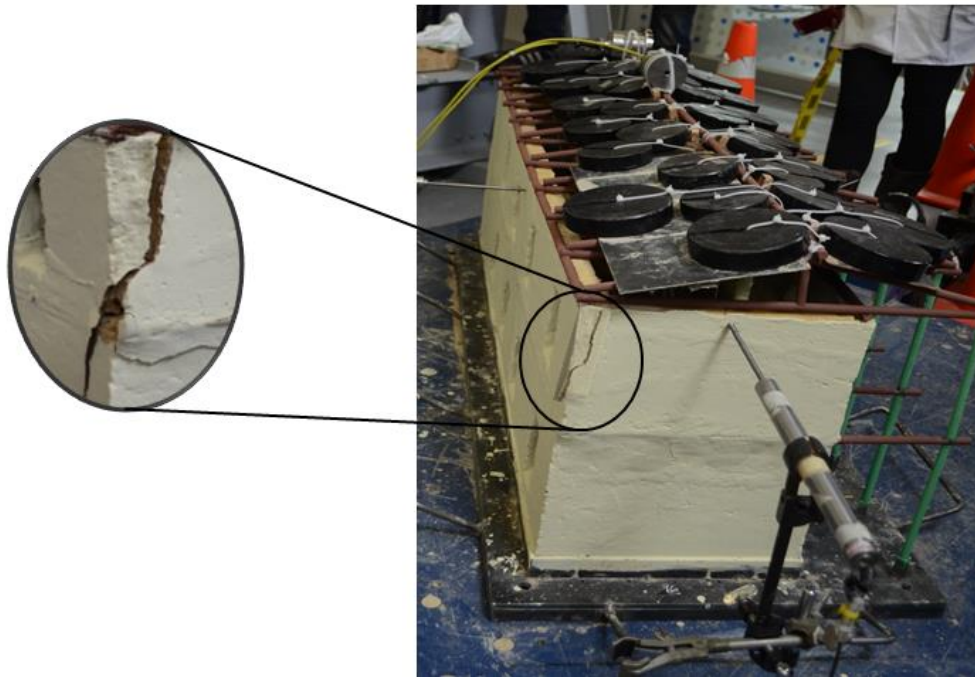


Figura 61 - Agrietamiento en la zona lateral izquierda luego del evento sísmico

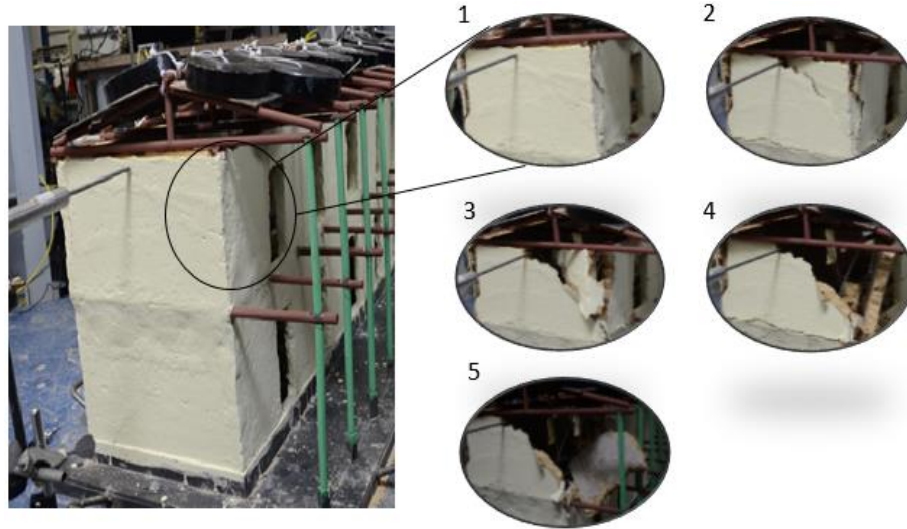


Figura 62 - Secuencia de colapso en zona lateral izquierda

10.1.1.2. Zona lateral derecha

Se fisuró el borde de los ejes C – 4 en el segundo piso y se registraron agrietamientos en los vanos de la ventana del segundo piso atravesando el muro de manera horizontal hasta el eje A como se muestra en la Figura 63.

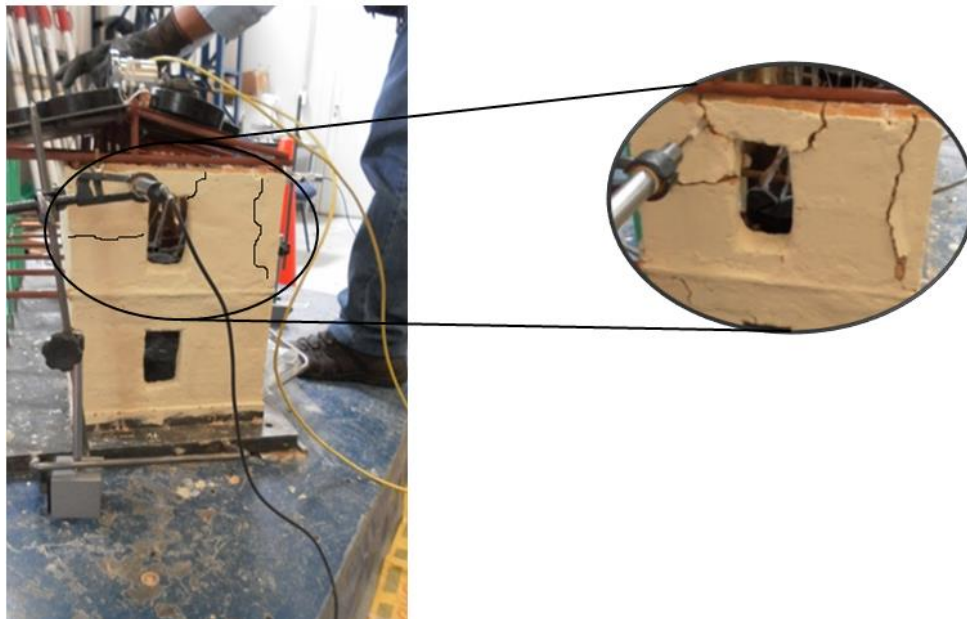


Figura 63 - Agrietamiento en la zona lateral derecha luego del evento sísmico

10.1.1.3. Zona posterior

En consecuencia al evento sísmico se generaron fisuras de forma vertical entre los ejes 3 y 4 en el eje C en el segundo piso y fisuras horizontales entre los ejes 2 y 3 del eje C, también en el segundo piso. A su vez, se presentaron fisuras en los vanos de las ventanas entre los ejes 1 y 2 del eje C, y se generó una fisura vertical en el primer piso en

la unión de los ejes 1 – C desde el entrepiso hasta el inicio de la cimentación. (Ver Figura 64)



Figura 64 - Agrietamientos producidos en zona posterior por el evento sísmico

10.1.1.4. Zona frontal

Se presentó un agrietamiento del vano de la puerta del segundo piso entre ejes 1 y 2 del eje A, ocurrió el colapso del muro de la parte superior izquierda en la unión de los ejes A – 1 y entre los ejes A – 4 se generó una grieta desde la cubierta hasta el entrepiso (ver Figura 65).

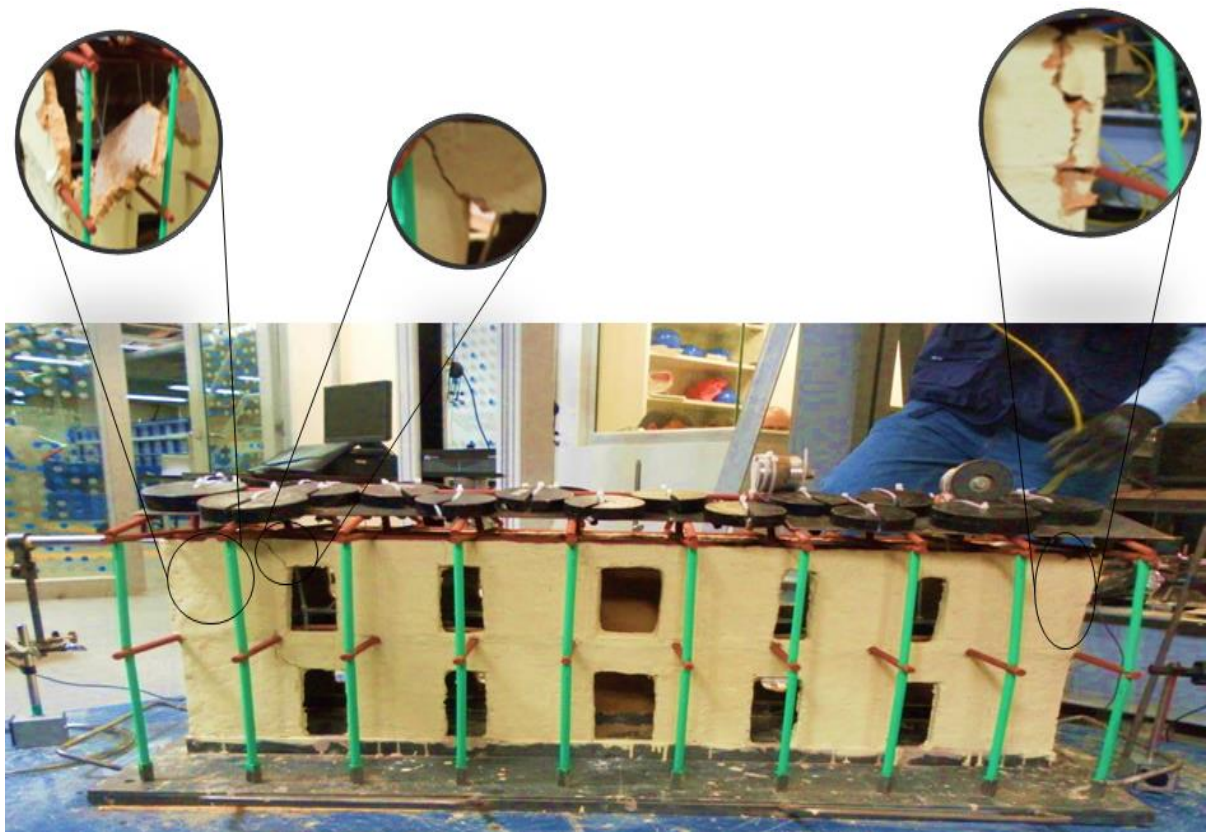


Figura 65 - Agrietamiento producidos en la zona frontal por el evento sísmico

10.1.1.5. Zona de escalera

Ocurrió el colapso de los muros de los ejes 2 y 3, generando la destrucción del entrepiso (ver Figura 66).



Figura 66 - Colapso de la escalera en el segundo piso

10.1.2. Tipos de falla y patrones de agrietamiento



Se presentaron grietas debidas al sismo aplicado, el cual afecta la estabilidad de los muros teniendo en cuenta la geometría estructural, la esbeltez de éstos y su falta de conexiones.

Una de las deficiencias de las estructuras hechas en tapia pisada antes la acción de un sismo hace que éstas sean muy vulnerables, ya que al no comportarse como diafragma rígido, los muros presentan vibraciones independientes uno respecto a otro. Cuando los muros se agrietan en sus extremos laterales, no existe un trabajo en conjunto y cada muro absorbe el sismo de manera independiente (Yamín et al., 2007), generando concentración de esfuerzos en la parte superior de la conexión entre muros ortogonales, haciendo que los muros queden sueltos vibrando libremente en sentido perpendicular a su plano.

Algunas de las fallas se producen por la falta de conexiones entre bloques de la estructura, los cuales tienden a separarse por la generación de grietas que van desde las esquinas o puntos de concentración de esfuerzos hasta las aberturas de puertas o ventanas (Yamin et al., 2003).

10.1.2.1. Zona lateral izquierda

Tabla 15 - Fallas y agrietamientos de la zona lateral izquierda

	<p>La grieta vertical presentada en la unión del muro aparece debido a los esfuerzos de tracción generados en la parte superior de los muros, provocando una grieta que se propaga de arriba hacia abajo.</p>
	<p>El colapso del muro ocurrió después de haberse generado grietas verticales, las cuales generaron vibraciones independientes de un muro respecto a otro, como consecuencia de la concentración de esfuerzos de tracción.</p>

10.1.2.2. Zona lateral derecha

Tabla 16 - Fallas y agrietamientos de la zona lateral derecha

	<p>La grieta vertical presentada en la unión aparece debido a esfuerzos de tracción generada en la parte superior de los muros. Las grietas en las esquinas superiores de los vanos son causadas por esfuerzos cortantes en el plano del muro, esto debido a la concentración de esfuerzos en las esquinas de los vanos. La fisura horizontal que se va desde el vano hasta finalizar el muro, se presenta por flexión fuera del plano.</p>
---	---

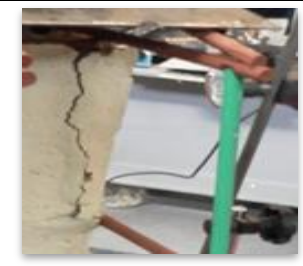


10.1.2.3. Zona posterior

Tabla 17 - Fallas y agrietamientos de la zona posterior

		<p>La fisura izquierda es generada inicialmente por esfuerzos de cortante en el plano del muro y luego se proyecta de forma vertical debido a los esfuerzos de tracción.</p> <p>La fisura horizontal que va de vano a vano es generada por flexión.</p> <p>Las fisuras de las esquinas superiores de los vanos son generadas por esfuerzos de cortante en el plano del muro.</p> <p>La fisura vertical de la derecha es producida por la concentración de esfuerzos a tracción.</p>
---	---	---

10.1.2.4. Zona frontal

Tabla 18 - Fallas y agrietamientos de la zona frontal

		<p>Las grietas verticales se presentan debido a la concentración de esfuerzos de tracción en la parte superior de los muros causando una grieta desde la cubierta hasta el entrepiso.</p>
	<p>La grieta en el vano superior de la puerta es ocasionada por las esfuerzos de cortante.</p>	

Después de inducirle el sismo al modelo, y con el fin de observar los mecanismos de colapso, se generaron desplazamientos sinusoidales de la mesa vibratoria de hasta 5 mm. Se aplicaron frecuencias entre 1 y 4 Hz ocasionando el colapso de la casa consistorial a los 25 segundos. Ver Figura 67

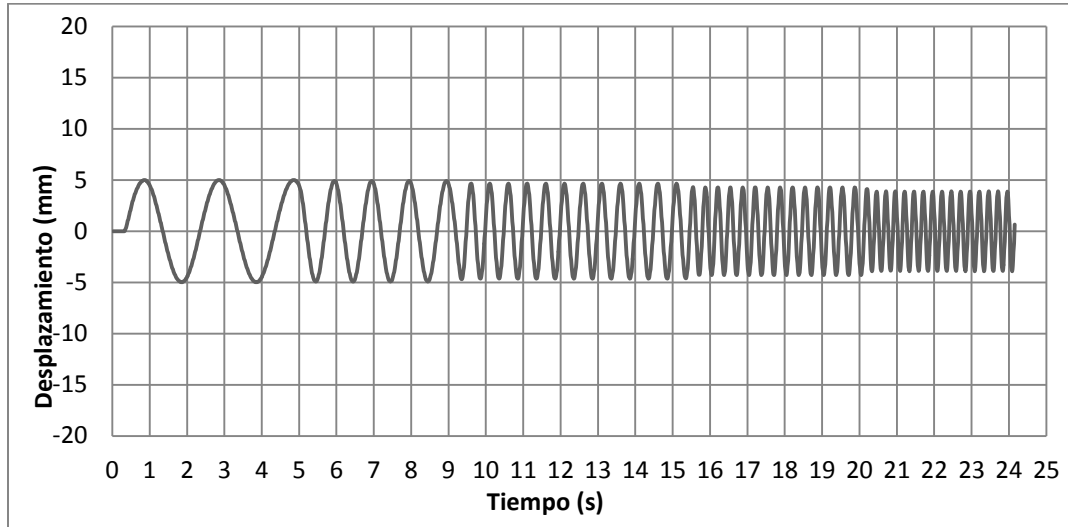


Figura 67 - Desplazamiento de la mesa vibratoria hasta la falla del modelo sin refuerzo

El colapso ocurrió de manera instantánea y total, donde el segundo piso colapsó primero junto con la cubierta, cayendo sobre los muros de la zona posterior y causando el colapso total del primer piso (ver Figura 68).



Figura 68 - Colapso total del modelo sin refuerzo

10.2. Modelo a escala con refuerzo

En este modelo se presentó menor cantidad de fisuras en todas las caras. Además, no se presentaron colapsos parciales o totales de ningún muro.

10.2.1. Zona lateral izquierda

Se presentó una fisura en el segundo piso del borde de la esquina entre ejes 4 – C, (ver Figura 69).

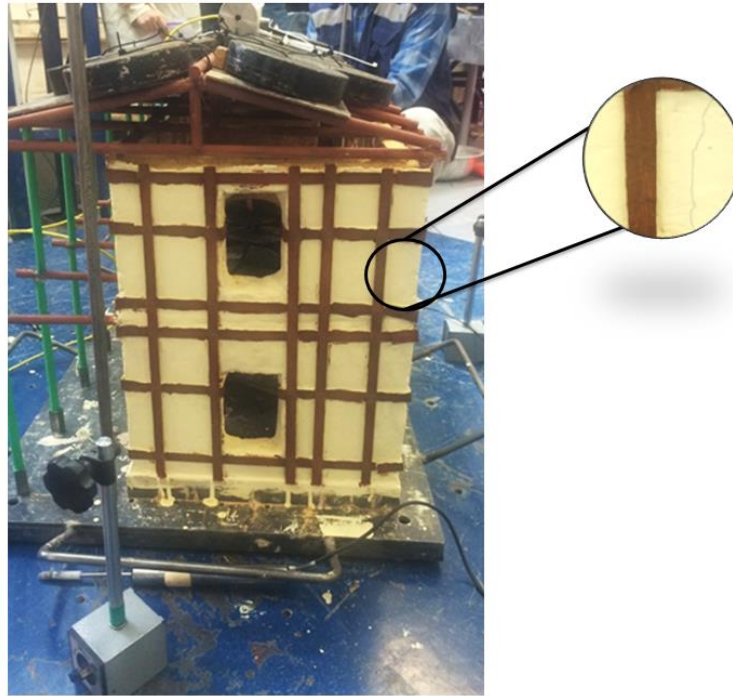


Figura 69 - Zona lateral izquierda del modelo reforzado

10.2.2. Zona lateral derecha

En la parte inferior izquierda del muro entre los ejes 1 – C, se presentó una fisura diagonal (ver Figura 70).

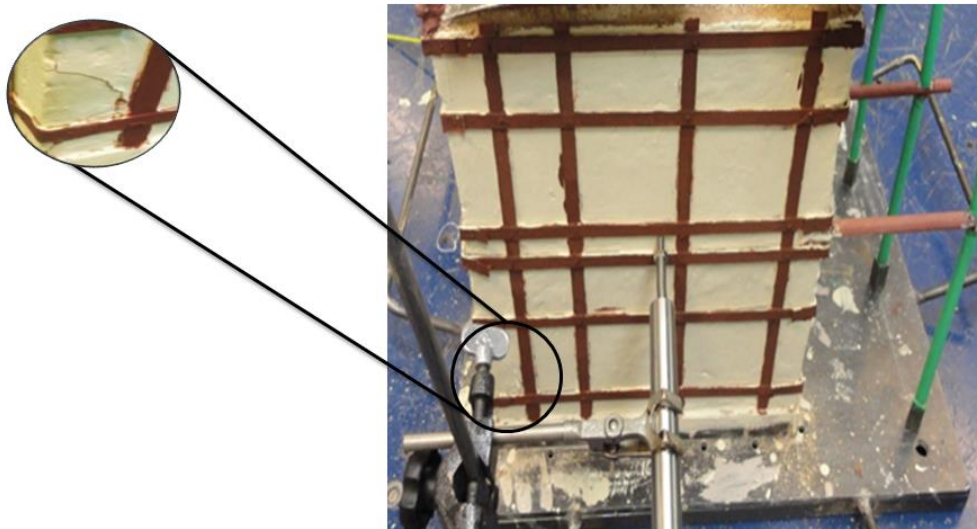


Figura 70 - Zona lateral derecha del modelo reforzado

10.2.3. Zona posterior

Para esta zona se generaron tres fisuras, una en la esquina entre los ejes C – 4, otra en la parte superior del vano de la ventana que se encuentra entre los ejes 4 y 3 sobre el eje C,

y una fisura entre los bordes de las ventanas ubicadas en los ejes 3 y 4, cruzando el entrepiso (Figura 71).

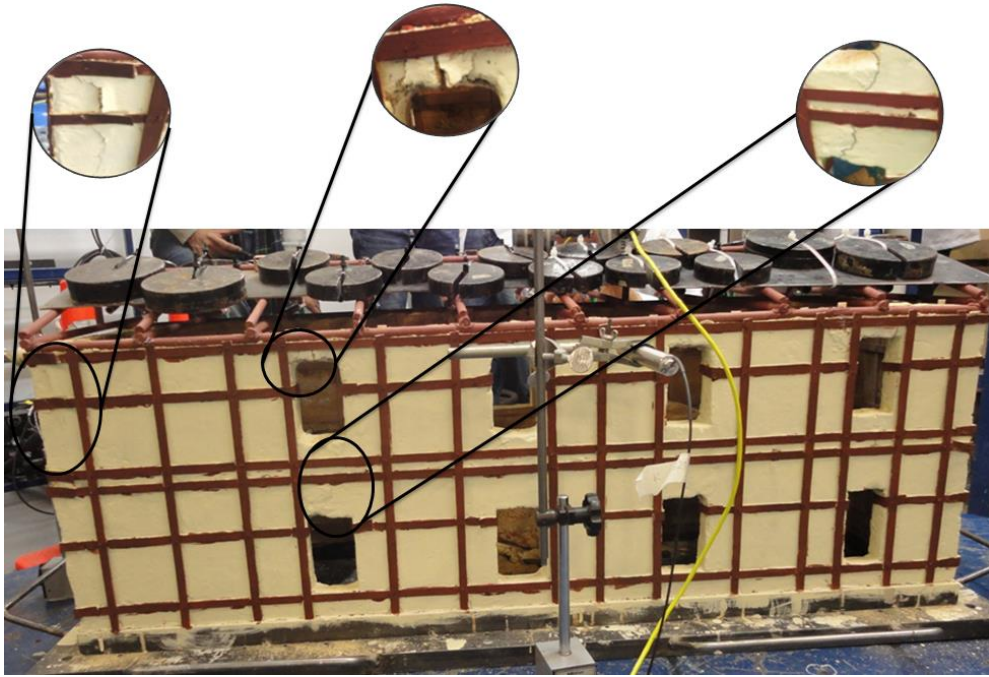


Figura 71 - Zona posterior del modelo reforzado

10.2.4. Zona frontal

Se presentó una fisura en la esquina superior de la primera ventana que está entre los ejes 1 y 2 del segundo piso. La fisura diagonal empieza en la esquina y termina en la cubierta del modelo (ver Figura 72).

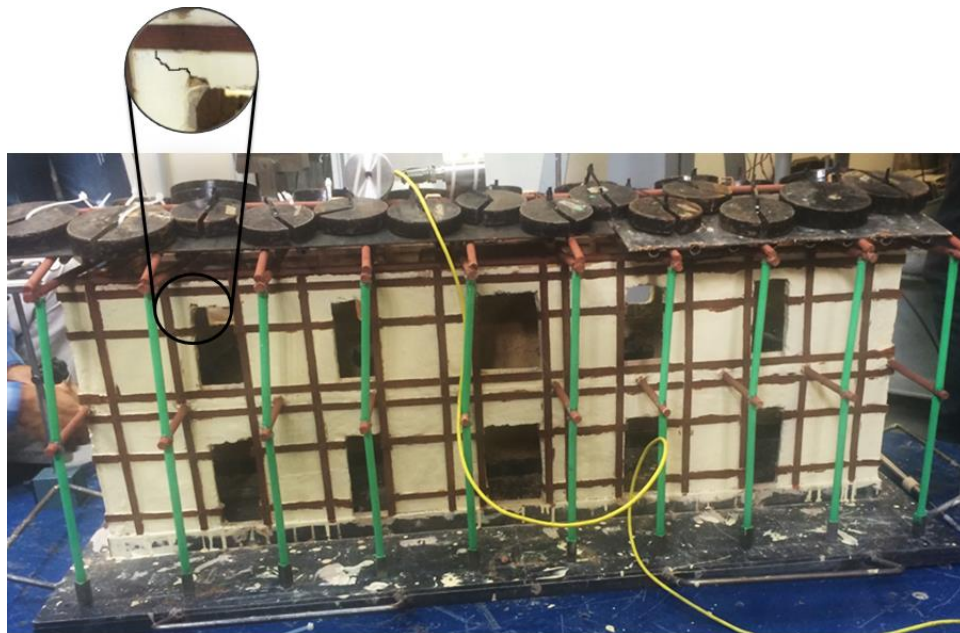


Figura 72 - Zona frontal del modelo reforzado

Cabe resaltar que el uso de maderas de confinamiento evito la aparición de grietas en este modelo, teniendo en cuenta que únicamente se presentaron 5 fisuras que no comprometen la estabilidad de los muros.

A este modelo, también se le indujeron desplazamientos sinusoidales en la base continuos de hasta 10 mm después del sismo, con el fin de observar sus mecanismos de colapso, mediante la aplicación de frecuencias entre 1 y 8 Hz durante 6 minutos (ver Figura 73), sin embargo, no se produjo el colapso total de la casa consistorial (Figura 74).

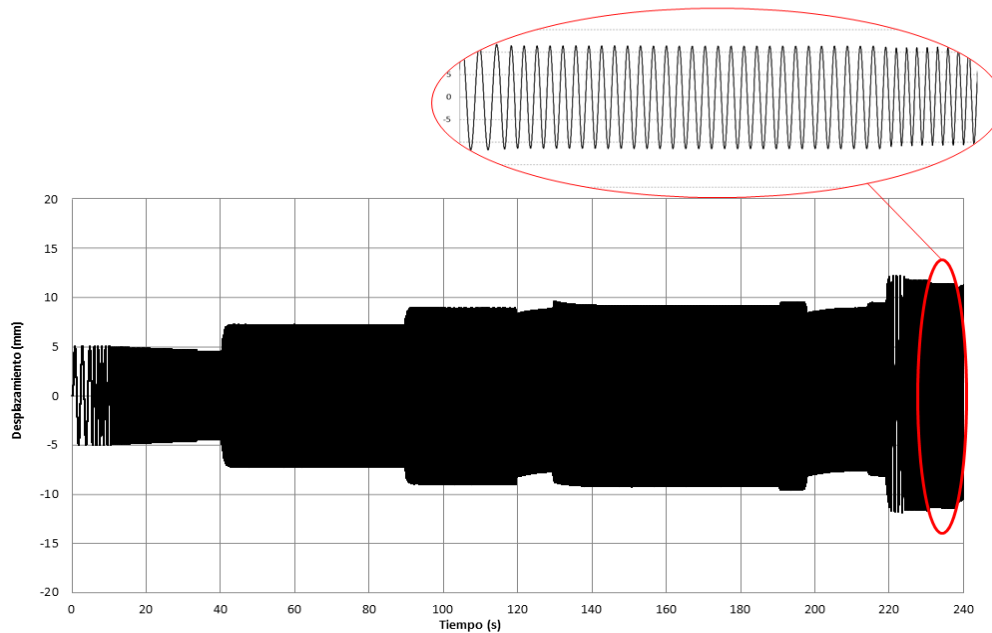


Figura 73 - Desplazamiento de la mesa vibratoria hasta la falla del modelo con refuerzo



Figura 74 - Modelo reforzado luego de la aplicación de desplazamiento sinusoidales

10.3. Efecto e influencia del refuerzo sísmico

10.3.1. Desplazamientos

Los desplazamientos se obtuvieron de la medición de los LVDT's durante la aplicación del sismo, para el modelo sin refuerzo como para el modelo con refuerzo. Igualmente, los desplazamientos se tomaron en la cubierta, como en el entrepiso. La numeración y ubicación de los LVDT's está dada en la Figura 75.

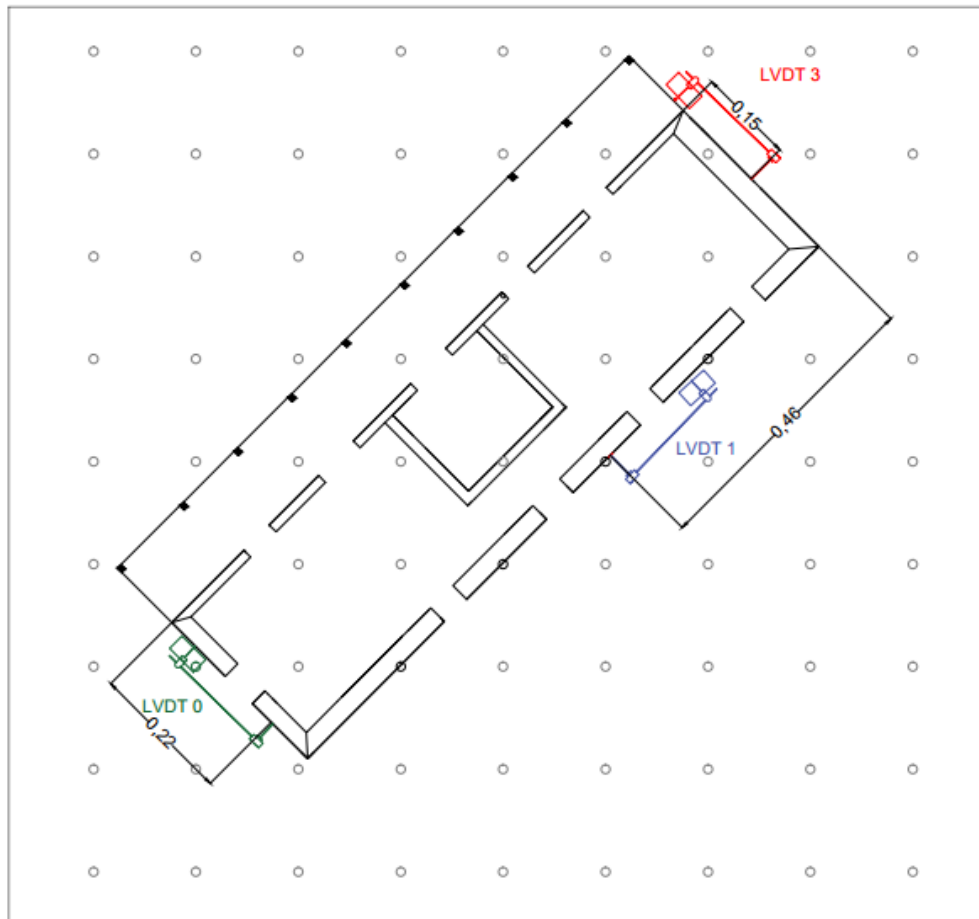


Figura 75 - Ubicación de los LVDT's

10.3.1.1. Cubierta

El registro del LVDT 0 ubicado en el muro lateral derecho, marcó un desplazamiento máximo de 7.06 mm en el modelo sin refuerzo (ver Figura 76) y de 2.40 mm en el modelo con refuerzo (ver Figura 77). En el modelo sin refuerzo, se registró un desplazamiento permanente de 1.40 mm al finalizar el evento sísmico, a diferencia del modelo reforzado en donde no se registraron desplazamientos permanentes. Además, cabe resaltar la disminución del registro de desplazamientos que existe en el modelo con refuerzo (Figura 77), comparado con el modelo sin refuerzo (Figura 76).

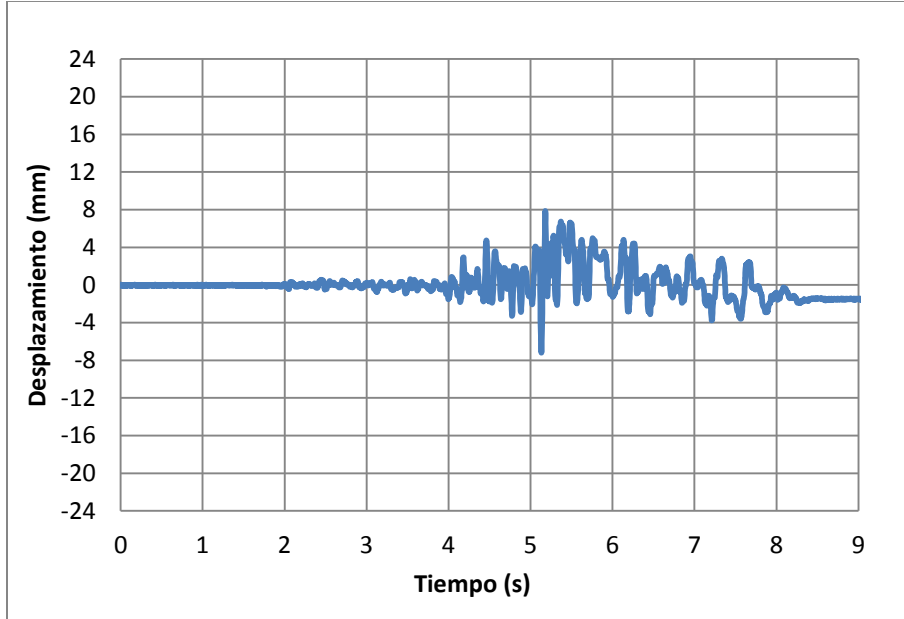


Figura 76 - Desplazamientos medidos por el LVDT 0 en el modelo no reforzado para la cubierta

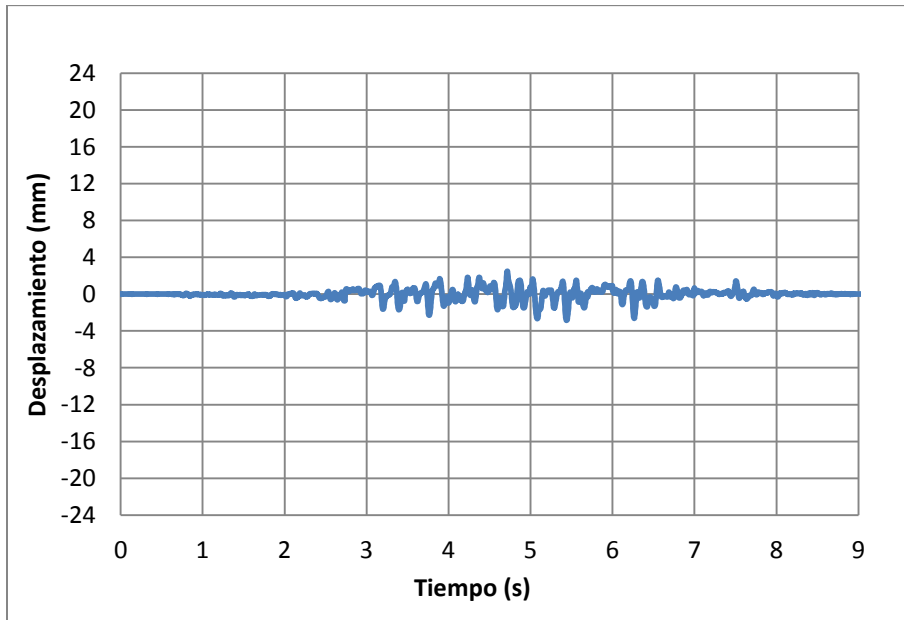


Figura 77 - Desplazamientos medidos por el LVDT 0 en el modelo reforzado para la cubierta

El LVDT 1 ubicado en el muro posterior, registró un desplazamiento máximo de 21.15 mm en el modelo sin refuerzo (ver Figura 78) y de 9.47 mm en el modelo con refuerzo (ver Figura 79). En el modelo sin refuerzo, se registró un desplazamiento permanente de 4.90 mm al finalizar el evento sísmico. También se puede observar una disminución del registro de desplazamientos que existe en el modelo con refuerzo (Figura 78), comparado con el modelo sin refuerzo (Figura 79).

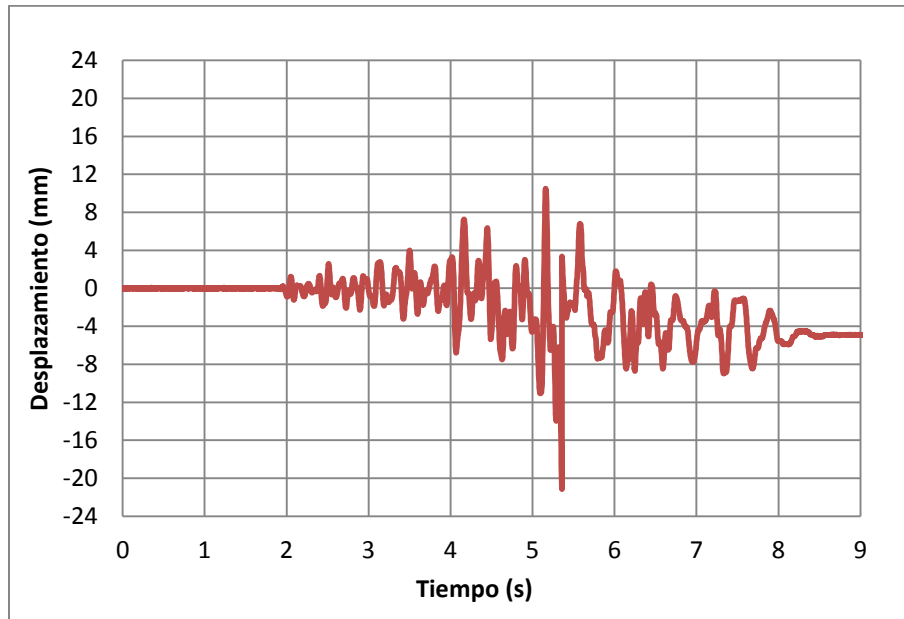


Figura 78 - Desplazamientos medidos por el LVDT 1 en el modelo no reforzado para la cubierta

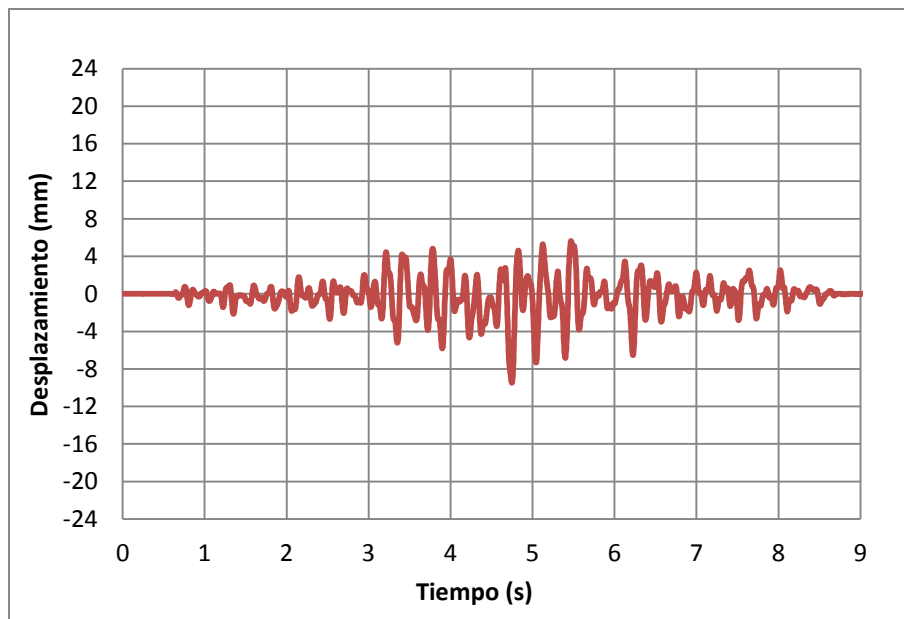


Figura 79 - Desplazamientos medidos por el LVDT 1 en el modelo reforzado para la cubierta

En el muro lateral izquierdo, en donde se ubica el LVDT 2, se registró un desplazamiento máximo de 13.94 mm en el modelo sin refuerzo (ver Figura 80) y de 4.40 mm en el modelo con refuerzo (ver Figura 81). En el modelo sin refuerzo, se registró un

desplazamiento permanente de 4.47 mm al finalizar el evento sísmico. Para este caso, también existe una disminución en el registro de desplazamientos que existe en el modelo con refuerzo (Figura 81), comparado con el modelo sin refuerzo (Figura 80).

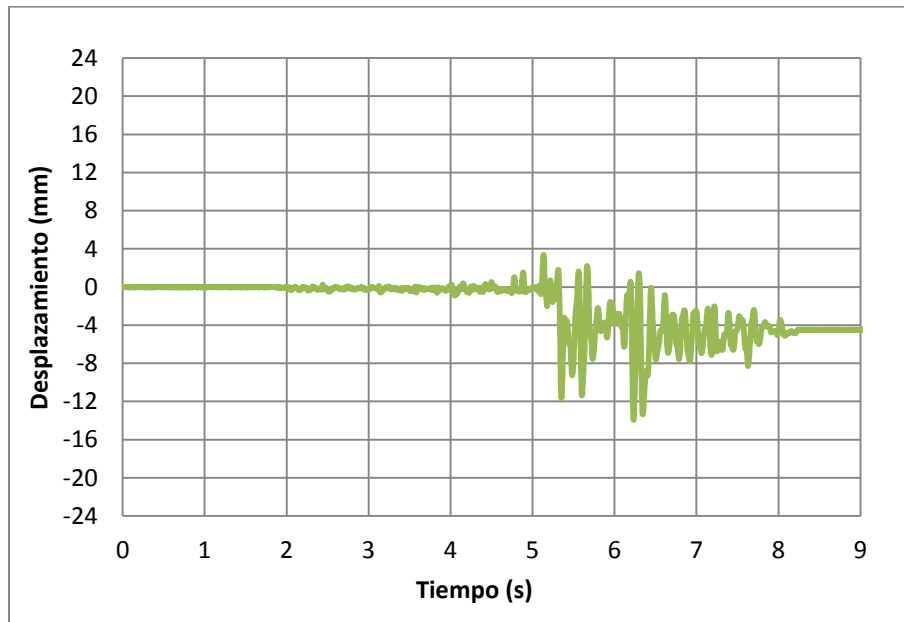


Figura 80 - Desplazamientos medidos por el LVDT 2 en el modelo no reforzado para la cubierta

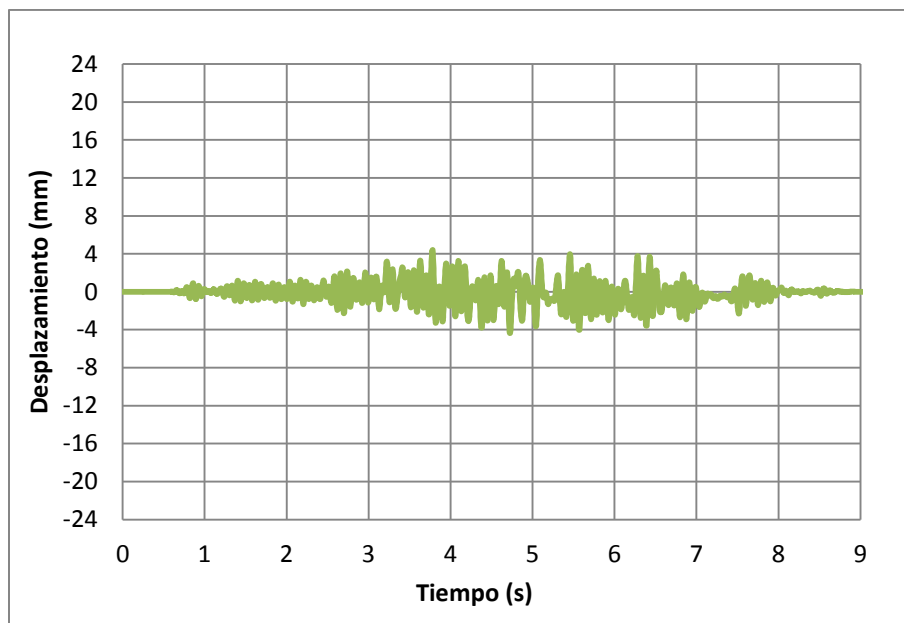


Figura 81 - Desplazamientos medidos por el LVDT 2 en el modelo reforzado para la cubierta

10.3.1.2. Primer piso

El muro lateral derecho el LVDT 0 registró para el modelo sin refuerzo un desplazamiento máximo de 5.18 mm y uno permanente de 1.00 mm (Figura 82); para el modelo con refuerzo el desplazamiento máximo fue de 1.95 mm y no se registraron desplazamientos permanentes (Figura 83). Poniendo en evidencia una vez más la disminución de desplazamientos causada por el refuerzo.

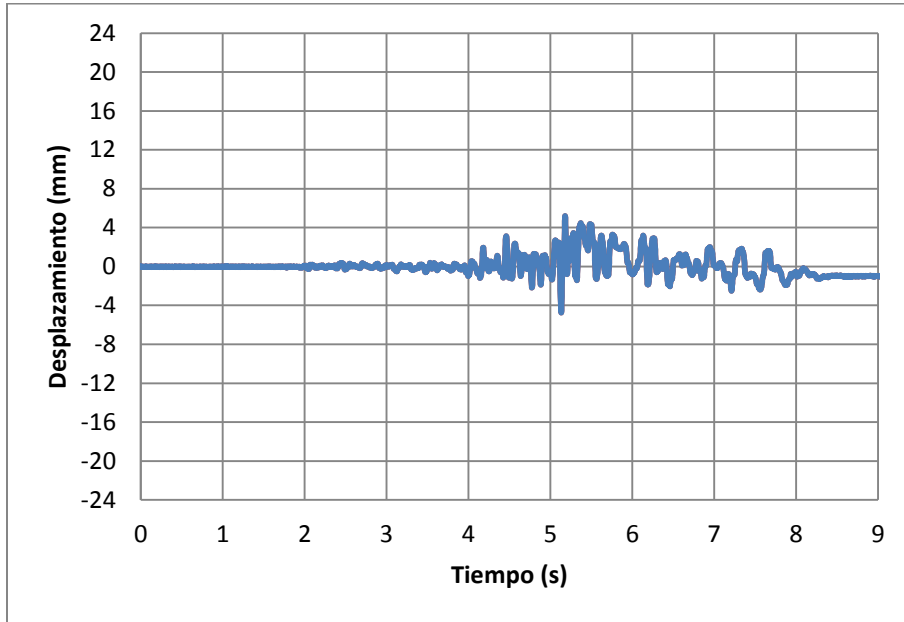


Figura 82 - Desplazamientos medidos por el LVDT 0 en el modelo no reforzado para el primer piso

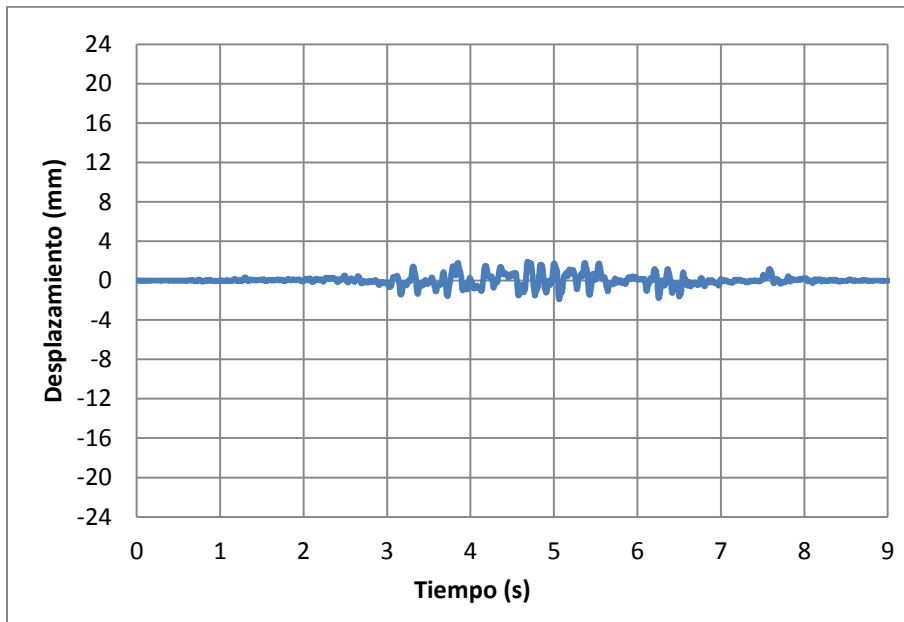


Figura 83 - Desplazamientos medidos por el LVDT 0 en el modelo reforzado para el primer piso

El modelo sin refuerzo en el muro lateral izquierdo tuvo un desplazamiento máximo de 13.96 mm y uno permanente de 3.23 mm (Figura 84), a diferencia del modelo con refuerzo, el cual presentó una disminución de desplazamientos, con un desplazamiento máximo de 6.18 mm y sin desplazamientos permanentes (Figura 85).

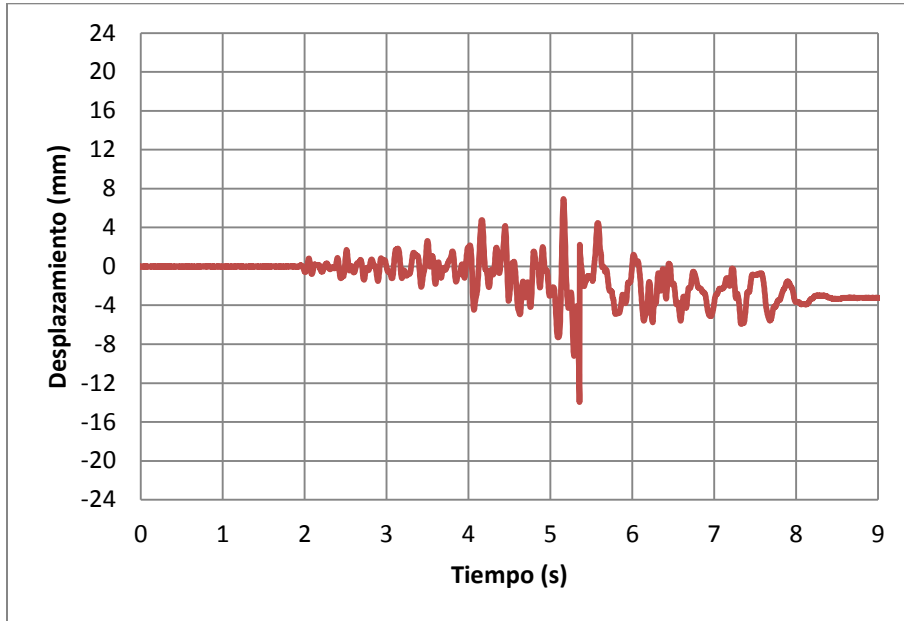


Figura 84 - Desplazamientos medidos por el LVDT 1 en el modelo no reforzado para el primer piso

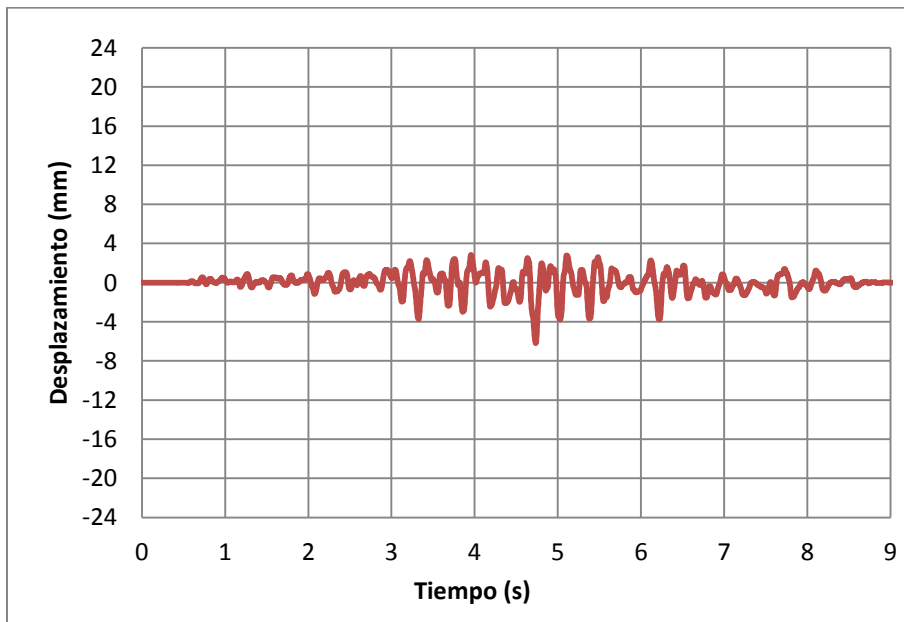


Figura 85 - Desplazamientos medidos por el LVDT 1 en el modelo reforzado para el primer piso

En el LVDT 2 se registró para el modelo sin refuerzo un desplazamiento máximo de 9.19 mm y uno permanente de 2.95 mm (Figura 86). Para el modelo con refuerzo se registró un desplazamiento máximo de 2.85 mm y no se registraron desplazamientos permanentes (Figura 87).

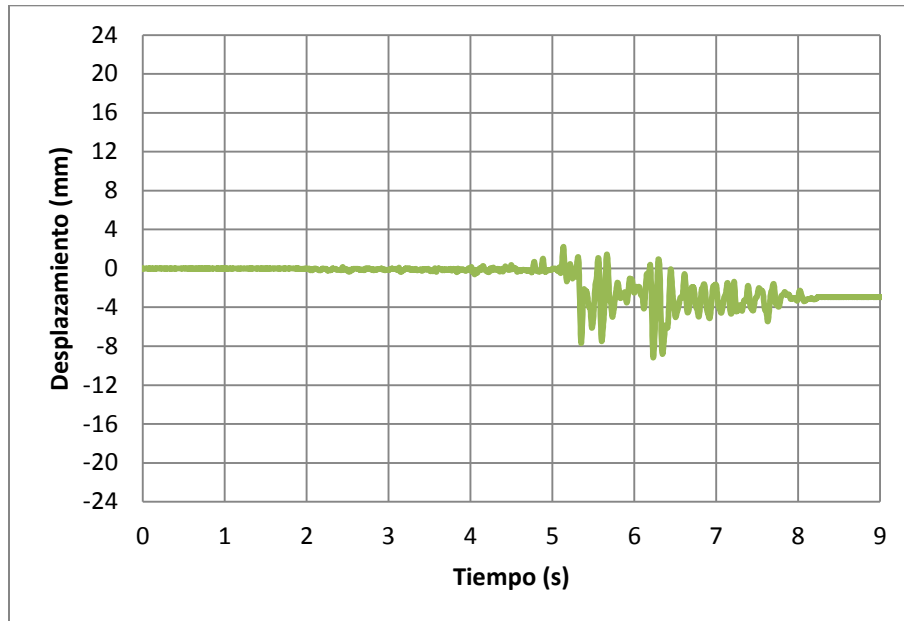


Figura 86 - Desplazamientos medidos por el LVDT 2 en el modelo no reforzado para el primer piso

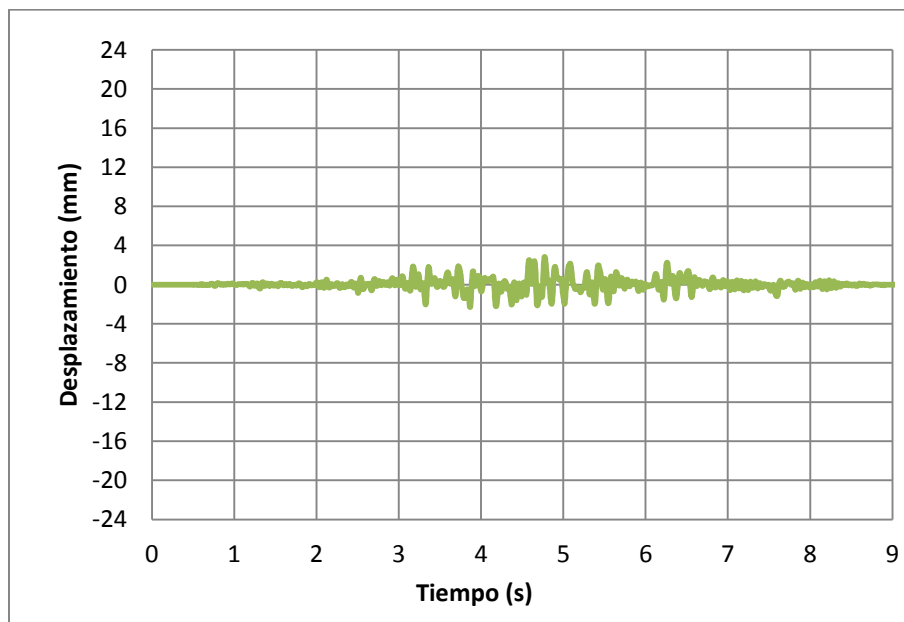


Figura 87 - Desplazamientos medidos por el LVDT 2 en el modelo reforzado para el primer piso

10.3.2. Aceleraciones

Las aceleraciones se obtuvieron al hallar la segunda derivada de los desplazamientos arrojados por los LVDT's.

10.3.2.1. Cubierta

La aceleración máxima del muro sin refuerzo tuvo como aceleración máxima 8.69 g (Figura 88) mientras que el muro reforzado tan solo presento 2.39 g (Figura 89), de esta manera se reducen las aceleraciones con la madera de confinamiento en un 73%.

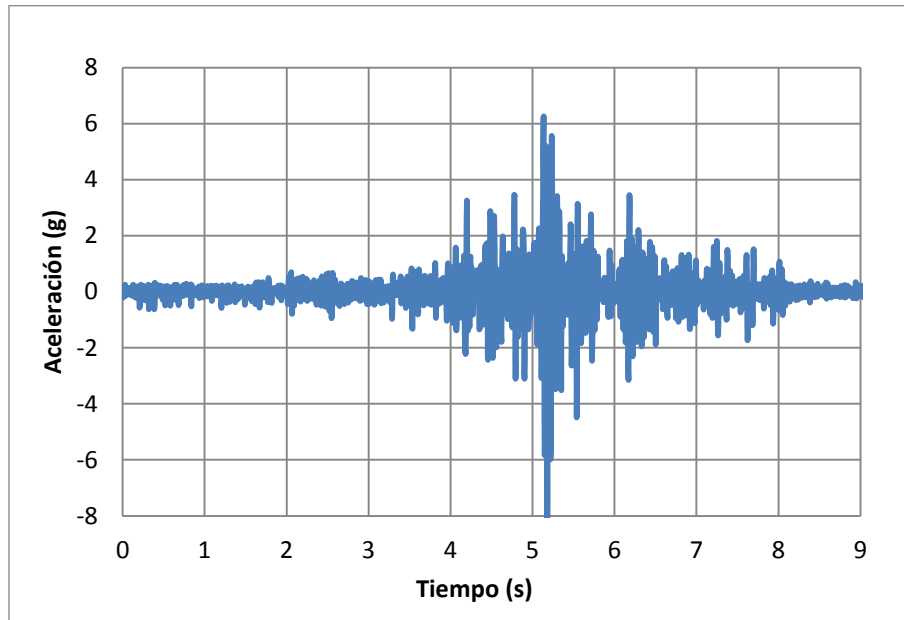


Figura 88 - Aceleraciones para el modelo no reforzado del muro lateral derecho para la cubierta

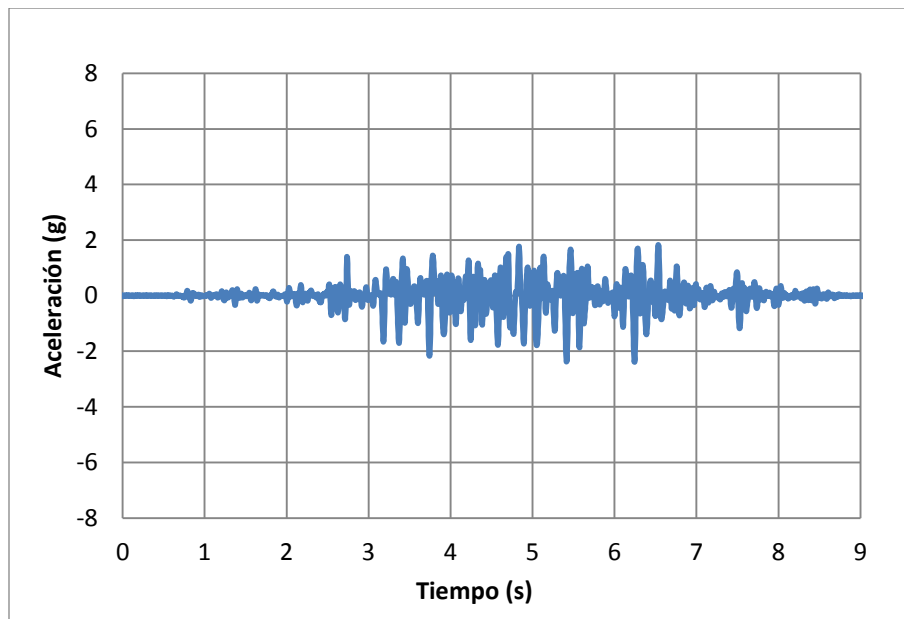


Figura 89 - Aceleraciones para el modelo reforzado del muro lateral derecho para la cubierta

El muro posterior no reforzado presenta menores aceleraciones que el muro lateral derecho obteniendo valores máximos de 5.44 g (Figura 90), mientras que el muro reforzado tuvo menores resultados con un porcentaje de reducción de 35% teniendo en cuenta una aceleración máxima de 3.52 g (Figura 91).

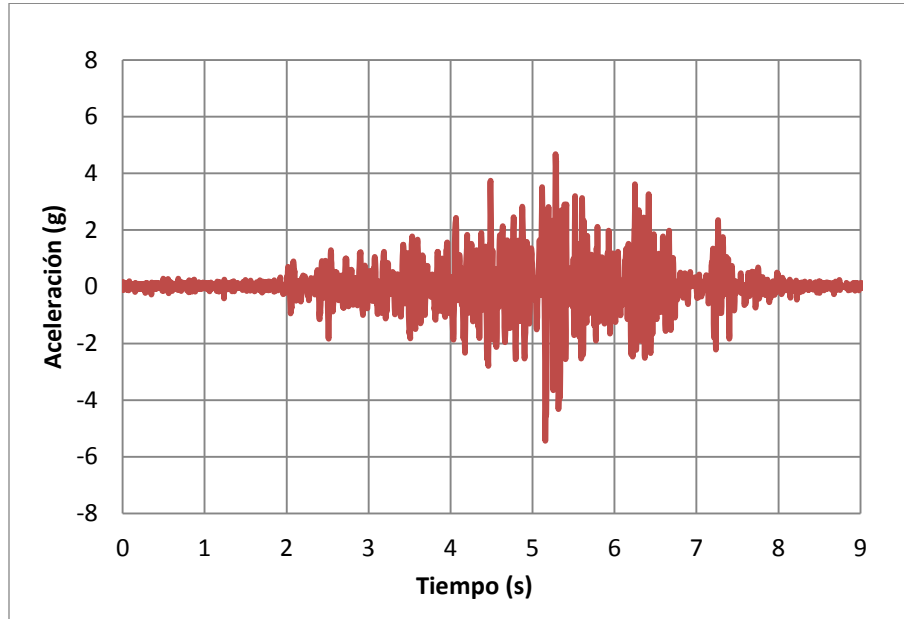


Figura 90 - Aceleraciones para el modelo no reforzado del muro posterior para la cubierta

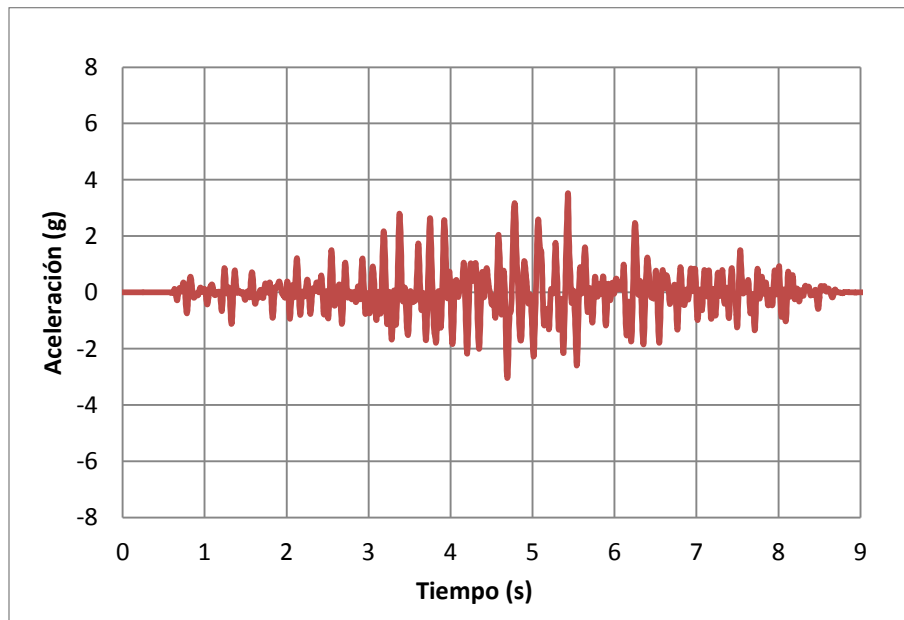


Figura 91 - Aceleraciones para el modelo reforzado del muro posterior para la cubierta

El muro presentó valores intermedios de aceleración de acuerdo al muro posterior y al muro lateral derecho. Las aceleraciones disminuyeron en un 58% teniendo en cuenta que las aceleraciones máximas son de 5.66 g (Figura 92) y 2.39 g (Figura 93) para los muros sin refuerzo y con refuerzo de madera confinada respectivamente.

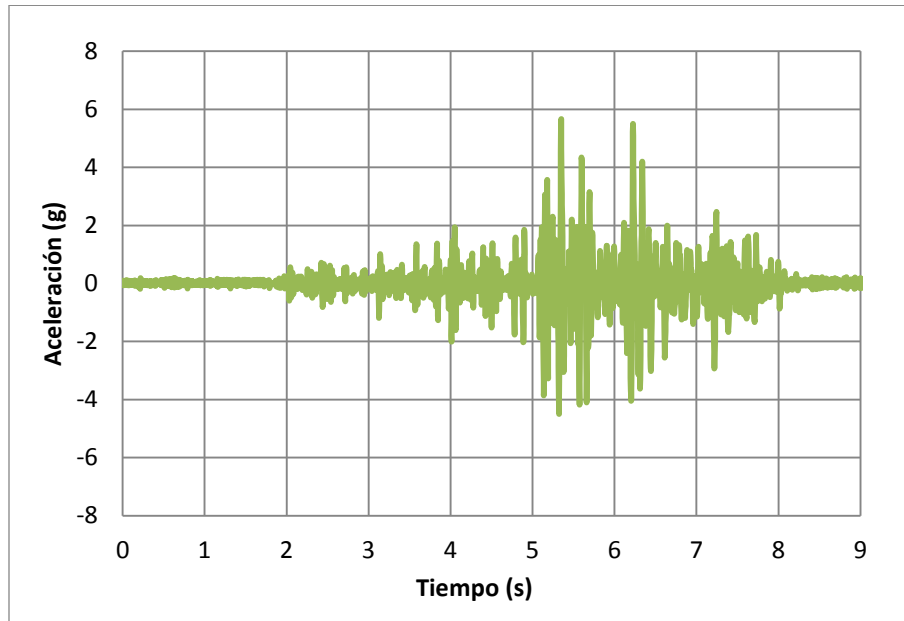


Figura 92 - Aceleraciones para el modelo no reforzado del muro lateral izquierdo para la cubierta

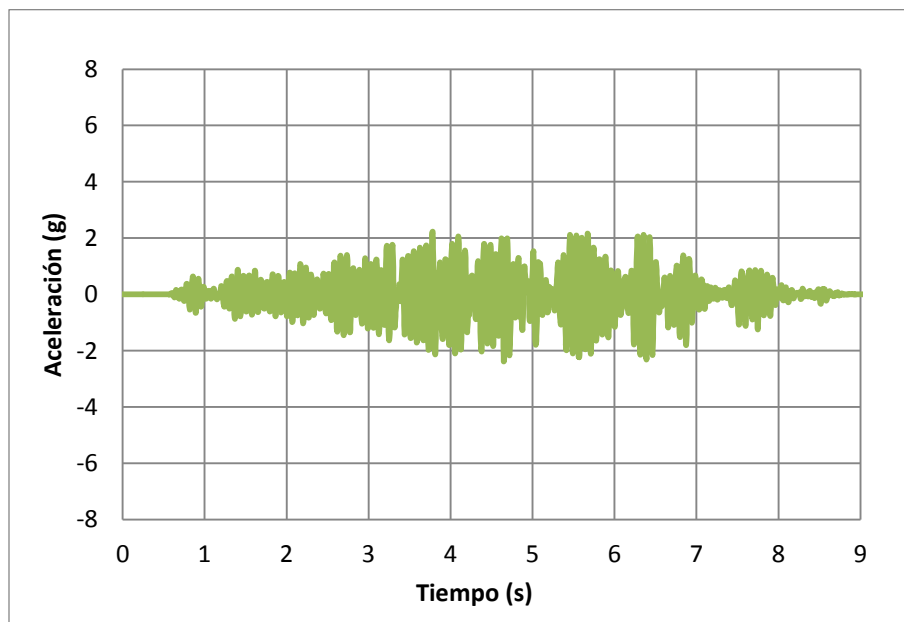


Figura 93 - Aceleraciones para el modelo reforzado del muro lateral izquierdo para la cubierta

10.3.2.2. Primer piso

El muro lateral derecho en el primer piso, presentó una aceleración máxima sin refuerzo de 5.74 g (Figura 94), mientras que el muro reforzado tuvo 2.37 g (Figura 95), es decir, que las aceleraciones con el uso de maderas de confinamiento se redujo un 59%.

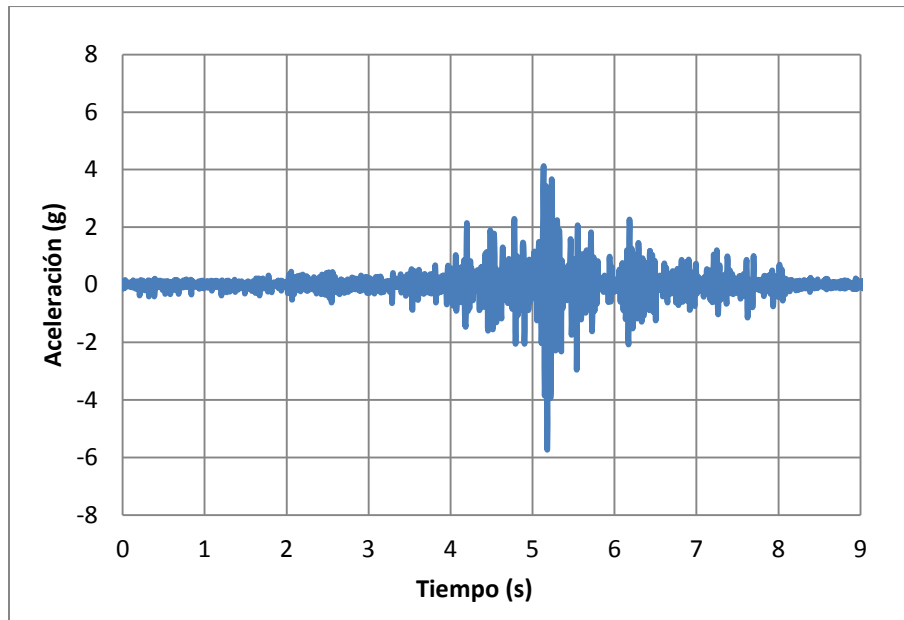


Figura 94 - Aceleraciones para el modelo no reforzado del muro lateral derecho para el primer piso

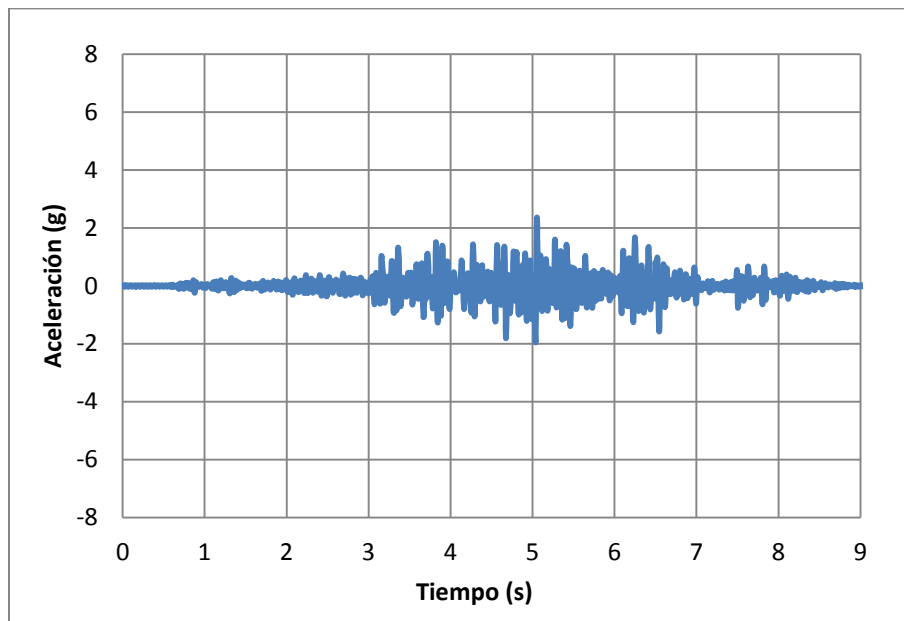


Figura 95 - Aceleraciones para el modelo reforzado del muro lateral derecho para el primer piso

Las aceleraciones en el muro posterior fueron menores que el muro lateral derecho, éstas se redujeron en un 34%, teniendo en cuenta que el muro posterior sin refuerzo obtuvo aceleraciones máximas de 3.58 g (Figura 96) y en el muro con refuerzo de 2.37 g (Figura 97).

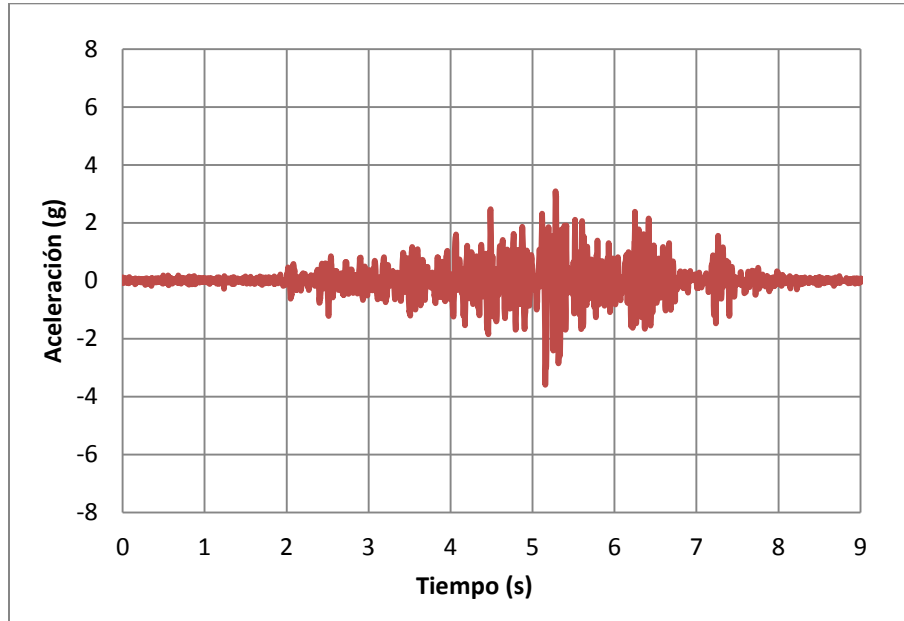


Figura 96 - Aceleraciones para el modelo no reforzado del muro posterior para el primer piso

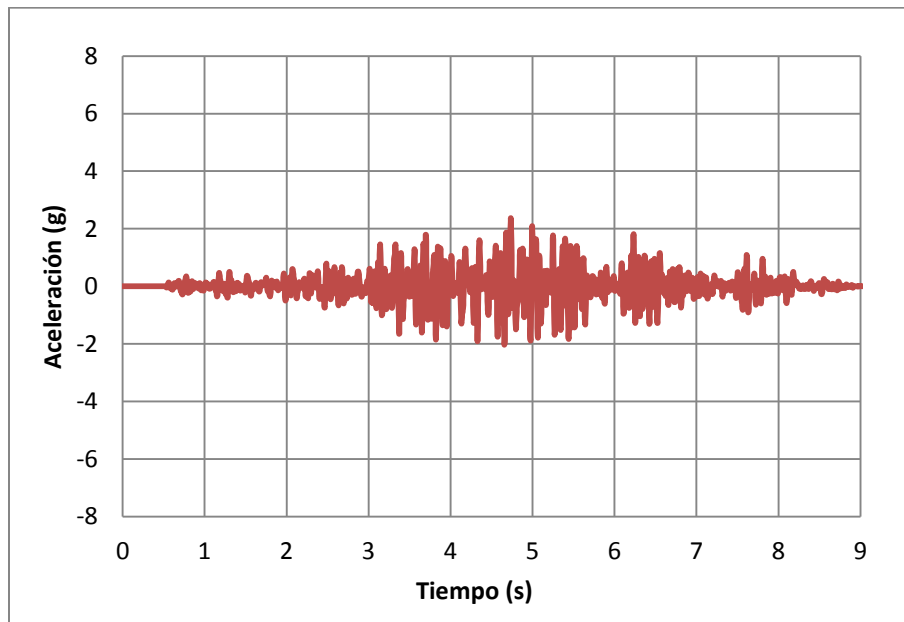


Figura 97 - Aceleraciones para el modelo reforzado del muro posterior para el primer piso

Las aceleraciones máximas del muro lateral izquierdo fueron de 3.7g y 2.37g para los muros sin refuerzo (Figura 98) y con refuerzo (Figura 99) respectivamente presentando un 37 % en la disminución de las aceleraciones.

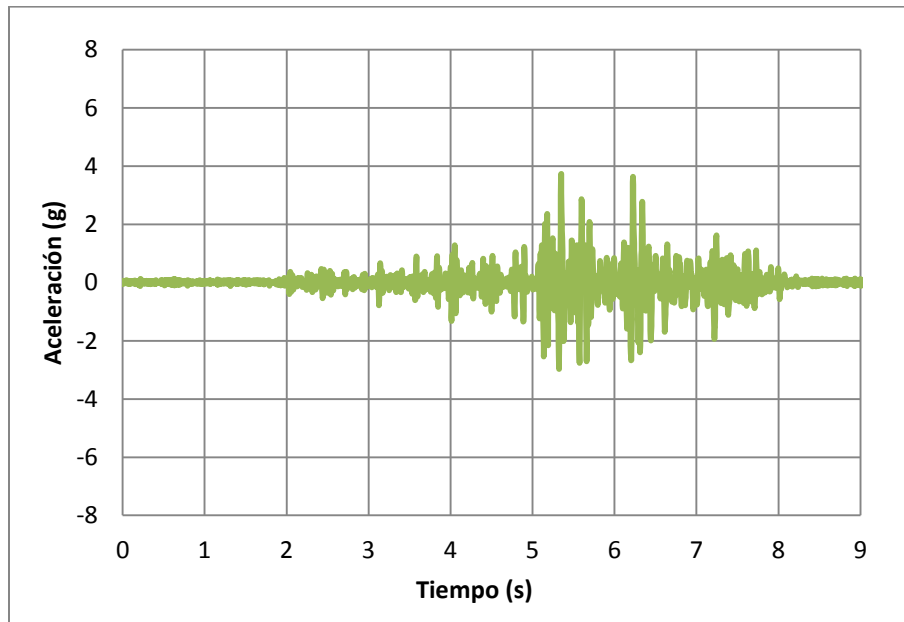


Figura 98 - Aceleraciones para el modelo no reforzado del muro lateral izquierdo para el primer piso

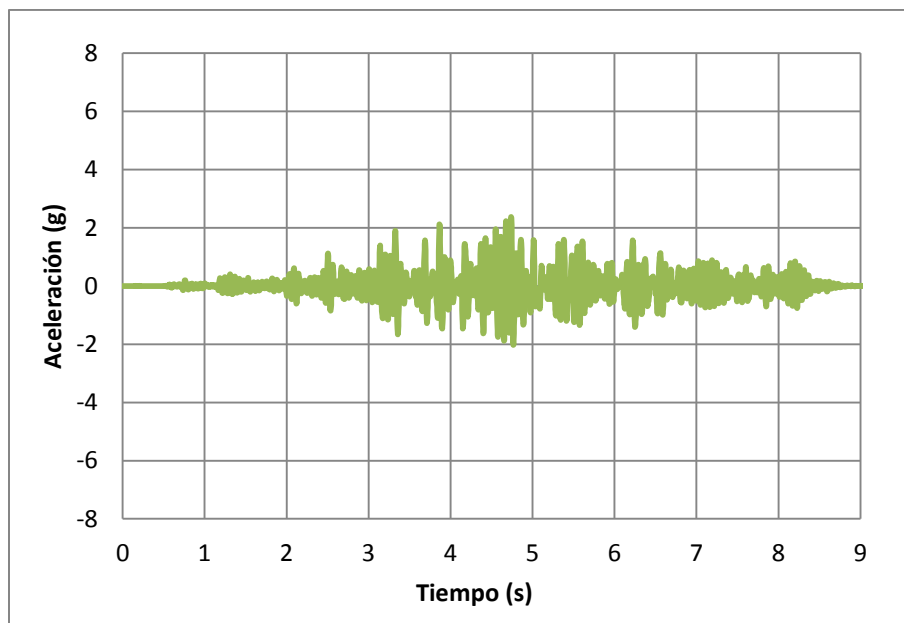


Figura 99 - Aceleraciones para el modelo reforzado del muro lateral izquierdo para el primer piso

11. Conclusiones

Se evidenció una mejora de la casa consistorial de dos pisos con el uso de maderas de confinamiento como alternativa de refuerzo sísmico, teniendo en cuenta que no ocurrieron colapsos parciales o totales en el modelo reforzado. Además, la propagación de fisuras se redujo notoriamente, ya que la madera hace que los muros trabajen en conjunto. Esto teniendo en cuenta que una fisura afecta únicamente la superficie del elemento, mientras que una grieta afecta todo el espesor del elemento.

Al comparar los modelos con y sin refuerzo (ver Tabla 19), se pudo observar un mejor desempeño sísmico en el modelo con refuerzo de maderas de confinamiento, mientras que el modelo sin refuerzo presentó varios colapsos, debidos a los esfuerzos de tensión, flexión y cortante a los que está sometida la estructura; confirmando una vez más la vulnerabilidad sísmica de las construcciones en tapia pisada, de acuerdo al deterioro que éstas presentan en sus propiedades mecánicas, las cuales disminuyen la capacidad de soportar fuerzas externas. Adicionalmente, este tipo de edificaciones posee un sistema estructural inadecuado, sin conexiones entre muros, luces muy largas, y entrepisos y cubiertas pesados.

Tabla 19 - Cuadro comparativo de los modelos con y sin refuerzo

	Fisuras	Grietas	Colapsos
Sin refuerzo	8	9	1
Con refuerzo	6	0	0

El uso de las maderas de confinamiento incrementa la capacidad de disipación de energía en la estructura, haciendo que exista un desplazamiento controlado en ella sin colapso, en el rango no lineal, incrementando de esta manera su capacidad para resistir terremotos.

En términos de desplazamientos máximos relativos (ver Tabla 20), las maderas de confinamiento redujeron desde un 69% hasta un 55% los desplazamientos de los muros en el sismo de Tauramena (ver Tabla 21).

Tabla 20 - Desplazamientos relativos del piso 1 y de la cubierta

Desplazamiento máximo (mm)	Piso 1		Cubierta	
	Sin refuerzo	Con refuerzo	Sin refuerzo	Con refuerzo
Lateral Derecha	5.18	1.95	7.85	2.86
Posterior	13.96	6.18	21.15	9.47
Lateral Izquierda	9.20	2.85	13.94	4.40

Tabla 21 - Porcentaje de reducción de los desplazamientos

Reducción (%)	Piso 1	Cubierta
Lateral Derecha	62%	64%
Posterior	56%	55%
Lateral Izquierda	69%	68%

Al haberse comprobado la eficiencia de las maderas de confinamiento, éstas pueden ser usadas como alternativa de rehabilitación en las casas consistoriales construidas en tapia pisada, con el fin de preservar el patrimonio histórico y cultural colombiano.

12. Recomendaciones

Al hacer el reforzamiento de la estructura, se recomienda estudiar un reforzamiento en el que se mejore el diafragma total, es decir, que incluya los muros, el entrepiso y la cubierta.

El método constructivo tradicional consiste en tapias, los cuales generan juntas en la construcción de los muros, por lo cual la formaleta utilizada no cumple con este requisito, ya que no genera juntas debidas a los tapias. Por esto, se debe tener en cuenta la influencia de este tipo de formaleta en el comportamiento de las estructuras de tapia pisada.

Con el fin de establecer nuevas investigaciones, es necesario evaluar el comportamiento de la cimentación, pues ésta también se ve afectada al momento de producirse un sismo.

13. Referencias Bibliográficas

- AIS, 2004. Manual para la rehabilitación de viviendas construidas en adobe y tapia pisada. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Blondet, M., Garcia, G.V., Brzev, S., Rubiños, A., 2011. Earthquake-Resistant Construction of Adobe Buildings: A Tutorial.
- Carbajal, F., Ruiz, G., Schexnayder, C.J., 2005. Quincha Construction in Perú. *Pract. Period. Struct. Des. Constr.* 10, 56–62. doi:10.1061/(ASCE)1084-0680(2005)10:1(56)
- Chang, G., Fiori, C., Schexnayder, C., 2013. Rammed Earth: Construction Lessons from Experience. *Pract. Period. Struct. Des. Constr.* 18, 149–154. doi:10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000152
- Day, R., 1993. Performance of Historic Adobe Structure. *J. Perform. Constr. Facil.* 7, 164–169. doi:10.1061/(ASCE)0887-3828(1993)7:3(164)
- Díaz, K., Ríos, L., Yamin, L.E., 2005. Alternativas de rehabilitación de adobe y tapia pisada.
- Harris, H., Sabnis, G., 1999. *Structural Modeling and Experimental Techniques*, Second Edition. CRC Press.
- Holliday, L., Kang, T., Mish, K., 2012. Taquezal Buildings in Nicaragua and Their Earthquake Performance. *J. Perform. Constr. Facil.* 26, 644–656. doi:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000266
- Illampas, R., Ioannou, I., Champis, D.C., 2011. Overview of the Pathology, Repair and Strengthening of Adobe Structures. *Int. J. Archit. Herit.* 7, 165–188. doi:10.1080/15583058.2011.624254
- López, C., Ruiz Valencia, D., Jérez Barbosa, S., Quiroga Saavedra, P., Uribe Escamilla, J., Muñoz Díaz, E., 2007. Rehabilitación sísmica de muros de adobe de edificaciones monumentales mediante tensores de acero. *Apunt. Rev. Estud. Sobre Patrim. Cult. - J. Cult. Herit. Stud.* 20, 304–317.
- Rivera, J.C., 2012. El adobe y otros materiales de sistemas constructivos en tierra cruda: caracterización con fines estructurales. *Apunt. Rev. Estud. Sobre Patrim. Cult. - J. Cult. Herit. Stud.* 25, 164–181.
- Ruiz, D., Lopez, C., Unigarro, S., Domínguez, M., 2014. Seismic Rehabilitation of 16 and 17-Century Rammed Earth-Built Churches in the Andean Highlands: A Field and Laboratory Study. *J. Perform. Constr. Facil.* 36.
- Ruiz, D., López Pérez, C., Rivera, J.C., 2012. Propuesta de normativa para la rehabilitación sísmica de edificaciones patrimoniales. *Apunt. Rev. Estud. Sobre Patrim. Cult. - J. Cult. Herit. Stud.* 25, 226–239.

- Tavares, A., Costa, A., Varum, H., 2012. Common Pathologies in Composite Adobe and Reinforced Concrete Constructions. *J. Perform. Constr. Facil.* 26, 389–401. doi:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000200
- Tolles, E.L., Kimbro, E.E., Ginell, W.S., 2003. *Planning and Engineering Guidelines for the Seismic Retrofitting of Historic Adobe Structures*. Getty Publications.
- Uribe, C., López Pérez, C., Ruiz Valencia, D.M., 2013. Casas Consistoriales en Cundinamarca. Estudio de Caso de la Casa del Municipio de Cogua 1–21.
- Wyrobisz, A., 1980. La ordenanza de Felipe II del año 1573 y la construcción de ciudades coloniales españolas en america. *Estud. Latinoam.* 7, 11–34.
- Yamín, L.E., Phillips Bernal, C., Reyes Ortiz, J.C., Ruiz Valencia, D., 2007. Estudios de vulnerabilidad sísmica, rehabilitación y refuerzo de casas en adobe y tapia pisada. *Apunt. Rev. Estud. Sobre Patrim. Cult. - J. Cult. Herit. Stud.* 20, 286–303.
- Yamin, L.E., Rodríguez, Á.E., Fonseca, L.R., Reyes, J.C., Phillips, C.A., 2003. Comportamiento sísmico y alternativas de rehabilitación de edificaciones en adobe y tapia pisada con base en modelos a escala reducida ensayados en mesa vibratoria 18.