

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**“INVESTIGACIÓN DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL
ALTERNATIVO BASADO EN EL REFORZAMIENTO DE
PAREDES DE ADOBE”**

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

JOSÉ LUIS BONILLA SIMBA

boninjo@hotmail.com

JUAN CARLOS RAMOS CAMPOVERDE

juankguitar_gbsn@hotmail.com

DIRECTOR: ING. MSC. PATRICIO PLACENCIA

patohpla@hotmail.com

Quito, Septiembre 2013.

DECLARACIÓN.

Nosotros, José Luis Bonilla Simba y Juan Carlos Ramos Campoverde, declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración cedemos nuestros derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo, a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

.....

.....

Juan Carlos Ramos Campoverde

José Luis Bonilla Simba

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Juan Carlos Ramos Campoverde y José Luis Bonilla Simba, bajo mi supervisión.

Msc. Ing. Patricio Placencia
DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTOS JOSÉ LUIS

Sobre todas las cosas me gustaría agradecerte a ti Dios por bendecirme, protegerme, guiarme, darme salud, fortaleza y coraje para llegar hasta donde he llegado, porque Eres artífice fundamental en hacer realidad este sueño anhelado.

A toda mi familia, que siempre me dieron su apoyo y el ánimo de seguir siempre adelante y no decaer.

A mi Sra. Aidita por contar con el apoyo incondicional desde mis inicios en este sueño.

A todos mis amigos y amigas por haberme dado ánimos y consejos en la culminación de este proyecto.

A los Ingenieros Félix Vaca y Patricio Placencia por su gran conocimiento que ayudó en el desarrollo de este trabajo. Al personal administrativo de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, en especial a la Sra. Soñita, Doña Ligia y la Sra. Ceci, quienes ayudaron en este proceso muy importante. A todos quienes de una u otra manera estuvieron presentes y fueron testigos de este sueño alcanzado.

AGRADECIMIENTO ESPECIAL JOSÉ LUIS

Al Ingeniero Patricio Placencia, por permitirnos concluir nuestros estudios a través de este proyecto, por brindarnos su valiosa ayuda y sus conocimientos en los puntos más decisivos de esta tesis. De igual forma un infinito agradecimiento al Ing. Washington Terán, Ing. Luis Herrera, por la gran oportunidad de compartir grandes experiencias y conocimientos, que me impulsaron para llegar hasta estas instancias.

DEDICATORIA

Todo mi esfuerzo y dedicación en ese proyecto es a Dios, por haberme creado con su infinito poder.

A la memoria de mi abuelita por el apoyo incondicional en los momentos más difíciles de mi vida.

A mis padres por todo el sacrificio que han hecho para poder llegar a esta instancia de mis estudios por haberme apoyado moral y psicológicamente.

A Aidita, Yamki, quienes son mi inspiración de superación, a quienes les dedico este trabajo.

José Luis Bonilla Simba

AGRADECIMIENTOS JUAN CARLOS

- Indudablemente el agradecimiento infinito a Dios, por haberme guiado y acompañado en cada momento de lucha y esfuerzo vivido en las aulas durante mi periodo universitario, por ayudarme a comprender que sin prisa, pero sin descanso finalmente la meta es inminente.
- Principalmente a dos personas que siempre hicieron lo imposible por evitar que renuncie y siempre al igual que yo, esperaron este momento durante el transcurso de este largo y sacrificado caminar con mucha alegría, mis queridos padres que con su ejemplo, apoyo, cariño y amor han forjado en mí el hábito de la responsabilidad, la constancia y la perseverancia más aun, el comprender que la sencillez es la virtud, el mayor tesoro del ser humano.
- A mi querida familia, mi hermoso hijo Emilito y a su grandiosa madre y esposa Ximena, por estar ahí regalándome su existencia y el amor necesario para poder sentirme capaz y no desmayar en momentos nada fáciles, por ser la inspiración de mi vida y permitirme comprender que con amor, la lucha ya no es un sacrificio.
- A mi familia entera, mis hermanos, amigos, que de una u otra manera me dieron una palabra de aliento y siempre creyeron en mí.
- A mi compañero de tesis por el interés y el sacrificio aportado para que la finalización de este proyecto sea una realidad para alegría de todos.
- Al Ing.-Patricio Placencia por su valiosa participación en esta investigación. Al Ing.- Félix Vaca, Paul Gachet y Cesar Monroy por los conocimientos compartidos y el soporte técnico brindado. A la Escuela Politécnica Nacional por haber tenido el privilegio de haber formado parte de tan prestigiosa institución. Al personal administrativo de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, a la Sra. Soñita, Doña Ligia y la Sra. Ceci, por el apoyo brindado para la finalización de este proyecto, muchas gracias.

AGRADECIMIENTO ESPECIAL JUAN CARLOS

Al Ing. Msc.-Franklin Beltrán, por las tantas experiencias compartidas, apoyo valioso brindado en las etapas decisivas de esta tesis, el agradecimiento sincero por permitirme alcanzar una meta más a través de la finalización de este proyecto.

Juan Carlos Ramos Campoverde

DEDICATORIA JUAN CARLOS

El interés, la dedicación, el sacrificio y el cariño necesario para realización de esta investigación, la dedico:

- Primero y principalmente a Dios por bendecir mi camino desde siempre, por regalarme momentos tan grandiosos en mi vida y por darme las herramientas necesarias para saber vivir y no sólomente existir, para gozar y sufrir pero principalmente, para no dormir sin soñar.
- A mis padres, Ismael y Carmita, y a todos mis hermanos por el apoyo constante y verdadero.
- A mi hermosa familia, mi hermoso hijo Juan Emilio, a su madre y esposa Ximme, son luz en mí caminar los amo con infinito amor.
- A todos aquellos que sin duda alguna estuvieron y están al pendiente de mi alegría, amigos todos, muchas gracias. En esta parte vienen los aplausos.

CONTENIDO

DECLARACIÓN.....	I
CERTIFICACIÓN	II
AGRADECIMIENTOS JOSÉ LUIS.....	III
AGRADECIMIENTO ESPECIAL JOSÉ LUIS.....	IV
DEDICATORIA V	
AGRADECIMIENTOS JUAN CARLOS	VI
AGRADECIMIENTO ESPECIAL JUAN CARLOS	VII
DEDICATORIA JUAN CARLOS.....	VIII
CONTENIDO IX	
ÍNDICE DE TABLAS	XIV
ÍNDICE DE FIGURAS	XVIII
ABSTRACT XXVIII	
PRESENTACIÓN.....	XXIX
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1.1 DEFINICIÓN	1
1.1.2 HISTORIA DE LA MAMPOSTERÍA	1
1.1.3 ANTECEDENTES.....	3
1.1.4 REHABILITACIÓN DE MUROS.....	10
1.2 OBJETIVOS Y ALCANCE	11
1.2.1 OBJETIVOS.....	11
1.3 ALCANCE	12
1.4 ANÁLISIS DE EXPERIENCIAS PASADAS	12
1.5 METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTOS DE INVESTIGACIÓN	15
CAPÍTULO 2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO.....	18
2.1 INTRODUCCIÓN.....	18

2.2	BARRO COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN	18
2.2.1	ADOBE	18
2.3	CARACTERÍSTICAS ARQUITECTÓNICAS DEL MODELO	19
2.4	CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL MODELO.....	22
2.5	DISEÑO DEL MODELO.....	25
2.5.1	ALTURA DE LAS PAREDES.....	25
2.5.2	DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA PLATAFORMA DE ACERO.....	26
2.5.3	DISEÑO DE LOS GANCHOS DE AGARRE DE LA PLATAFORMA	33
2.5.4	HIPOTESIS DE CARGA.....	35

CAPÍTULO 3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

40

3.1	MATERIALES DE ESTUDIO	40
3.2	ENSAYO DE GRANULOMETRÍA.....	40
3.2.1	OBJETIVO	40
3.2.2	RESUMEN.....	40
3.2.3	EQUIPO.....	40
3.2.4	PREPARACIÓN DE LA MUESTRA	41
3.2.5	PROCEDIMIENTO.....	42
3.2.6	CÁLCULOS.....	42
3.3	DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO. (MÉTODO CASA GRANDE)....	43
3.3.1	OBJETIVO	43
3.3.2	RESUMEN.....	43
3.3.3	EQUIPO.....	43
3.3.4	PREPARACIÓN DE LA MUESTRA	44
3.3.5	PROCEDIMIENTO.....	44
3.3.6	CÁLCULOS.....	44
3.4	DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO DE SUELOS	46

3.4.1 OBJETIVO	46
3.4.2 RESUMEN PLÁSTICO	46
3.4.3 EQUIPO.....	46
3.4.4 PREPARACIÓN DE LA MUESTRA	47
3.4.5 PROCEDIMIENTO.....	47
3.4.6 CÁLCULOS.....	48
3.5 DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD MÉTODO DEL SECADO AL HORNO.....	48
3.5.1 PREPARACIÓN DE LA MUESTRA	48
3.5.2 PROCEDIMIENTO.....	49
3.5.3 CÁLCULOS.....	49
3.6 DETERMINACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DE SUELOS.....	50
3.6.1 OBJETIVO	50
3.6.2 RESUMEN	50
3.6.3 PROCEDIMIENTO.....	50
3.6.4 CÁLCULOS.....	51
3.7 MADERA PARA CONSTRUCCIÓN ESTRUCTURAL	53
3.7.1 MÓDULO DE ELASTICIDAD.....	53
3.7.2 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PARALELA	53
3.8 MORTERO DE BARRO.....	54
3.8.1 RESISTENCIA A LA COMPRESION DE LA UNIDAD.....	54
3.9 MORTERO DE ENCHAPE	55
CAPÍTULO 4 MODELACIÓN DEL SISTEMA DE ENCHAPE SOBRE LOS MAMPUESTOS DE TIERRA	56
4.1 DEFINICIÓN.....	56
4.1.1 VERIFICACIÓN DE LOS DIAFRAGMAS.....	56
4.1.2 SECCIÓN ENCHAPADO.....	60

4.1.3 SECCIÓN MADERA VIGA SOLERA.....	61
4.1.4 SECCIÓN MADERA VIGA CORREA.....	61
4.2 CARGAS.....	61
4.2.1 COMBINACIONES DE CARGA.....	63
4.3 VISUALIZACIÓN DE LAS FRANJAS DE ENCHAPE DEL MODELO.....	64
4.4 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD CORTANTE DE LAS PAREDES CONFINADAS CON FRANJAS DE ENCHAPE.....	65
4.4.1 COMPROBACIÓN DE LAS FRANJAS DE ENCHAPE, UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS.....	69
4.4.2 ANÁLISIS DE LA FLEXOCOMPRESIÓN.....	73
4.5 MODELACIÓN DEL LOS MAMPUESTOS DE TIERRA.....	81
4.5.1 DEFINICIÓN.....	81
4.5.2 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LAS UNIDADES DE MAMPOSTERIA.....	82
4.5.3 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL MORTERO DE PEGA.....	83
4.5.4 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA DE ADOBE.....	83
4.5.5 DETERMINACIÓN DEL MODULO DE ELASTICIDAD (E_m), DE LA MAMPOSTERÍA.....	84
4.5.6 CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA.....	86
4.5.7 VISUALIZACIÓN DE LOS MAMPUESTOS DE TIERRA DEL MODELO.....	86
4.6 MODELACIÓN DEL SISTEMA MAMPUESTOS DE TIERRA Y FRANJAS DE ENCHAPE.....	88
4.6.1 DEFINICIÓN.....	88
4.6.2 VISUALIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS.....	89
CAPÍTULO 5 DESCRIPCIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN DEL PROTOTIPO PARA EL ENSAYO.....	91

5.1	DEFINICIÓN	91
5.2	SECUENCIA DE ACTIVIDADES	91
5.2.1	PLATAFORMA DE ACERO	91
5.2.2	GANCHOS DE AGARRE	93
5.2.3	CHICOTES DE ANCLAJE	94
5.2.4	ÁNGULOS DE DESCANSO PARA LA MALLA Y EL ENCHAPE.....	95
5.3	MALLA ELECTROSOLDADA DE TRASLAPE	96
5.4	MAMPOSTERÍA DE ADOBE	96
5.5	VIGA SOLERA.....	105
5.6	CUBIERTA ARTESANAL	108
5.7	ENCHAPE DE MORTERO Y MALLA ELECTROSOLDADA	111
	CAPÍTULO 6 DISEÑO DEL EXPERIMENTO.....	115
6.1	DISEÑO DEL ENSAYO A CARGA LATERAL	115
6.1.1	DETERMINACIÓN DE CARGAS DEL ENSAYO	115
6.2	CONTROL POR VOLCAMIENTO.....	118
6.2.1	ANÁLISIS DE VOLCAMIENTO EN EL SENTIDO X – X (P1 y P2)	118
6.2.2	ANÁLISIS DE VOLCAMIENTO EN EL SENTIDO Y– Y (P3 Y P4)	119
6.3	PRIMER CICLO DE CARGAS	120
6.3.1	SENTIDO X- X.....	120
6.3.2	SENTIDO Y - Y	122
6.4	SEGUNDO CICLO DE CARGAS.....	123
6.4.1	SENTIDO X- X.....	123
6.4.2	SENTIDO Y - Y	125
6.5	CAPACIDAD A CORTE DEL SISTEMA DE ENCHAPE	126
6.5.1	CAPACIDAD DEL ECHAPE DE LAS FACHADAS	126
6.6	DERIVA MAXIMA PERMISIBLE	127

6.7	PREDICCIÓN DE LAS DEFORMACIONES	127
6.8	LIMITES DE RESISTENCIA DE LA MALLA	132
6.8.1	SENTIDO OESTE – ESTE.....	132
6.8.2	SENTIDO NORTE – SUR.....	133
6.8.3	SENTIDO NORTE – SUR.....	134
CAPÍTULO 7 RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DEL PROTOTIPO 136		
7.1	DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO A CARGA HORIZONTAL.....	136
7.2	REGISTRO DE LAS DEFLEXIONES OBTENIDAS EN LOS MODELOS..	145
7.2.1	DEFLEXIONES REGISTRADAS EN LA MODELACIÓN DEL ENCHAPE.	145
7.2.2	DEFLEXIONES REGISTRADAS EN LA MODELACIÓN DE LAS PAREDES DE ADOBE SIN REFUERZO.....	147
7.3	RESUMEN DE PREDICCIONES DE DEFLEXIONES.....	151
7.4	EXPLORACIÓN DEL PROTOTIPO FINALIZADAS LAS PRUEBAS	152
CAPÍTULO 8 RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES 155		
8.1	CONCLUSIONES	155
8.1.1	ESTRUCTURALES.....	155
8.2	RECOMENDACIONES.....	161
8.2.1	PAREDES:.....	161
8.2.2	CUBIERTA:.....	162
CAPÍTULO 9 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 165		

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.1:	DIMENSIONES DE LOS PERFILES QUE CONFORMAN LAS PLATAFORMA.....	27
-------------------	---	----

TABLA 2.2: CONSIDERACIÓN DE CARGAS DE SERVICIO PARA EL DISEÑO DE LA PLATAFORMA.....	28
TABLA 2.3: PESOS CONSIDERADOS PARA EL DISEÑO DE LOS GANCHOS DE AGARRE	33
TABLA 3.1: GRANULOMETRÍA DE LA MUESTRA DE SUELO PARA LA FABRICACIÓN DE LOS BLOQUES DE ADOBE	43
TABLA 3.2: DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LIQUIDO DE LA MUESTRA	45
TABLA 3.3: DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO DE LA MUESTRA	48
TABLA 3.4: DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA	49
TABLA 3.5: DETERMINACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DEL ADOBE	52
TABLA 3.6: DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PARALELA A LA FIBRA DE LA MADERA TIPO CHANÚL.....	53
TABLA 3.7: DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PARALELA A LA FIBRA DE LA MADERA TIPO AGUACATILLO.....	53
TABLA 3.8: RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LOS BLOQUES DE ADOBE	54
TABLA 3.9: RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN Y PESO ESPECÍFICO, DE LOS BLOQUES ENCHAPE.....	55
TABLA 4.1: DESCRIPCIÓN TOTAL DE CARGAS CONSIDERADAS PARA LOS MODELOS	61
TABLA 4.2: DETERMINACIÓN DE CORTE BASAL-EFECTO SÍSMICO	62
TABLA 4.3: PARÁMETROS TÉCNICOS DE LAS FRANJAS DE ENCHAPE DE HORMIGÓN.....	65
TABLA 4.4: DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD AL CORTE DE LAS PAREDES CONFINADAS CON FRANJAS DE ENCHAPE DE HORMIGÓN	69
TABLA 4.5: DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LAS UNIDADES DE TIERRA CRUDA	82
TABLA 4.6: DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LOS CUBOS TALLADOS DE UN MAMPUESTO DE TIERRA CRUDA.....	83
TABLA 4.7: VALORES OBTENIDOS EN INVESTIGACIONES DE LAS PROPIEDADES DEL ADOBE COMO MATERIAL CONSTRUCTIVO	85

TABLA 6.1: DESCRIPCIÓN TOTAL DE CARGAS CONSIDERADAS DE LOS MATERIALES.....	115
TABLA 6.2: CICLOS DE CARGA SENTIDO X – X P1 Y P2	116
TABLA 6.3: CICLOS DE CARGA SENTIDO Y –Y P3 Y P4	117
TABLA 6.4: PRIMER CICLO DE PRUEBAS SENTIDO X-X, P1 Y P2	121
TABLA 6.5: CICLO DE PRUEBAS	123
TABLA 6.6: SEGUNDO CICLO DE PRUEBAS SENTIDO X – X, P1 Y P2	125
TABLA 6.7: SEGUNDO CICLO DE PRUEBAS SENTIDO Y-Y, P3 Y P4.....	126
TABLA 6.8: DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD AL CORTE DE LAS PAREDES CONFINADAS CON FRANJAS DE ENCHAPE DE HORMIGÓN	127
TABLA 6.9: DEFLEXIONES EN EL SENTIDO X- X P2	130
TABLA 6.10: DEFLEXIONES EN EL SENTIDO X-X, P1.	130
TABLA 6.11: DEFLEXIONES EN EL SENTIDO Y-Y, P3.	130
TABLA 6.12: DEFLEXIONES EN EL SENTIDO Y-Y, P4.	131
TABLA 7.1: DEFLEXIONES EN EL SENTIDO X – X P1 DEL EXPERIMENTO	143
TABLA 7.2: DEFLEXIONES EN EL SENTIDO X – X P2 DEL EXPERIMENTO	143
TABLA 7.3: DEFLEXIONES EN EL SENTIDO X – X P3 DEL EXPERIMENTO	144
TABLA 7.4: DEFLEXIONES EN EL SENTIDO X – X P4 DEL EXPERIMENTO	144
TABLA 7.5: DEFLEXIONES EN SENTIDO X – X P1 DEL MODELO SOLO ENCHAPE	145
TABLA 7.6: DEFLEXIONES EN SENTIDO X – X P2 DEL MODELO SOLO ENCHAPE	145
TABLA 7.7: DEFLEXIONES EN SENTIDO X – X P3 DEL MODELO SOLO ENCHAPE	146
TABLA 7.8: DEFLEXIONES EN SENTIDO X – X P4 DEL MODELO SOLO ENCHAPE	146
TABLA 7.9: DEFORMACIONES EN SENTIDO X-X P1 DEL MODELO DE PAREDES DE ADOBE SIN REFUERZO	147
TABLA 7.10: DEFLEXIONES EN SENTIDO X- X P2 DEL MODELO DE PAREDES DE ADOBE SIN REFUERZO	147
TABLA 7.11: DEFLEXIONES EN SENTIDO X- X P3 DEL MODELO DE PAREDES DE ADOBE SIN REFUERZO	148

TABLA 7.12: DEFLEXIONES EN SENTIDO X– X P4 DEL MODELO DE PAREDES DE ADOBE SIN REFUERZO	148
TABLA 7.13: DEFLEXIONES EN SENTIDO X– X P2 DEL MODELO DE PAREDES DE ADOBE CON REFUERZO	149
TABLA 7.14: DEFLEXIONES EN SENTIDO X–X P1 DEL MODELO DE PAREDES DE ADOBE CON REFUERZO	149
TABLA 7.15: DEFLEXIONES EN SENTIDO X–X P3 DEL MODELO DE PAREDES DE ADOBE CON REFUERZO	150
TABLA 7.16: DEFLEXIONES EN SENTIDO X–X P4 DEL MODELO DE PAREDES DE ADOBE CON REFUERZO	150
TABLA 7.17: RESUMEN PREDICCIONES DE LAS DEFLEXIONES DE LAS PRUEBAS P1-P2	151
TABLA 7.18: RESUMEN PREDICCIONES DE LAS DEFLEXIONES DE LAS PRUEBAS P3-P4	151

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1-1: BREVE DESCRIPCIÓN DE EFECTOS Y DAÑOS LA ESCALA DE MERCALLI MODIFICADA	4
FIGURA 1-2: ESCALA MSK (MEDVÉDEV-SPONHEUER-KÁRNIK).....	4
FIGURA 1-3: 80 MIL MUERTOS DEJAN TERREMOTO EN EL PERÚ-31 DE MAYO DE 1970.....	5
FIGURA 1-4: CASA DE ADOBE AFECTADA POR TERREMOTO DE AMBATO DE 1949	6
FIGURA 1-5: CASA AFECTADA EN EL SECTOR DE POMASQUÍ POR EL SISMO DEL 10 DE AGOSTO DE 1990.....	7
FIGURA 1-6: FALLA TÍPICA SOBRE PAREDES DE ADOBE O TAPIAL POR EFECTOS DE FLEXIÓN.	8
FIGURA 1-7: FALLA TÍPICA SOBRE PAREDES DE ADOBE O TAPIAL POR EFECTOS DE CORTE.....	9
FIGURA 1-8: FALLA TÍPICA SOBRE PAREDES DE ADOBE O TAPIAL POR EFECTOS DE VOLTEO.....	9
FIGURA 2-1: DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL MODELO	20
FIGURA 2-2: CORTES ARQUITECTÓNICOS DEL MODELO	21
FIGURA 2-3: ESQUEMA DE COLOCACIÓN DE CONECTORES DE FRANJAS DE ENCHAPE	22
FIGURA 2-4: DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DEL MODELO REFORZADO ...	24
FIGURA 2-5: DESCRIPCIÓN DE LOS PERFILES DE ACERO QUE CONFORMAN LA PLATAFORMA	26
FIGURA 2-6: VISTA 3D DE LA PLATAFORMA, MODELADA EN EL PROGRAMA SAP 2000	27
FIGURA 2-7: TIPOS DE PERFILES UTILIZADOS PARA EL DISEÑO DE LA PLATAFORMA.....	27
FIGURA 2-8: VISTA 3D DE LA PLATAFORMA, APLICADAS LAS CARGAS DE SERVICIO	29
FIGURA 2-9: ANÁLISIS DE ITERACIÓN AISI-ASD96, MARCO ESTRUCTURAL CARGA DE ENSAYO.....	30

FIGURA 2-10: CHEQUEO DE PERFILES LAMINADOS EN FRÍO ANÁLISIS AISI-ASD96, CON CARGAS DE ENSAYO	30
FIGURA 2-11: CARGA DE DEFLEXIÓN INMINENTE DE LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN EL MARCO EXTERIOR DE LA PLATAFORMA	31
FIGURA 2-12: ANÁLISIS DE ITERACIÓN AISI-ASD96 DE LOS ELEMENTOS DEL MARCO EXTERIOR DE LA PLATAFORMA CON LA CARGA DE FALLA ..	32
FIGURA 2-13: SECCIONES DE LOS PERFILES LAMINADOS EN FRIO SOBRE ESFORZADAS-ANÁLISIS AISI-ASD96 CON CARGA DE FALLA.....	32
FIGURA 2-14: ESQUEMATIZACIÓN DE LOS GANCHOS SOLDADOS CON PLANCHAS DE ACERO	34
FIGURA 2-15: DIMENSIONES PROMEDIO DE LOS BLOQUES DE TIERRA CRUDA	35
FIGURA 2-16: DESCRIPCIÓN DE LA CUBIERTA ARTESANAL DE MADERA..	36
FIGURA 3-1: BALANZA ELECTRÓNICA	41
FIGURA 3-2: HORNO PARA EL SECADO DE MUESTRAS	41
FIGURA 3-3: TAMICES APILADOS SEGÚN LA NORMA ASTM-D-421	42
FIGURA 3-4: COPA DE CASA GRANDE	45
FIGURA 3-5: GRÁFICA LÍMITE LÍQUIDO-CONTENIDO DE HUMEDAD VS. NO. DE GOLPES.....	45
FIGURA 3-6: MEZCLA DE BARRO Y AGUA CON SUFICIENTE PLASTICIDAD	46
FIGURA 3-7: CILINDROS DE MATERIAL DE 3.00 MM APROXIMADAMENTE.	47
FIGURA 3-8: CUBOS DE ADOBE PARAFINADOS	50
FIGURA 3-9: ENSAYO DE LOS CUBOS DE HORMIGÓN DEL MORTERO DE ENCHAPE	55
FIGURA 4-1: SECCIÓN DE ENCHAPE DE REFUERZO ORIGINAL.....	57
FIGURA 4-2: SECCIÓN DE ENCHAPE DE REFUERZO EQUIVALENTE	58
FIGURA 4-3: REGISTRO DE LAS PROPIEDADES DEL MATERIAL “ENCHAPE”, EN EL PROGRAMA	59
FIGURA 4-4: REGISTRO DE LAS PROPIEDADES DEL MATERIAL “CHANÚL”, EN EL PROGRAMA	59
FIGURA 4-5: REGISTRO DE LAS PROPIEDADES DEL MATERIAL “AGUACATILLO”, EN EL PROGRAMA.....	60

FIGURA 4-6: ESQUEMA DEL CÁLCULO DE LOS FACTORES PARA DETERMINAR LAS ÁREAS DE APORTE PARA LAS CARGAS APLICADAS A LA CUBIERTA	63
FIGURA 4-7: VISTA EN 3D, DE LAS FRANJAS DE ENCHAPE DEL MODELO, EN EL PROGRAMA ETABS	64
FIGURA 4-8: PLANTA EN 3D, DE LAS FRANJAS DE ENCHAPE DEL MODELO, EN EL PROGRAMA ETABS	64
FIGURA 4-9: VISTA LATERAL EN 3D, DE LAS FRANJAS DE ENCHAPE DEL MODEL, EN EL PROGRAMA ETABS.....	65
FIGURA 4-10: ANÁLISIS FACHADA FRONTAL FRANJAS DE ENCHAPE, BAJO CARGA UNITARIA LATERAL	66
FIGURA 4-11: ANÁLISIS FACHADA POSTERIOR FRANJAS DE ENCHAPE, BAJO CARGA UNITARIA LATERAL.....	67
FIGURA 4-12: ANÁLISIS FACHADAS LATERALES FRANJAS DE ENCHAPE, BAJO CARGA UNITARIA LATERAL.....	67
FIGURA 4-13: ANÁLISIS FACHADAS FRONTAL Y POSTERIOR FRANJAS DE ENCHAPE, SIN HUECOS, BAJO CARGA UNITARIA LATERAL	68
FIGURA 4-14: ANÁLISIS FACHADAS LATERALES FRANJAS DE ENCHAPE, SIN HUECOS, BAJO CARGA UNITARIA LATERAL	68
TABLA 4-15: DESPLAZAMIENTOS EN CADA FACHADA ANTE CARGA UNITARIA LATERAL.....	69
FIGURA 4-16: ESQUEMATIZACIÓN DE ELEMENTOS PIER EN EL PROGRAMA ETABS	70
FIGURA 4-17: ESQUEMATIZACIÓN DE ELEMENTOS TIPO SPANDREL EN ETABS	70
FIGURA 4-18: SUBDIVISIÓN INTERNA DE LOS ELEMENTOS PIER FACHADA FRONTAL FRANJAS DE ENCHAPE	71
FIGURA 4-19: SUBDIVISIÓN INTERNA DE LOS ELEMENTOS PIER FACHADA POSTERIOR FRANJAS DE ENCHAPE.....	71
FIGURA 4-20: SUBDIVISIÓN INTERNA DE LOS ELEMENTOS PIER FACHADA LATERAL IZQUIERDA FRANJAS DE ENCHAPE	72

FIGURA 4-21: SUBDIVISIÓN INTERNA DE LOS ELEMENTOS PIER FACHADA LATERAL DERECHA FRANJAS DE ENCHAPE	72
FIGURA 4-22: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN IDEAL DE UN ELEMENTO PIER O SPANDREL	73
FIGURA 4-23: RELACIONES DEMANDA SOBRE CAPACIDAD (D/C) PARA LOS ELEMENTOS PIER FACHADA FRONTAL FRANJAS DE ENCHAPE.....	74
FIGURA 4-24: RELACIONES DEMANDA SOBRE CAPACIDAD (D/C), PARA ELEMENTOS PIER FACHADA POSTERIOR FRANJAS DE ENCHAPE	75
FIGURA 4-25: RELACIONES DEMANDA SOBRE CAPACIDAD (D/C), PARA ELEMENTOS PIER, FACHADAS LATERALES IZQUIERDA Y DERECHA RESPECTIVAMENTE FRANJAS DE ENCHAPE.....	76
FIGURA 4-26: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS SPANDREL, FACHADA POSTERIOR FRANJAS DE ENCHAPE.....	77
FIGURA 4-27: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS SPANDREL, FACHADA FRONTAL FRANJAS DE ENCHAPE	78
FIGURA 4-28: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN, CARGA VS. MOMENTO, DE LAS FRANJAS VERTICALES DE ENCHAPE.....	79
FIGURA 4-29: COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LAS FRANJAS VERTICALES TIPO “L”	79
FIGURA 4-30: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN, CARGA VS. MOMENTO DE LAS FRANJAS HORIZONTALES DE ENCHAPE	80
FIGURA 4-31: COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LOS PANELES HORIZONTALES TIPO “I”	81
FIGURA 4-32: REGISTRO DE LAS PROPIEDADES DEL MATERIAL ADOBE, MODELO MAMPUESTOS DE TIERRA	85
FIGURA 4-33: VISTA EN 3D DEL MODELO MAMPUESTOS DE TIERRA	86
FIGURA 4-34: VISTA EN PLANTA EN 3D DEL MODELO MAMPUESTOS DE TIERRA.....	87
FIGURA 4-35: DEFLEXIÓN PRODUCIDA POR EL EFECTO DEL CORTE BASAL EN SENTIDO X-X SOBRE EL MODELO DE MAMPUESTOS DE TIERRA.....	87
FIGURA 4-36: DEFLEXIÓN PRODUCIDA POR EL EFECTO DEL CORTE BASAL EN SENTIDO Y-Y SOBRE EL MODELO DE MAMPUESTOS DE TIERRA.....	88

FIGURA 4-37: VISTA EN 3D DEL MODELO DE MAMPUESTOS DE TIERRA Y FRANJAS DE ENCHAPE.....	89
FIGURA 4-38: VISTA EN PLANTA EN 3D DEL MODELO MAMPUESTOS DE TIERRA Y FRANJAS DE ENCHAPE	89
FIGURA 4-39: DEFLEXIÓN PRODUCIDA POR EL EFECTO DEL CORTE BASAL EN SENTIDO X-X PARA EL MODELO MAMPUESTOS DE TIERRA Y FRANJAS DE ENCHAPE	90
FIGURA 4-40: DEFLEXIÓN PRODUCIDA POR EL EFECTO DEL CORTE BASAL EN SENTIDO Y-Y PARA EL MODELO MAMPUESTOS DE TIERRA Y FRANJAS DE ENCHAPE	90
FIGURA 5-1: PLATAFORMA DE PERFILES, ORIGINAL.....	92
FIGURA 5-2: PLATAFORMA DE PERFILES DE ACERO, FINAL.....	92
FIGURA 5-3: VARILLAS DE ACERO CORRUGADO Y ÁNGULOS DE ACERO	93
FIGURA 5-4: ÁNGULOS Y GANCHOS, SOLDADOS CON ELECTRODOS 70/18	94
FIGURA 5-5: CHICOTES PARA EL ANCLAJE DE BLOQUES (PRIMERA HILERA)	95
FIGURA 5-6: ÁNGULOS DE ACERO LX40X40X5	95
FIGURA 5-7: CONEXIÓN DE MALLA Y ÁNGULOS, SOBRE LA PLATAFORMA DE ACERO.....	96
FIGURA 5-8: COLOCACIÓN DE LA PRIMERA HILERA CON MEZCLA DE CEMENTO Y ARENA.....	97
FIGURA 5-9: COLOCACIÓN DE PANELA DILUIDA EN AGUA, COMO ADITIVO AGLUTINANTE DE PEGA	97
FIGURA 5-10: PRIMERA HILERA DE BLOQUES DE ADOBE SOBRE LA PLATAFORMA DE ACERO	98
FIGURA 5-11: RETAZOS DE MALLA DE ANCLAJE PARA EL TRASLAPE DE LA MALLA ELECTROSOLDADA DE REFUERZO	98
FIGURA 5-12: CONECTORES PROVENIENTES DEL CORTE DE LAS FRANJAS DE MALLA ELECTROSOLDADA.....	99
FIGURA 5-13: CONECTORES SOBRE LOS MAMPUESTOS.....	99

FIGURA 5-14: MALLA DE ANCLAJE Y CONECTORES EN LAS TRES PRIMERAS HILERAS	100
FIGURA 5-15: CLAVOS COLOCADOS SOBRE LAS TIRAS DE MADERA PARA DINTELES.....	100
FIGURA 5-16: DINTEL SOBRE PUERTA Y VENTANA	101
FIGURA 5-17: UBICACIÓN DE CONECTORES EN LA ZONA DE LA PUERTA DEL PROTOTIPO	101
FIGURA 5-18: UBICACIÓN DE LOS CONECTORES PARA LA MALLA EN LA ZONA DE LA VENTANA	102
FIGURA 5-19: MEZCLA A BASE DE ARENA Y CEMENTO PARA PEGAR LA ÚLTIMA HILERA DEL PROTOTIPO	103
FIGURA 5-20: SEPARACIÓN PARA COLOCAR LOS TIRAFONDOS DE ANCLAJE DE LAS VIGAS SOLERAS.....	104
FIGURA 5-21: PROTOTIPO H=2.14 METROS	104
FIGURA 5-22: DESTAJE REALIZADO EN LOS EXTREMOS DE CADA VIGA SOLERA.....	105
FIGURA 5-23: COLOCACIÓN DE CLAVOS TIRAFONDOS PARA EL ANCLAJE DE LAS VIGAS CON LA PARED Y PERFORACIÓN EN LOS DESTAJES.....	105
FIGURA 5-24: COLOCACIÓN DE CLAVOS TIRAFONDOS SOBRE LAS VIGAS MÁS CORTAS PARA EL ANCLAJE DE LAS CULATAS	106
FIGURA 5-25: UBICACIÓN DE LAS VIGAS SOLERAS SOBRE LA ÚLTIMA HILERA DEL PROTOTIPO	106
FIGURA 5-26: CONEXIÓN ENTRE VIGAS SOLERAS CON TIRAFONDOS	107
FIGURA 5-27: CONSTRUCCIÓN DE LAS CULATAS.....	107
FIGURA 5-28: UBICACIÓN DE LAS CORREAS SOBRE LAS CULATAS	108
FIGURA 5-29: UBICACIÓN DE LOS TIRAFONDOS PARA GARANTIZAR EL NO DESLIZAMIENTO DE LAS CORREAS	108
FIGURA 5-30: UBICACIÓN DE LOS TIRAFONDOS PARA GARANTIZAR EL NO DESLIZAMIENTO DE LAS CORREAS	109
FIGURA 5-31: AMARRE DE TEJAS CON ALAMBRE GALVANIZADO	110
FIGURA 5-32: PROTOTIPO SIN REFORZAMIENTO	110
FIGURA 5-33: MARCOS DE MADERA EN PUERTAS Y VENTANAS.....	111

FIGURA 5-34: ESQUEMA DE DOBLADO Y COLOCACIÓN DE LA MALLA ELECTROSOLDADA	112
FIGURA 5-35: ASEGURAMIENTO DE LA MALLA ELECTROSOLDADA CON ALAMBRE GALVANIZADO.....	113
FIGURA 5-36: CILINDROS Y CUBOS DE HORMIGÓN DE ENCHAPE	113
FIGURA 5-37: HUMECTACIÓN DE LAS ZONAS PARA EL REFORZAMIENTO	114
FIGURA 5-38: ENLUCIDO DEL MORTERO DE ENCHAPE DE REFORZAMIENTO	114
FIGURA 6-1: ELEVACIÓN MÁXIMA DEL PROTOTIPO SENTIDO X-X (P1 Y P2)	119
FIGURA 6-2: ELEVACIÓN MÁXIMA DEL PROTOTIPO SENTIDO X-X (P3 Y P4)	119
FIGURA 6-3: CARGA APLICADA DE 40% DEL PESO TOTAL (2.5 T) X-X, P2	120
FIGURA 6-4: CARGA APLICADA DE 40% DEL PESO TOTAL (2.5 TON) X-X, P1.	121
FIGURA 6-5: CARGA APLICADA DE 40% DEL PESO TOTAL (2.5 T) Y-Y, P4	122
FIGURA 6-6: CARGA APLICADA DE 40% DEL PESO TOTAL (2.5 TON) Y-Y, P3	123
FIGURA 6-7: CARGA APLICADA DE 70% DEL PESO TOTAL (4.40 TON) X-X, P2.....	124
FIGURA 6-8: CARGA APLICADA DE 60% DEL PESO TOTAL (3.78 TON) X-X, P1.....	124
FIGURA 6-9: CARGA APLICADA 60% DEL PESO TOTAL (3.78 TON) Y-Y, P3.	125
FIGURA 6-10: CARGA APLICADA DEL 60% DEL PESO TOTAL (3.78 T) Y-Y, P4.	126
FIGURA 6-11: DEFLEXIONES EN LA FACHADA LATERAL IZQUIERDA DEL MODELO.....	128
FIGURA 6-12: DEFLEXIONES EN LA FACHADA LATERAL DERECHA DEL MODELO.....	128
FIGURA 6-13: DEFLEXIONES EN LA FACHADA FRONTAL DEL MODELO...	129

FIGURA 6-14: DEFLEXIONES EN LA FACHADA POSTERIOR DEL MODELO	129
FIGURA 6-15: PREDICCIÓN DE DEFLEXIONES	131
FIGURA 6-16: ESQUEMA DE FUERZAS ESTÁTICAS DEL PROTOTIPO X-X, P1 Y P2.	132
FIGURA 6-17: ESQUEMA DE FUERZAS ESTÁTICAS DEL PROTOTIPO Y-Y, P3.	133
FIGURA 6-18: ESQUEMA DE FUERZAS ESTÁTICAS DEL PROTOTIPO Y-Y, P4	134
FIGURA 7-1: TRAZADO DE CENTROS DE LUZ DE LAS FACHADAS	136
FIGURA 7-2: GRÚA PARA REALIZAR EL LEVANTAMIENTO	137
FIGURA 7-3: PREPARACIÓN DEL PROTOTIPO PARA LAS DISTINTAS PRUEBAS PROGRAMADAS	138
FIGURA 7-4: COLOCACIÓN DE LVDT'S AL INTERIOR DEL PROTOTIPO	138
FIGURA 7-5: UBICACIÓN DE LOS LVDT'S EN LA FACHADA LATERAL IZQUIERDA DEL PROTOTIPO	139
FIGURA 7-6: UBICACIÓN DE LOS LVDT'S EN LA FACHADA LATERAL DERECHA DEL PROTOTIPO	139
FIGURA 7-7: UBICACIÓN DE LOS LVDT'S EN LA FACHADA FRONTAL DEL PROTOTIPO	140
FIGURA 7-8: UBICACIÓN DE LOS LVDT'S EN LA FACHADA POSTERIOR DEL PROTOTIPO	140
FIGURA 7-9: SENTIDO X-X, P1 – CARGAS DEL 20% AL 50% DEL PESO PROPIO.	141
FIGURA 7-10: SENTIDO X-X, P2 – CARGAS DEL 40% AL 70% DEL PESO PROPIO.	141
FIGURA 7-11: SENTIDO Y-Y, P3 – CARGAS DEL 10% AL 50% DEL PESO PROPIO.	142
FIGURA 7-12: SENTIDO Y-Y, P4 – CARGAS DEL 10% AL 60% DEL PESO PROPIO.	142
FIGURA 7-13: UBICACIÓN DE LAS FISURAS MÁS REPRESENTATIVAS DEL PROTOTIPO FACHADA POSTERIOR	152

FIGURA 7-14: FISURA A-A PRODUCIDA CON LA CARGA CORRESPONDIENTE AL 70% DEL PESO PROPIO (4.40 TON) SENTIDO P2152	
FIGURA 7-15: FISURA A-A CON LA CARGA CORRESPONDIENTE AL 70% DEL PESO PROPIO (4.40 TON) SENTIDO P2	153
FIGURA 7-16: FISURA C-C CON LA CARGA CORRESPONDIENTE AL 70% DEL PESO PROPIO (4.40 TON) SENTIDO P2	153
FIGURA 7-17: FISURA B-B CON LA CARGA CORRESPONDIENTE AL 70% DEL PESO PROPIO (4.40 TON) SENTIDO P2	154
FIGURA 8-1: CUBOS TALLADOS DE UN BLOQUE DE TIERRA CRUDA	156
FIGURA 8-2: CHICOTES COLOCADOS EN LA SOLERA PARA APOYO DEL TÍMPANO	157
FIGURA 8-3: LONGITUD PARA EL TRASLAPE ENTRE MALLAS.....	158
FIGURA 8-4: DISTRIBUCIÓN DE CONECTORES EN PUERTA	160
FIGURA 8-5: ALTERNATIVA DE ENCHAPE DE LAS VENTANAS.....	161
FIGURA 8-6: TRASLAPE DE MALLAS EN LOS CIMIENTOS.....	162
FIGURA 8-7: ESQUEMA DE FIJACIÓN ENTRE TEJAS.....	163
FIGURA 8-8: ALTERNATIVA CONSTRUCTIVA DE LOS TÍMPANOS.....	163

RESUMEN

Siendo la construcción en Adobe, una de las más comunes por los países andinos, en el Ecuador es frecuente encontrar este tipo de edificaciones. Teniendo en cuenta que la construcción artesanal en Adobe presenta muy pocas garantías de resistencia ante posibles embates sísmicos, se pretende probar un reforzamiento para paredes de adobe y así utilizar este reforzamiento, como parte de un sistema estructural incluyendo al adobe como elemento alternativo, en conjunto con elementos tradicionales como malla electro soldada. El sistema planteado, resulta una combinación de los materiales antes mencionados (malla electrosoldada y mortero) colocados de manera horizontal y vertical en forma de franjas, con el fin de simular vigas y columnas de confinamiento de las paredes respectivamente.

Se construyó un prototipo representando todas las características estructurales previamente consideradas en modelos matemáticos y análisis estructurales, con el objetivo de contar con una casa de conceptos arquitectónicos y dimensiones experimentales reales para posteriormente, ensayarla a Carga Lateral, efecto del corte basal representado mediante la descomposición de su peso propio considerando únicamente la componente horizontal del mismo.

Esta acción se determina al brindarle al todo el sistema, una cierta elevación mediante la inclinación paulatina del mismo en cada uno de sus lados en todos sus sentidos. Se ensayará el sistema en condiciones críticas, por lo cual se usará una malla de 4.00 mm @ 15x15, un mortero de baja resistencia de $f'c = 40$ kg/cm², y las capas de enchape para ambos lados antes mencionados será de un espesor de 3cm, con el objetivo de simular situaciones desfavorables para el presente análisis.

Finalmente, el reforzamiento analizado para que resista el 40% del su peso propio, no solamente alcanzo una inclinación correspondiente al 40% de su peso propio sino que alcanzo e incluso supero el 70% del mismo en la longitud más larga y el 60% del peso propio en la longitud más corta, lo cual indica que el reforzamiento fue de gran aporte.

ABSTRACT

Since Adobe construction, one of the most common Andean countries, Ecuador is common to find this type of buildings. Considering that Adobe has handcrafted in very few guarantees against possible attacks seismic resistance, trying to prove a reinforcement for adobe walls and use this enhancement, as part of a structural system including adobe alternative element, together with traditional elements like electro welded mesh system proposed, is a combination of the above materials (wire mesh and mortar) placed horizontally and vertically in the form of stripes, to simulate beams confining columns and walls respectively.

We built a prototype representing structural features previously considered in mathematical models and structural analysis, with the aim of having a house of architectural concepts and actual experimental measurements and later, rehearsing a side loader, basal cutting effect represented by decomposing its own weight considering only the horizontal component of it.

This action is determined to give the whole system, some gradual elevation by tilting the same in each of its sides in every sense.

The system is tested in critical condition, whereby is used a mesh of 4.00 mm @ 15x15 mortar low resistance $f_c = 40 \text{ kg / cm}^2$, and the layers of veneer to be above both sides of a thickness 3cm, with the aim of simulating unfavorable situations for the present analysis.

Finally, the reinforcement used to resist 40% of its own weight, not only reached a slope corresponding to 40% of its own weight but reached and even exceeded 70% of it in the longer length and 60% of own weight in the shortest length, indicating that the reinforcement was a great contribution.

PRESENTACIÓN

El adobe es un elemento que podría constituirse como excelente materia prima para la construcción, y ha sido un material de fácil disponibilidad y de un costo bajo con respecto a los materiales tradicionales. Las construcciones antiguas especialmente en los sectores rurales, lo tienen como elemento de construcción. Los bloques de adobe son elaborados artesanalmente y no ofrecen las debidas seguridades frente a sismos considerables, ante este problema se realizo la presente investigación mediante el reforzamiento de paredes de adobe con malla electrosoldadas. En cierta forma ese proyecto está también dirigido hacia las nuevas construcciones que puedan realizarse tomando en cuenta las recomendaciones estructurales que se harán mención más adelante.

El presente proyecto de titulación consta de nueve capítulos, estructurados en forma tal, que permitan ver la secuencia lógica que se siguió para llegar a las conclusiones y recomendaciones que se presentan.

El contenido de este proyecto es el siguiente:

- **CAPÍTULO 1:** Introducción y objetivos

Se da una breve introducción de las características físicas y mecánicas del adobe, así mismo, una reseña histórica de la evolución de este material como elemento utilizado para la construcción.

- **CAPÍTULO 2:** Descripción del modelo

Se presenta una descripción de las características arquitectónicas estructurales del prototipo considerando principalmente, las restricciones con las que cuenta el laboratorio de la Vivienda de la EPN.

- **CAPÍTULO 3:** Propiedades mecánicas de los materiales

Se presenta una breve descripción de los ensayos practicados con los bloques de adobe para determinar las características mecánicas y físicas del mismo. Además de los otros elementos que participan en la investigación tales como la madera, el enchape y los perfiles de acero.

- **CAPÍTULO 4:** Modelación del sistema de enchape sobre los mampuestos de tierra

Se hace el uso de programas computacionales para determinar y comparar teóricamente la resistencia de los modelos realizados así como la resistencia real del prototipo.

La modelación se hace tanto para el enchape, muros de adobe enchapados y únicamente para las paredes de adobe sin ningún tipo de enchape, es decir, sin ningún tipo de refuerzo.

- **CAPÍTULO 5:** Descripción de la construcción del prototipo para el ensayo

Se describe detalladamente el proceso constructivo del prototipo.

- **CAPÍTULO 6:** Diseño del experimento

Se realizan los ensayos de cargas actuantes laterales aplicadas al prototipo mediante la inclinación progresiva de la plataforma donde está apoyada toda la estructura.

- **CAPÍTULO 7:** Resultados obtenidos del ensayo del prototipo

Se analiza las resistencias teóricas y experimentales obtenidas, tanto de los modelos así como del prototipo respectivamente. Se presenta graficas representativas de Carga horizontal vs. Deflexiones de los diferentes ciclos de carga aplicados durante todos los ensayos en las distintas direcciones.

- **CAPÍTULO 8:** Conclusiones y Recomendaciones

Una vez culminados los ensayos aplicados al prototipo, se presentan observaciones registradas durante los mismos así como las ventajas y desventajas constructivas y estructuras recopiladas según los resultados obtenidos.

- **CAPÍTULO 9:** Bibliografía

Se presenta una lista de documentos de estudios relacionados con el proyecto, además, de tesis realizadas dentro y fuera del país.

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1 INTRODUCCIÓN

1.1.1 DEFINICIÓN

Al referirse al término mampostería, se puede mencionar que esta no es más que la terminología que se utiliza cuando se habla de un sistema de construcción tradicional, donde intervienen elementos naturales como las piedras o artificiales como los bloques, ladrillos, tapias o bloques de adobe para el presente estudio. Estos elementos son trabados y pegados adecuadamente entre sí, por un mortero donde las características de este, radican principalmente por la dosificación que tenga, para este caso particular, se consideran las características de un mortero conjuntamente con el uso de una malla electro soldada, elementos que utilizados en conjunto, definirán cierta resistencia con el fin de erigir parámetros y definir paredes de fachadas portantes dando origen a una combinación de estos materiales como un sistema de reforzamiento de mamposterías de adobe.

1.1.2 HISTORIA DE LA MAMPOSTERÍA

La mampostería inicia sus orígenes, simultáneamente en la historia misma de la humanidad entonces, por citar referencias en la historia primitiva, se hace mención a capítulos bíblicos en donde se hace alusión a la Torre de Babilonia o las construcciones egipcias de la historia de José, estas construcciones fueron hechas con paja y arcilla, lo que en concepto general se conoce como bloques de tierra.

“Así mismo, la utilización de elementos de barro secados al sol tiene su origen desde 8000 B.C. (Houben y Guillard 1994), y es muy común encontrar estos utilizados en construcciones, en regiones vulnerables a desastres en el mundo”¹. Sin embargo se puede mencionar, que en épocas prehistóricas, es muy probable que la mampostería haya nacido por la necesidad de buscar, por parte de un

¹Houben y Guillard 1994

nómada, un refugio para protegerse de las adversidades que la naturaleza le ofrecía hace unos 15.000 años. De tal manera que el hombre decidió apilar piedras para formar un lugar donde guarecerse. Es así que probablemente la utilización del mortero de barro fue el proceso inmediato en el desarrollo de la mampostería, el cual permitió no sólo apilar, sino acomodar o asentar con más facilidad, independientemente de la altura, las piedras o mampuestos naturales. Seguramente este avance se originó justamente cuando se comenzaron a integrar las primeras aldeas o comunidades.

Como ejemplos muy puntuales de origen y evolución de la mampostería, se menciona que existen varios vestigios de poblados prehistóricos construidos con piedras asentadas con barro desde las Islas Aran, en Irlanda, hasta CatalHüyük, en México.

“En el Perú, quedan construcciones importantes, con muros de piedra natural asentadas con mortero de barro y techos de rollizos de madera cubiertos con una gruesa capa de paja. El vestigio más antiguo se encontró realizando excavaciones arqueológicas en Jericó, en el Medio Oriente, donde la unidad de barro tiene la forma de un gran pan, fabricado a mano y secado al sol, en ella aún se notan las huellas del hombre que la elaboró.

Las unidades de barro formadas a mano se han encontrado en formas diversas y no siempre muy lógicas. La forma cónica es de interés, estas unidades se encuentran en muros construidos en Mesopotamia, con una antigüedad de 7,000 años, y en la zona de la costa norte del Perú, en Huaca Prieta, con una antigüedad de 5,000 años”².

Entonces de esta manera, el adobe se constituye en un mampuesto primordial a la hora de hablar de mamposterías ya que era y es fundamentalmente una masa de barro estabilizado con paja al cual se le da forma de prisma rectangular recto, este se fabrica en el momento en que se coloca a presión una porción de barro estabilizado, dentro de un molde de madera para luego exponerlo al sol. La creación del adobe hizo posible la facilidad de construcción de mamposterías así como la incursión en la arquitectura monumental. De esta manera se afirma que el Adobe abrió la brecha para que a futuro, se pueda contar con la creación del

²http://www.capac.org/web/Portals/0/biblioteca_virtual/doc002/Cap%c3%adtulo%201.pdf

ladrillo a principios del tercer milenio antes de Cristo que en la actualidad debido a estudios se han ido mejorando las técnicas de construcción de mamposterías.

1.1.3 ANTECEDENTES

Siendo la construcción en Adobe una de las más frecuentes en los países andinos, en el Ecuador es común encontrar este tipo de edificaciones.

*“En la serranía del Ecuador, ancestralmente, son muy comunes las casas de adobe, por la facilidad de su construcción y bajo costo. Sin embargo, se ha observado y determinado que este tipo de construcciones, ofrecen poca o ninguna resistencia a los terremotos. Esto se demuestra a lo largo de la historia sísmica del Ecuador, en donde se tienen múltiples evidencias sobre graves daños a las viviendas de adobe, como consecuencia de los sismos, que provocan un gran número de pérdidas humanas y económicas”.*³

Gracias al bajo costo que ofrece la construcción en adobe y muchas de sus ventajas como guardar el calor y mantener un ambiente fresco, la construcción en adobe, resulta ideal para reproducir un ambiente acogedor, un ambiente ecológico y beneficioso para la salud del ser humano ya que hace posible que este pueda ser utilizado tanto en zonas de clima cálido, como en zonas de clima húmedo y frío.

Este no se incendia ni se deteriora con el tiempo y resulta óptimo para contrarrestar efectos de compresión pero crítico para contrarrestar efectos de flexión y efectos de cortante.

Teniendo en cuenta que la magnitud de un terremoto, es un valor que permite estimar la cantidad de energía liberada por un sismo en el epicentro y la intensidad, es una medida que se determina a base de los efectos generados por el sacudimiento sobre las personas, animales, construcciones y terreno,(el valor de la intensidad tiene mayor incidencia según la distancia hacia la fuente) se considera la cuantificación de las intensidades de los sismos, según las escalas de Mercalli Modificada y MSK (Medvedev-Sponheuer-Karnik) que en definitiva, según los daños ocasionados en cada terremoto se puede afirmar que

³ Reforzamientos estructural de construcciones de Adobe, Principios básicos serie 2-El Riesgo Sísmico en el Ecuador, Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional -Diciembre 2008, Quito – Ecuador.

unterremoto tiene un solo valor de magnitud, pero se asignan varios valores de intensidad en la zona, de acuerdo a los efectos y daños.

Figura 1-1: Breve Descripción de Efectos y Daños la Escala de Mercalli
Modificada

Grado	Descripción
I. Muy débil	No se advierte sino por unas pocas personas y en condiciones de perceptibilidad especialmente favorables.
II. Débil	Se percibe sólo por algunas personas en reposo, particularmente aquellas que se encuentran ubicadas en los pisos superiores de los edificios.
III. Leve	Se percibe en los interiores de los edificios y casas.
IV. Moderado	Los objetos colgantes oscilan visiblemente. La sensación percibida es semejante a la que produciría el paso de un vehículo pesado. Los automóviles detenidos se mecen.
V. fuerte	La mayoría de las personas lo percibe aun en el exterior. Los líquidos oscilan dentro de sus recipientes y pueden llegar a derramarse. Los péndulos de los relojes alteran su ritmo o se detienen. Es posible estimar la dirección principal del movimiento sísmico.
VI. Bastante Fuerte	Lo perciben todas las personas. Se siente inseguridad para caminar. Se quiebran los vidrios de las ventanas, la vajilla y los objetos frágiles. Los muebles se desplazan o se vuelcan. Se hace visible el movimiento de los árboles, o bien, se les oye crujir.
VII. Muy fuerte	Los objetos colgantes se estremecen. Se experimenta dificultad para mantenerse en pie. Se producen daños de consideración en estructuras de albañilería mal construidas o mal proyectadas. Se dañan los muebles. Caen trozos de mampostería, ladrillos, parapetos, cornisas y diversos elementos arquitectónicos. Se producen ondas en los lagos.
VIII. Destructivo	Se hace difícil e inseguro el manejo de vehículos. Se producen daños de consideración y aun el derrumbe parcial en estructuras de albañilería bien construidas. Se quiebran las ramas de los árboles. Se producen cambios en las corrientes de agua y en la temperatura de vertientes y pozos.
IX. Ruinoso	Pánico generalizado. Todos los edificios sufren grandes daños. Las casas sin cimentación se desplazan. Se quiebran algunas canalizaciones subterráneas, la tierra se fisura.
X. Desastroso	Se destruye gran parte de las estructuras de albañilería de toda especie. El agua de canales, ríos y lagos sale proyectada a las riberas.
XI. Muy desastroso	Muy pocas estructuras de albañilería quedan en pie. Los rieles de las vías férreas quedan fuertemente deformados. Las cañerías subterráneas quedan totalmente fuera de servicio.
XII. Catastrófico	El daño es casi total. Se desplazan grandes masas de roca. Los objetos saltan al aire. Los niveles y perspectivas quedan distorsionados.

Fuente: http://1.bp.blogspot.com/_7E7gpkhmETI/TLSvzpylgXI/AAAAAAAAADE/Ih_6J1ex0fc/s1600/ESCALA+DE+MERCALLI.jpg

Figura 1-2: Escala MSK (Medvédev-Sponheuer-Kárnik)

Escala Medvédev-Sponheuer-Kárnik (MSK)	
GRADO:	REPORTE:
I	No perceptible
II	Difícilmente perceptible
III	Débil
IV	Bastante notado
V	Algo fuerte
VI	Fuerte
VII	Muy fuerte
VIII	Bastante dañino
IX	Destructivo
X	Devastador
XI	Catastrófico
XII	Extremadamente catastrófico

Fuente: http://es.wikipedia.org/wiki/Escala_Medv%C3%A9dev-Sponheuer-K%C3%A1rn%C3%ADk

A continuación, se describen algunos de los efectos de terremotos que se han registrado en el Ecuador según los daños que estos han causado. Entre los sismos históricos representativos en los distintos lugares del Ecuador, se puede mencionar:

“Terremoto suscitado en gran parte de las provincias de Loja, El Oro y el Norte del Perú el 10 de Diciembre de 1970, su intensidad máxima (MSK), fue de IX donde se origina pánico general. Los reportes registran la siguiente información, Terremoto con epicentro en la costa norte del Perú, con serios efectos en el sur del Ecuador, en especial en las provincias de Loja y El Oro, además de los departamentos fronterizos peruanos. Varias cabeceras cantonales y parroquias de Loja quedaron destruidas casi completamente. Cayeron casas y templos hasta los cimientos, edificios de buena calidad semidestruídos o seriamente afectados. Grandes grietas y deslizamientos de taludes y laderas interrumpieron muchas carreteras en Loja. Poblaciones costaneras de la provincia de El Oro y el Golfo de Guayaquil, reportaron la generación de un pequeño tsunami. Presencia de licuefacción. Aproximadamente 40 muertos y casi un millar de heridos, sumados entre Ecuador y Perú. Las pérdidas materiales fueron cuantiosas y el impacto socio-económico incalculable”⁴.

Figura 1-3: 80 Mil muertos dejan Terremoto en el Perú-31 de Mayo de 1970



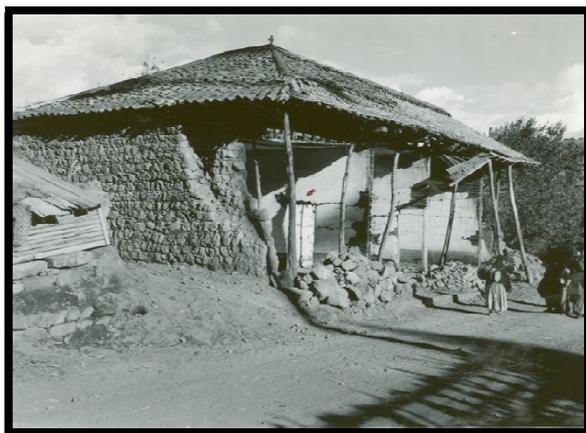
Fuente: <http://sismosenelperu.files.wordpress.com/2010/04/ancash1.jpg>

⁴ Reforzamientos estructural de construcciones de Adobe, Principios básicos serie 2-El Riesgo Sísmico en el Ecuador, Sismos Históricos que produjeron daños en la Provincia de Loja-Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional -Diciembre 2008, Quito – Ecuador.

“Terremoto cuyo epicentro se localizó, según investigaciones realizadas, en el sector de Pisayambo, donde los efectos se extendieron hacia las provincias de Tungurahua, Cotopaxi, Chimborazo, parte de Bolívar, Pichincha y Pastaza, siendo este, uno de los terremotos más desastrosos en el Ecuador suscitado el 5 de Agosto de 1949. Su intensidad máxima, según la escala de Mercalli Modificada, fue de X. Investigaciones realizadas por Egred, determinan que entre los principales efectos hubieron grandes grietas en el terreno y derrumbes, voluminosos deslizamientos en montes y caminos de toda la región, cambio del paisaje en muchos lugares y licuefacciones del terreno.

Datos estadísticos: Área afectada: 1920 km². Muertos: 6000 (dato aproximado). Personas sin hogar: 100 mil reportados: Mayor destrucción: Pelileo (100%), Píllaro (90%), Guano (80%), Ambato (75%)⁵.

Figura 1-4: Casa de Adobe afectada por terremoto de Ambato de 1949



Fuente: <http://libraryphoto.cr.usgs.gov/html/lib/btch419/btch419j/btch419z/lge00120.jpg>

“El 10 de agosto de 1990 a las 22h00 (tiempo local), se produjo un sismo de profundidad somera y magnitud 5.0 en la escala de Richter, localizado a 4 kilómetros al Noreste de Pomasquí, 4.8 kilómetros al Sureste de San Antonio de Pichincha, 10 km al Noroeste de Guayllabamba y 15 kilómetros al Noreste del aeropuerto de Quito.

A pesar de ser un sismo de magnitud moderada, sus efectos fueron notorios: 3 personas muertas y 417 familias damnificadas (5000 personas afectadas

⁵SERVICIO NACIONAL DE SISMOLOGÍA Y VULCANOLOGÍA-Escuela Politécnica Nacional-
<http://www.igepn.edu.ec/index.php/recursos/noticias/item/456-gran-terremoto-de-pelileo-5-de-agosto-de-1949.html>

aproximadamente), 900 viviendas afectadas con un costo de reparación de alrededor de 770 millones de sucres; daños a monumentos e iglesias coloniales en las zonas de Pomasquí, San Antonio de Pichincha y Calderón; 118 deslizamientos de tierra producidos a lo largo de la Panamericana Norte - entre Guayllabamba y el río Pisque - por lo que dicha vía fue cerrada por tres días en una longitud de 12 kilómetros. Las canteras ubicadas en la zona de Pomasquí fueron cerradas indefinidamente por temor a posibles deslizamientos y colapsos por efecto de las réplicas, lluvias e inestabilidad natural del material.

Los daños causados por este sismo son muy grandes para la magnitud relativamente baja del mismo. Esto se debe a varios factores: la mala calidad del material de construcción (adobe y bahareque), falta de control y vigilancia en el diseño y construcción de las obras; y, efectos de amplificación de la señal sísmica por geología local (suelo arenoso y poco consolidado, lo que produjo una intensidad VII MSK en la zona epicentral)⁶.

Figura 1-5: Casa afectada en el sector de Pomasquí por el sismo del 10 de Agosto de 1990.



*Fuente: Fotografía tomada por Mario Ruiz-
http://www.igepn.edu.ec/images/stories/466_2.jpg*

A continuación, se presenta una breve descripción de las fallas típicas en viviendas de Adobe según determinadas investigaciones donde, se concluye en la mayoría de casos, que las fallas se atribuyen principalmente a la poca resistencia

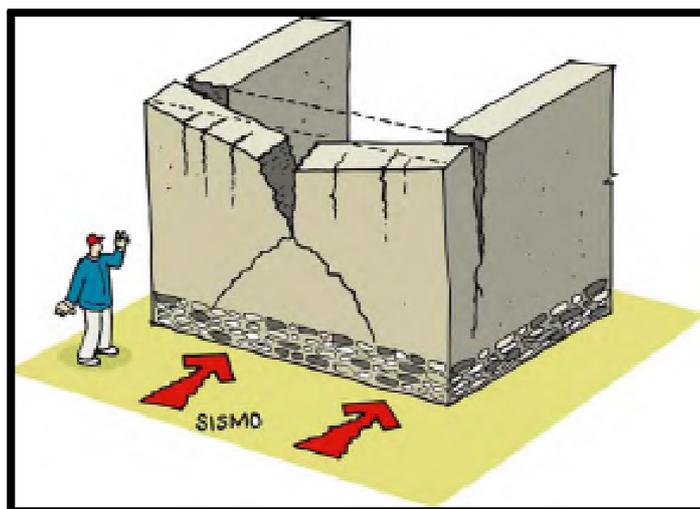
⁶<http://www.igepn.edu.ec/index.php/recursos/noticias/item/466-sismo-de-pomasqu%C3%AD-10-de-agosto-de-1990.html>-Fragmentos tomados de: Informes de Actividades del Instituto Geofísico, Escuela Politécnica Nacional. 1989 - 1990. Junio, 1991

en tracción y a la reducida y casi poca adherencia entre el adobe y su mortero de pega.

1.1.3.1 Fallas por Flexión

“Las fuerzas sísmicas que actúan sobre los muros producen esfuerzos de tracción en los encuentros de muros transversales y en las esquinas superiores. Debido a la poca resistencia a la tracción de los muros, se generan grietas en la parte superior, ocasionando la separación de los muros como se muestra en la siguiente figura”⁷.

Figura 1-6: *Falla Típica sobre paredes de Adobe o Tapial por efectos de Flexión.*



Fuente: Manual para la Rehabilitación de Viviendas Construidas en Adobe y Tapia pisada, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica-Presidencia de la republica Red de Solidaridad Social

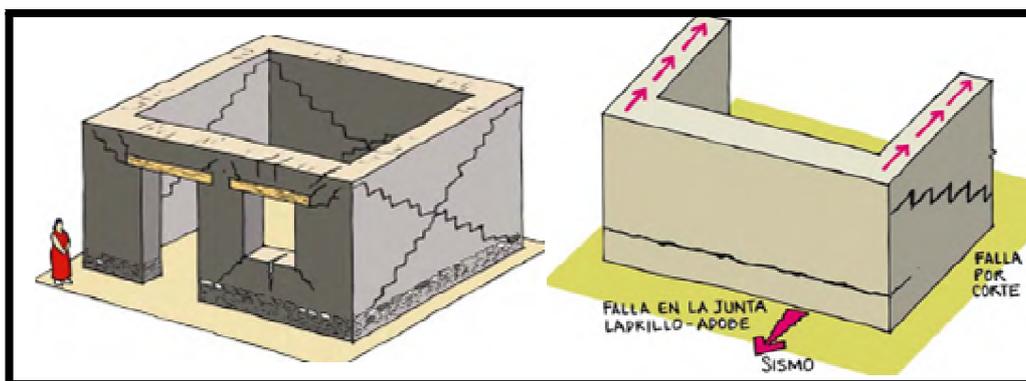
1.1.3.2 Fallas por Corte

“Cuando las fuerzas horizontales actúan paralelas al plano del muro generan grietas por esfuerzo cortante, las que generalmente presentan una orientación diagonal siguiendo las juntas verticales y horizontales de los adobes (falla escalonada)”⁸.

⁷ Tesis de Silvana del Rocío JaguacoCanchig., USO DEL ADOBE COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN, 2007, ESCUELA DE FORMACIÓN TECNOLÓGICA-EPN, Quito, Ecuador.

⁸ Tesis de Silvana del Rocío JaguacoCanchig., USO DEL ADOBE COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN, 2007, ESCUELA DE FORMACIÓN TECNOLÓGICA-EPN, Quito, Ecuador.

Figura 1-7: Falla Típica sobre paredes de Adobe o Tapial por efectos de Corte

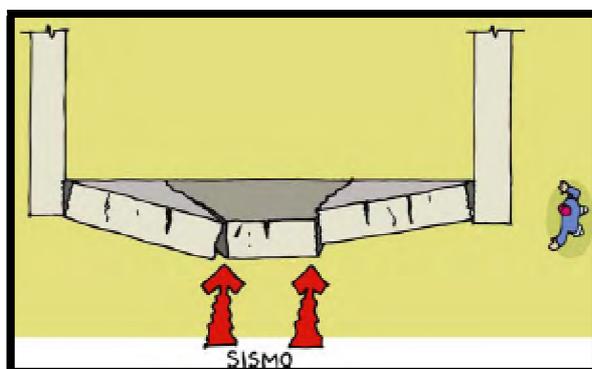


Fuente: Manual para la Rehabilitación de Viviendas Construidas en Adobe y Tapia pisada, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica-Presidencia de la republica Red de Solidaridad Social

1.1.3.3 Fallas por Volteo

“Una vez separados los muros debido a la falla de sus uniones, estos se comportaran como sólidos rígidos independientes, los que serán sometidos a grandes fuerzas sísmicas. Estas fuerzas generaran momentos actuantes que serán contrarrestados por el peso de los muros. Si el momento actuante es mayor al resistente, el muro se desploma y colapsa el techo.”⁹

Figura 1-8: Falla Típica sobre paredes de Adobe o Tapial por efectos de Volteo



Fuente: Manual para la Rehabilitación de Viviendas Construidas en Adobe y Tapia pisada, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica-Presidencia de la republica Red de Solidaridad Social

Luego de analizar varias propuestas acerca del reforzamiento de paredes de adobe, para contrarrestar los efectos antes mencionados se puntualiza un tipo de

⁹ Tesis de Silvana del Rocío JaguacoCanchig., USO DEL ADOBE COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN, 2007, ESCUELA DE FORMACIÓN TECNOLÓGICA-EPN, Quito, Ecuador.

reforzamiento que es de interés para el propósito de esta investigación, según recomendaciones dadas en él: Manual para la Rehabilitación de Viviendas Construidas en Adobe y Tapia a cargo de la ACIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica) y la Presidencia de la republica Red de Solidaridad Social.

1.1.4 REHABILITACIÓN DE MUROS

1.1.4.1 Rehabilitación con malla de acero y mortero de arena y cal

“Consiste en instalar malla con vena por franjas horizontales y verticales (simulando franjas verticales y horizontales confinadas), en las zonas críticas de los muros principales de la vivienda. Los tramos de malla se instalan en la cara interna y externa del muro en forma simultánea. Las mallas de las dos caras se interconectan con alambrones de 8mm colocado en orificios previamente perforados los cuales se rellenan con mortero de cal y arena. El amarre del alambraón y la malla se realiza únicamente en las venas de la malla. Los alambrones van espaciados cada 20 cm en promedio en las dos direcciones. Posteriormente la malla se recubre con mortero de cal y arena.”¹⁰.

Entonces, teniendo presente que la construcción artesanal en Adobe presenta muy pocas garantías de resistencia ante posibles embates sísmicos, se pretende desarrollar y probar un reforzamiento para paredes de adobe, que ayude a que éstas, puedan resistir efectos ante circunstancias donde la utilización del adobe como elemento constructivo sin ningún tipo de refuerzo, resulta crítica; De esta manera, incluir al adobe reforzado, como parte de un sistema estructural en conjunto con elementos tradicionales como malla electrosoldada y mortero de enchape.

Así mismo, dado el peligro sísmico que representa el que nuestro país se encuentre ubicado por sobre el conocido cinturón de fuego, zona de gran actividad sísmica, y debido a la existencia de una gran cantidad de edificaciones realizadas en Adobe sin refuerzo en nuestro medio, se ve la necesidad de

¹⁰ Manual para la rehabilitación de Viviendas construidas en adobe y Tapia pisada, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica-Presidencia de la republica Red de Solidaridad Social

impulsar el refuerzo de este tipo de paredes ante posibles situaciones de riesgo, por seguridad.

Finalmente, la construcción en Adobe seguirá siendo usada en el Ecuador así como en todo el mundo, por lo cual es de vital importancia para la población que actualmente vive en edificaciones cuyas paredes son de adobe, el desarrollo de tecnologías constructivas de reforzamiento teniendo en cuenta, la relación costo-beneficio, así como el considerar, un mejor comportamiento sísmico de la construcción, según estudios de investigación y aplicaciones en sitio, y la utilización de este reforzamiento con malla, como un sistema alternativo que ofrezca la misma seguridad y funcionalidad que ofrecen otros sistemas estructurales además de brindar un ambiente acogedor natural y seguro.

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCE

1.2.1 OBJETIVOS

1.2.1.1 Objetivo general

- Realizar el análisis de los efectos que se producen en los muros de Adobe reforzados con un enchape armado con malla electrosoldada, colocada en franjas de forma vertical y horizontal, sometidas a la acción de carga horizontal producida por la componente horizontal del peso propio de todo el sistema estructural, que resista al inclinar paulatinamente uno de sus lados a la vez en distintas direcciones.

1.2.1.2 Objetivos específicos

- Abrir la brecha y dejar las bases para nuevas investigaciones que consideren sistemas alternativos y que a su vez optimicen esta propuesta.
- Aportar con información experimental, bastante eficiente para futuras investigaciones principalmente para la Escuela Politécnica Nacional ya que actualmente, existen varios estudios realizados relacionados con el refuerzo de mamposterías de ladrillo y bloque artesanal pero lamentablemente, la Facultad de Ingeniería Civil no cuenta con una Investigación Experimental acerca del reforzamiento de paredes de Adobe.

- Determinar los posibles problemas así como los beneficios que nos ofrece el sistema Adobe - malla electrosoldada y mortero, y formular recomendaciones, correcciones, etc. que aporten a mejorar el sistema.
- Determinar valores de resistencia de las paredes de Adobe, sometidas a Carga Horizontal.

1.3 ALCANCE

Se busca realizar la comprobación de la resistencia del reforzamiento planteado, aplicándolo a un prototipo, es decir, una casa de adobe de conceptos arquitectónicos y dimensiones experimentales reales para posteriormente, ensayarla a Carga Lateral, carga que se producirá por efectos de la componente Horizontal debido al peso propio del prototipo, mediante la inclinación gradual de todo el conjunto en cada uno de sus lados, en todas las direcciones. El prototipo se define con las siguientes dimensiones: 3.20 x2.40 metros en planta de un solo piso con una cubierta artesanal de dos aguas.

El reforzamiento consiste en la colocación de franjas de enchape y malla electrosoldada embebida en este, con el fin de confinar las paredes y observar la resistencia de este sistema. La resistencia como ya se ha mencionado, se proporcionará a través de una malla electrosoldada que se colocó en todas las esquinas del prototipo, es decir, en todas las uniones de los muros de adobe.

Las paredes tienen un espesor de 15 cm y las franjas estarán dispuestas de tal manera que se tengan franjas de malla de 45 cm en cada vértice exterior y 27cm en cada vértice interior.

Se ensayó el sistema en condiciones críticas, por lo cual se usó una malla de 4.0 mm @ 15x15, por ser una de las más básicas en el mercado, y un mortero de enchape de baja resistencia, las capas de enchape para ambos lados antes mencionados fueron de un espesor de 3cm, con el objetivo de simular situaciones desfavorables para el presente análisis como ya se ha mencionado.

1.4 ANÁLISIS DE EXPERIENCIAS PASADAS

El Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional ha desarrollado algunas tesis donde se han analizado mamposterías por lo cual se

menciona en particular, la *“Investigación Teórico Experimental de un Sistema Estructural Alternativo, donde se realizó la comparación de efectos mediante la construcción de un modelo a escala reforzado con un enchape de malla electrosoldada y la idealización del prototipo construido proyectado utilizando programas computacionales donde se puede mencionar que la resistencia del sistema fue suficiente, pues supero no solo el 40% de su peso diseñado sino hasta el 100% del mismo”*¹¹.

Se puede mencionar la investigación realizada en las mismas instalaciones del laboratorio, llamada: *“Reforzamiento de Mampostería de Ladrillo Artesanal. La presente investigación contiene el análisis del comportamiento de una pared de mampostería construida con ladrillo artesanal sometida a la acción de cargas laterales, la determinación de su resistencia y la comparación con la resistencia obtenida después de realizar sobre la misma un reforzamiento con malla electrosoldada y enchape. El comportamiento de la mampostería en sus tres estados, muestra gran similitud durante la aplicación de carga lateral baja.*

Se nota claramente la tendencia similar en el comportamiento entre la mampostería sin reforzamiento y la reforzada nueva hasta el valor de 18 t., este valor es igual al 80% de la carga total resistida por la mampostería en su primer estado, por lo tanto es posible afirmar que a partir de este punto empieza a trabajar el reforzamiento y la mampostería propiamente dicha de forma combinada. De igual forma, el comportamiento de la mampostería agrietada reforzada es similar, pero solo hasta las 11 t. , debido a que en este estado la mampostería ya cuenta solo con su resistencia residual, proveniente principalmente a causa de la carga vertical aplicada, pero funciona como un medio de enlace entre cada cara del enchape de refuerzo.

El primer tipo de grieta se presentó a bajas solicitaciones, y es de tipo horizontal cercana a los apoyos, estuvo presente en los tres estados de la mampostería. En la original sin refuerzo se presentó al aplicar una carga lateral de -6 t con un desplazamiento en la base de 0.011 mm, en la agrietada reforzada, la misma grieta se presentó con una carga lateral de 14.8 t., y un desplazamiento en la base de 0.34 mm y por último dicha grieta se presentó en la pared reforzada

¹¹Tesis de Lenin A. Fernández P. y Patricio J. Paredes B., INVESTIGACIÓN TEÓRICO EXPERIMENTAL DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL ALTERNATIVO, 2010, EPN, Quito, Ecuador.

nueva con una carga lateral de -18 t. y el desplazamiento en la base fue de 1.51 mm¹².

En varias comunidades del estado de Oaxaca, y en otros estados de México, se puede apreciar que la utilización de adobe, es un elemento alternativo predominante para la construcción por lo que el reforzamiento de paredes de adobe en la construcción de viviendas, originó una investigación llamada "*Ensayo de Flexión Lateral en muretes de Adobe Compactado Reforzados con mallas de Acero, donde el objetivo principal fue conocer y mejorar el comportamiento estructural de la mampostería de adobe compactado mediante su reforzamiento con mallas de acero.*

El adobe compactado es un material de construcción alternativo para viviendas. Se desarrolló un ensayo experimental a flexión lateral con la finalidad de evaluar el incremento en la resistencia mecánica de muretes contruidos con adobe compactado, aplicando mallas de acero a los lados del muro (encamisado), sujetas por clavos y anclas de alambón y recubierto con mortero (cemento-arena). Se probaron dos tipos de refuerzo, uno con malla hexagonal ($f_y=3100 \text{ kg/cm}^2$, abertura 1") y otro con malla electrosoldada (6x6/10-10); incluyendo un grupo para el control sin refuerzo. El ensayo a flexión lateral es indicador de la resistencia del elemento estructural sometido a cargas laterales como las inducidas por sismo. Se diseñó y construyó un dispositivo de prueba para la aplicación de carga lateral y de apoyo, midiendo deformaciones con un sistema de extensómetros. Los resultados indican un incremento en la resistencia, con respecto al grupo testigo: 85% empleando malla hexagonal y 288% empleando malla electrosoldada. Se concluye que el empleo de mallas de acero, como material de refuerzo en muros de adobe compactado sujetos a cargas laterales, incrementa significativamente su resistencia.

Respecto al cálculo de resistencia nominal de diseño, la serie del grupo de control tuvo una resistencia de 4.18 kg/cm^2 , la serie con malla hexagonal 4.94 kg/cm^2 (18%) y la serie con malla electrosoldada 12.40 kg/cm^2 (197%), valor que representa un incremento altamente significativo¹³.

¹² Tesis de Livingston G. Angulo y Carlos E. López., REFORZAMIENTO DE MAMPOSTERÍA DE LADRILLO ARTESANAL, 2008, EPN, Quito, Ecuador.

“Por otra parte la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica en conjunto con la Presidencia de la República Red de Solidaridad Social, como ya se ha mencionado anteriormente, realizaron un amplio estudio el que se basó en el análisis acerca de un Fondo para la Reconstrucción y Desarrollo Social del Eje Cafetero cuyo análisis conllevó a la creación de un Manual Rehabilitación de Viviendas Construidas en Adobe y Tapia Pisada donde se hace mención a diferentes métodos de reforzamiento de paredes de adobe mediante la utilización de madera y malla.

En síntesis, la técnica de reforzamiento consiste en clavar una malla electrosoldada por la parte exterior e interior de las paredes de adobe, interconectando ambas mallas con alambre No.8, para posteriormente champearlas con mortero de cemento 1:4

Esta malla debe ser colocada en franjas horizontales y verticales (simulando vigas y columnas de confinamiento, respectivamente) en las zonas críticas de la vivienda, y su objetivo es, en conjunto con tarrajeo, evitar la pérdida de rigidez lateral que súbitamente se presenta en las viviendas no reforzadas cuando éstas se agrietan”¹⁴.

1.5 METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTOS DE INVESTIGACIÓN

Para el diseño y construcción de las paredes que conforman el prototipo, se tomarán en cuenta todas las consideraciones y procesos de investigación que se deben seguir según el Centro de Investigación de la Vivienda (EPN) para lo cual, se procedió de la siguiente manera:

Dimensionamiento de las paredes para conformar el prototipo para el análisis: Se pre dimensionó las paredes de forma que se logre idealizar un cajón estructural, con el fin de simular una casa de Adobe de conceptos arquitectónicos y dimensiones experimentales reales y adecuadas para el posterior ensayo considerando, las ventajas de los equipos y las restricciones con las que cuenta el laboratorio de la Vivienda como por ejemplo la capacidad de carga de la Grúa así

¹³ Lidia A. Juárez Ruiz, Tertuliano CABALLERO, Valentín J. MORALES., ENSAYO DE FLEXIÓN LATERAL EN MURETES DE ADOBE COMPACTADO REFORZADO CON MALLAS DE ACERO, CIIDIR Oaxaca I.P.N Oaxaca, México.

¹⁴ Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica-AIS., MANUAL PARA LA REHABILITACIÓN DE VIVIENDAS CONSTRUIDAS EN ADOBE Y TÁPIA PISADA.

como el de su elevación hasta una altura determinada. Luego de una serie de alternativas se determinó una casa cuyas dimensiones serán de 3.20 x 2.40 metros en planta, de un solo piso, con un entrepiso de 2.15 metros. Tendrá una viga de madera de sección transversal de 0.10 x 0.10 metros colocada en la parte superior con el fin de instalar un tímpano de 0.50 metros en cada lado corto, y finalmente colocar una cubierta tradicional de teja artesanal de dos aguas. Como se trata de idealizar una casa lo más cercana a la realidad, se considerará el colocar dinteles y marcos en la puerta y en la ventana. Las paredes se conformarán por bloques de adobe y estarán reforzadas con el enchape y la malla electrosoldada sugerida.

Diseño del Modelo para el análisis: Una vez definida una arquitectura y dimensionamiento razonable que permita contar con una vivienda de adobe real considerando todos sus elementos constructivos, se empieza por plantearse la hipótesis del posible comportamiento de todo el sistema de reforzamiento para lo cual, se realiza la evaluación de un modelo estructural. Se plantean las variantes tomando en cuenta el comportamiento estructural de cada elemento, en cuanto al dimensionamiento de la malla para el reforzamiento, la resistencia del enchape, dimensionamiento de la malla así como el espesor del enchape y de las paredes y los elementos que conformarán la cubierta.

Modelación Teórica de acuerdo a los parámetros disponibles: Luego de plantearse varias alternativas para la modelación, y de haber realizado una serie de ensayos de laboratorio de los elementos recopilados que intervendrán en el modelo como por ejemplo: los muros de enchape, las vigas de madera y los elementos constructivos que conforman la cubierta, en esta etapa se procedió a realizar una modelación del conjunto muros de enchape y cubierta.

Diseño del experimento: Una vez registradas las variables que participan en el modelo, se determina la magnitud de la fuerza de representación sísmica y en seguida se busca plasmar esta información obtenida en la construcción de una casa de adobe real para lo cual se define la magnitud, el sector y la dirección de la carga que debe ser aplicada en la casa experimental para simular la acción de una fuerza sísmica. Con el fin de obtener éxito en la investigación se debe ser cuidadoso a la hora de realizar el análisis del modelo, para contar con una

correcta recopilación de información al momento de la reproducción del modelo en la práctica, es decir, en la construcción del prototipo.

Construcción del Prototipo Experimental: Se planifica la secuencia de actividades a realizarse a fin de construir el prototipo de manera ágil y ordenada y de esta manera optimizar el tiempo para el periodo de construcción.

Ejecución del Ensayo: Se tomarán en cuenta todas las consideraciones y procesos de investigación que se deben seguir según el Centro de Investigación de la Vivienda (EPN).

Registro de información: Se recolectará y posteriormente se manejará la información obtenida una vez finalizadas todas las pruebas a las cuales se le sometió al prototipo experimental. Se genera una serie de cálculos, comparaciones con las hipótesis planteadas y finalmente se procederá a realizar la calibración del modelo con el uso de la información antes mencionada.

CAPÍTULO 2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO

2.1 INTRODUCCIÓN

La construcción del prototipo fue en el Centro de Investigaciones de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional (CIV), con materiales elaborados artesanalmente o propios del sitio, dando lugar a una de las viviendas típicas del sector rural o colonial.

Las características especiales de los equipos con lo que cuenta el CIV, incidieron básicamente el diseño del prototipo, la grúa con la que dispone el laboratorio, cuenta con una capacidad máxima de levantamiento de carga de 10 toneladas, debido a esa limitación, la construcción del prototipo debió ajustarse estrictamente en sus dimensiones, principalmente el área de implantación, alturas de los muros y espesor de los mismos, de esta manera se llegó a determinar las dimensiones definitivas las cuales nos permitieron empezar con la construcción de una plataforma metálica, que sería la base donde se implante toda la estructura.

2.2 BARRO COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN

El adobe resulta un tipo de barro que podría ser un buen elemento como materia prima para la construcción. Es abundante, económico y reciclable, excelente como regulador térmico de las variaciones de la temperatura ambiental en una habitación, provee aislamiento acústico y térmico, absorbe olores y no es atacado por el fuego. También, algunas variantes del adobe contemplan su estabilización, mediante el uso de pajas, fibra de coco, caña, majada, entre otros, así como la utilización de aglomerantes como cal, cemento, asfalto.

2.2.1 ADOBE

Se define al adobe como un bloque macizo de tierra sin cocer, el cual puede contener paja u otro material que mejore su estabilidad frente a agentes externos. Las dimensiones de las piezas son muy variables y responden tanto a la tradición

como a criterios constructivos. Las dimensiones promedio pueden variar desde 0.30m de largo, 0.15m de ancho y 0.07m de alto hasta dimensiones del orden de 0.40m de largo, 0.20m de ancho y 0.10m de alto.

“En general los ladrillos de adobe se elaboran manteniendo una proporción de $1:\frac{1}{2}:\frac{1}{4}$, entre el largo, el ancho y la altura de la pieza. Estos ejemplares se elaboran colocando el barro humedecido en un punto cercano a la plasticidad en moldes de madera con las dimensiones deseadas. Transcurridos un par de días y contraídos por el secado, se retiran los moldes para un secado a la intemperie desde 15 días a un mes sin la acción directa del sol”¹⁵.

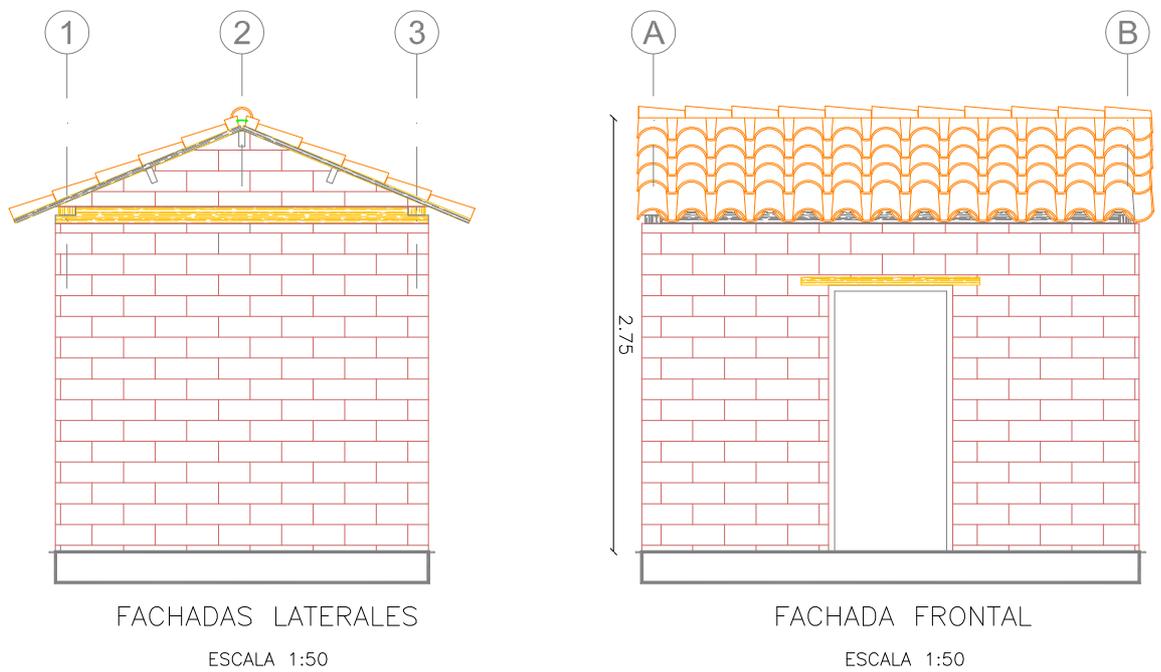
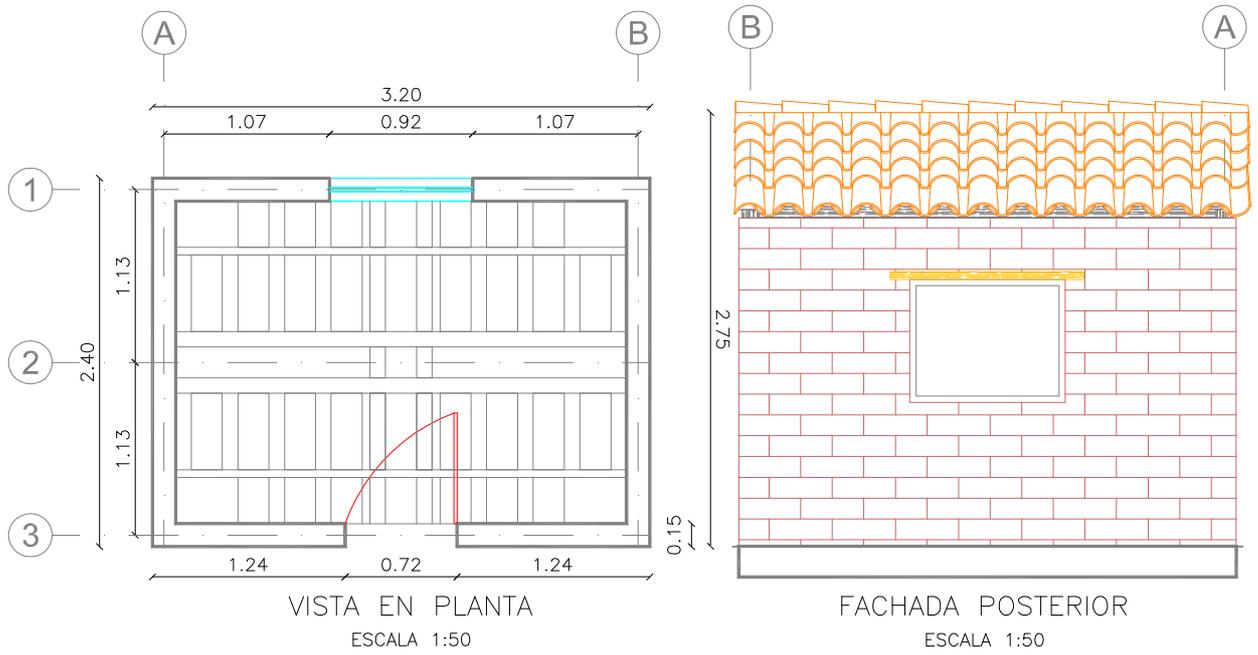
2.3 CARACTERÍSTICAS ARQUITECTÓNICAS DEL MODELO

Arquitectónicamente, la estructura modelada representa una vivienda típica de Adobe, muy común en medio colonial, considerando todos los elementos estructurales de los cuales esta se compone como son: dinteles sobre puertas y ventanas, tímpanos en las paredes, marcos en ventanas y puertas, vigas soleras sobre paredes, cubiertas artesanales de tejas, entre otros, considerando los conceptos arquitectónicos y dimensiones reales y experimentales adecuadas para el posterior ensayo.

En una edificación tradicional, los muros o paredes de Adobe soportan óptimamente el peso de la cubierta en iguales proporciones, dadas las buenas características que éste presenta a la compresión; por lo tanto para el modelo no se ha considerado la acción de cargas verticales sino solamente los efectos producidos por la carga lateral dadas las deficiencias comprobadas en investigaciones previamente realizadas y constatadas en nuestro propio medio, como efectos de flexión, corte y volteo básicamente, efectos considerados en los antecedentes descritos en el anterior capítulo. Por tal razón, se propone reforzar las paredes del modelo, garantizando la integridad y seguridad humana de las personas que habiten en éste y prevenir el daño parcial o total de la estructura y permitir su reparación o rehabilitación.

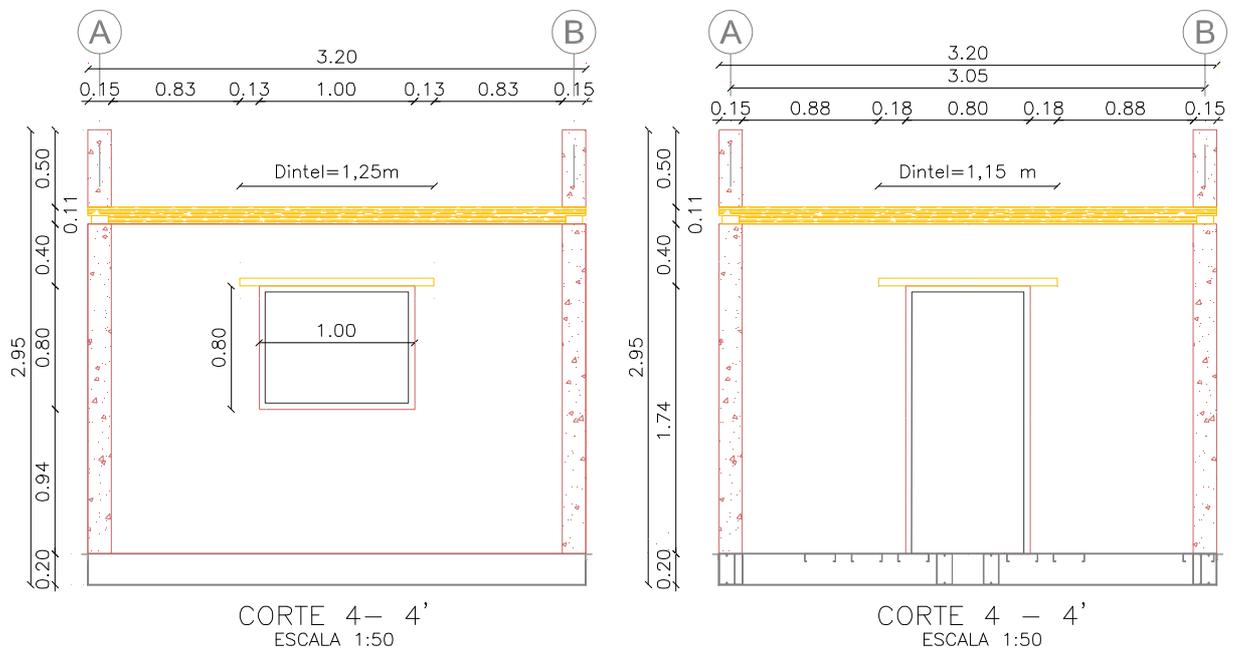
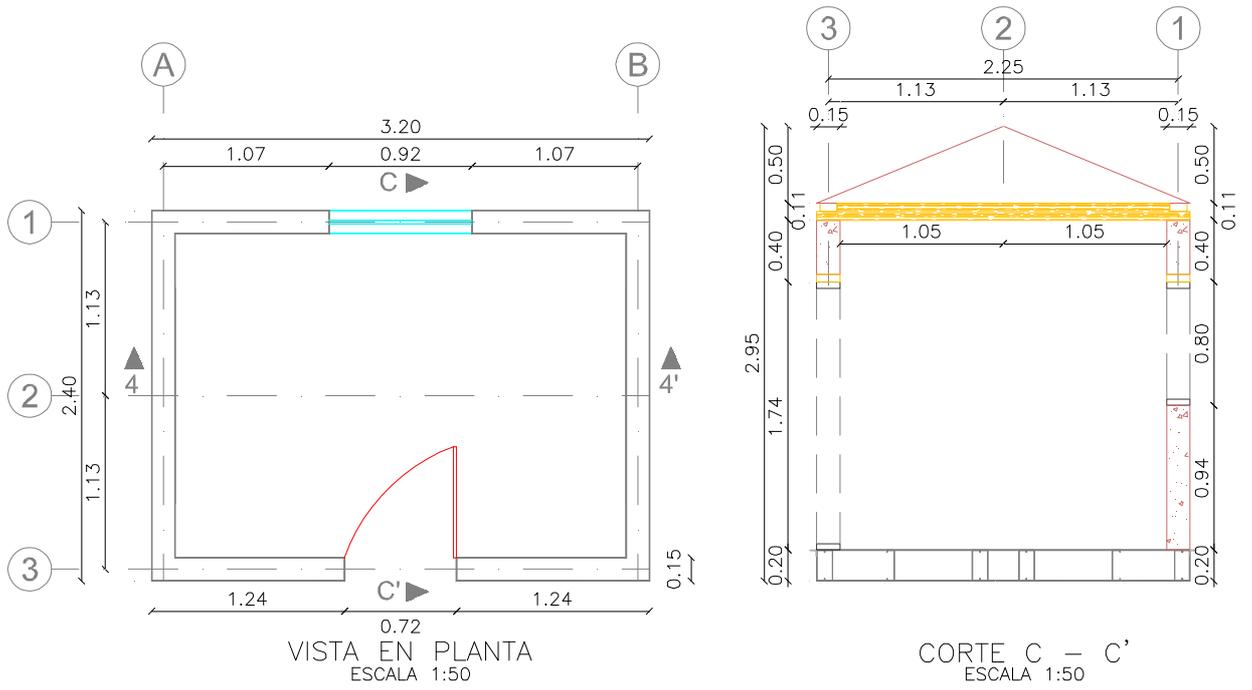
¹⁵ Asociación Colombiana de ingeniería sísmica -AIS- MANUAL PARA LA REHABILITACIÓN DE VIVIENDAS CONSTRUIDAS DE ADOBE Y TAPIA PISADA.

Figura 2-1: Descripción Arquitectónica del Modelo



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 2-2: Cortes Arquitectónicos del Modelo



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

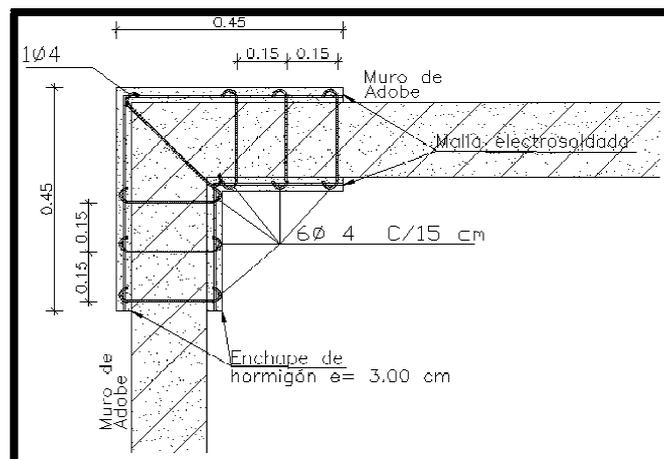
2.4 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL MODELO

En el tema estructural, motivo principal para el desarrollado de esta tesis, se considera que el prototipo está constituido por paredes de adobe, paredes conformadas por bloques (de tierra crudos). En esta ocasión, el sismo es el principal fenómeno que interviene directamente en el estudio de los posibles daños que éste causaría aplicado en el modelo y llevado a cabo en el prototipo. Se ha propuesto un sistema estructural que consiste en el reforzamiento de las partes en los sitios más vulnerables, que se han considerado en los antecedentes del capítulo anterior.

En esta tesis, se llama enchape únicamente a las franjas horizontales y verticales en las esquinas de las paredes del modelo, entonces, se dispuso franjas en forma vertical y horizontal en las esquinas de los muros conectadas mediante el uso de varillas de 4.0 mm tipo gancho. Estas franjas tienen un ancho de 45 cm en la cara exterior y 27cm en la cara interior. La malla colocada para el análisis es de 4.0 mm @ 15x15. Conocida en el medio comercial como la malla electrosoldada R-84 (ARMEX). Esta se aprecia en las figuras 2-3 y 2-4.

A todo este sistema de franjas se colocó un mortero de enchape de moderada resistencia ($f'c = 40 \text{ kg/cm}^2$) con un espesor de 3 cm.

Figura 2-3: Esquema de colocación de conectores de franjas de enchape



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

En lo referente a la recomendación de la norma peruana, “...este tipo de estructuras tradicionalmente se construyen sobre cimientos corridos. En suelos compresibles o con posibilidades de asentamientos diferenciales deberá estudiarse la conveniencia de utilizar cimentaciones profundas.

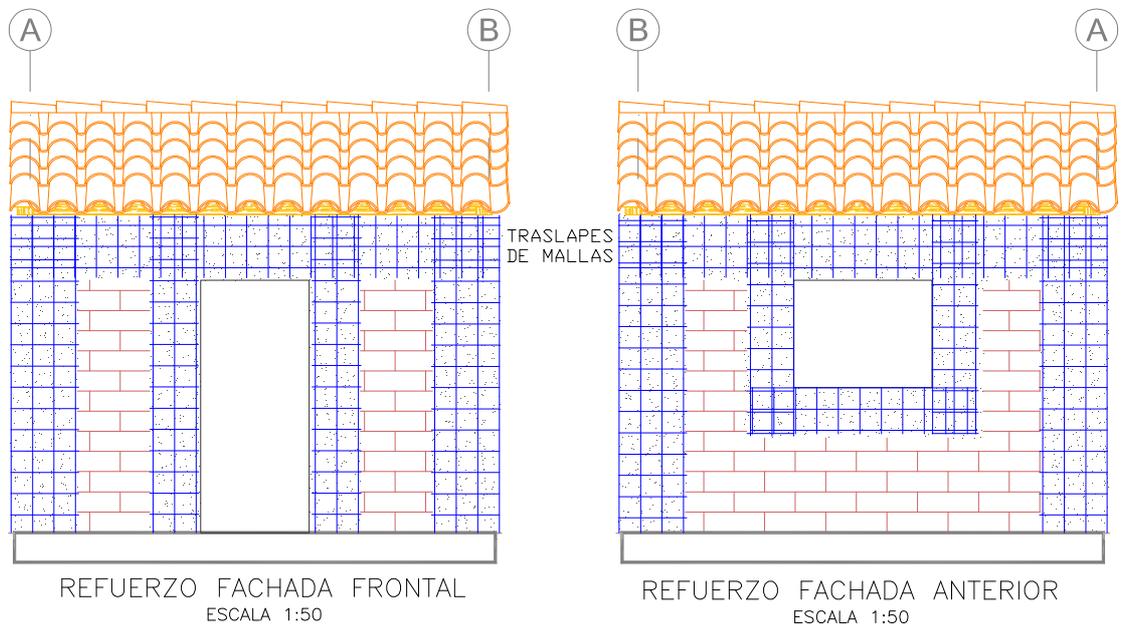
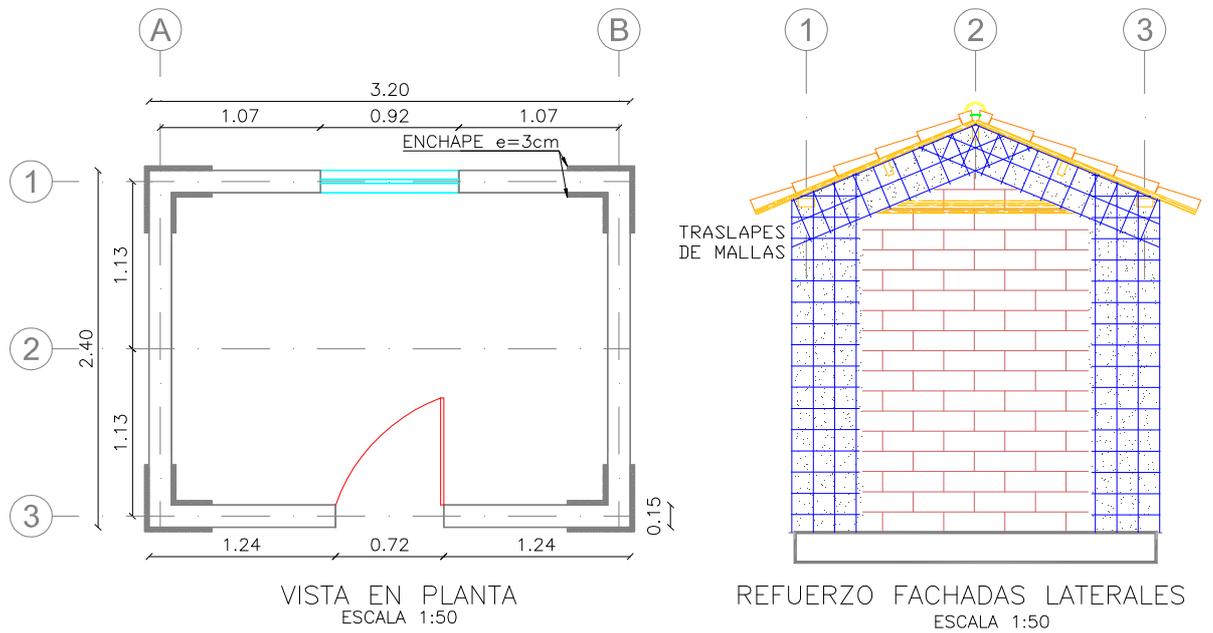
No se hará construcciones de adobe en suelos granulares sueltos, suelos cohesivos blandos ni en arcillas expansivas tampoco en zonas de inundaciones, cauces de avalanchas, aluviones, o con suelos con inestabilidad geológica.

La cimentación deberá transmitir la carga de los muros al terreno de acuerdo al esfuerzo permisible y tendrá una profundidad mínima de 60 cm medida a partir del terreno natural y un ancho mínimo de 40 cm¹⁶.

Considerando lo antes mencionado, se construyó una plataforma metálica por medio de la cual se pretende transmitir los pesos totales del modelo en forma distribuida; esta estructura metálica está diseñada para soportar las diferentes cargas dinámicas que se producen en el momento del ensayo. A esta estructura se le colocó unos ganchos, debidamente diseñados, en las cuatro esquinas; estos nos permiten agarrar las cadenas para realizar los levantamientos respectivos que se describen en los capítulos posteriores.

¹⁶ Normas de Diseño sismo-resistente del ADOBE E.080 Perú 2006

Figura 2-4: Descripción Estructural del Modelo Reforzado



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

2.5 DISEÑO DEL MODELO

2.5.1 ALTURA DE LAS PAREDES

Para el prototipo se ha considerado lo dispuesto en la Norma del Perú, así como la restricción física del laboratorio. A continuación, se presenta una breve descripción:

“Tomando en cuenta la esbeltez (λ), la relación altura y ancho de la mampostería, se debe cumplir con la siguiente relación: $8 \leq \lambda \leq 9$, en la cual se deben colocar arriostres y refuerzos obligatorios, mediante vigas soleras, incluyendo elementos de refuerzo horizontales y verticales en la conexión entre los muros; donde finalmente se tiene un espesor mínimo entre 0.30 – 0.50 cm y una altura máxima de 2.30 m. Además, se considera que la longitud máxima del muro entre los arriostres verticales será de 12 veces el espesor del muro”¹⁷.

Por las consideraciones antes mencionadas y las características del prototipo, este resultaría estar conformado por paredes de 30cm de espesor, estructurándose así muros conformados por dos hileras. Para el presente proyecto, se decide comprobar el estudio técnico de reforzamiento de las paredes en la contribución directa o indirecta de su estabilidad. Entonces, se planteó la realización de muros conformados por una sola hilera dando lugar a paredes de 15cm de espesor, dimensión muy común en ese tipo de bloques de adobes elaborados artesanalmente, así mismo por consiguiente se define una altura de 2.15 m.

Por las características que presenta esta edificación, se ve claramente que está en condiciones muy desfavorables, esto nos permitirá determinar resultados aproximados que estén acorde a la realidad.

¹⁷ Normas de Diseño sismo-resistente del ADOBE E.080 Perú 2006

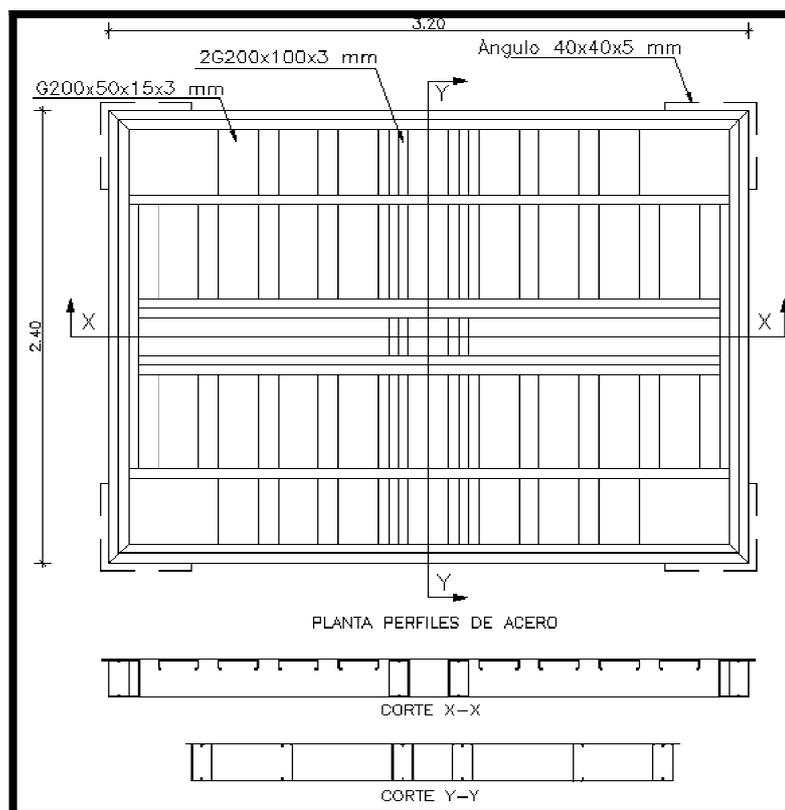
2.5.2 DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA PLATAFORMA DE ACERO

2.5.2.1 Definición

Una vez registrados todos y cada uno de los pesos de los elementos que intervendrán en el modelo, se realiza el pre diseño y comprobación de una plataforma conformada por perfiles de acero, capaces de soportar el levantamiento de todo el prototipo, una vez culminada la construcción de este.

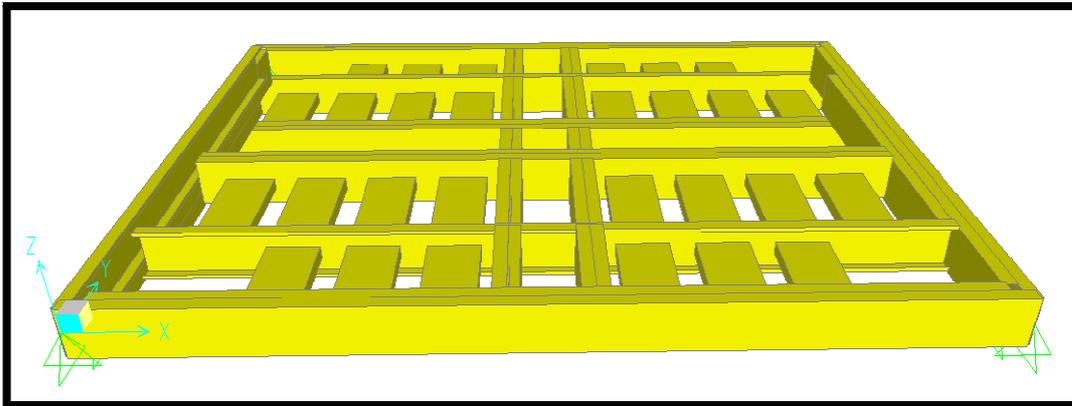
Se define una estructura cuyas dimensiones son de 3.20 metros de largo y 2.40 metros de ancho. Esta será conformada por un marco constituido por perfiles de acero soldados entre sí, formando una sección 2G200x100x3. En su interior, este marco estará arriostrado por perfiles individuales tipo G200x50x15x3, como se muestra en las figuras 2-5 y 2-6.

Figura 2-5: Descripción de los Perfiles de Acero que conforman la Plataforma



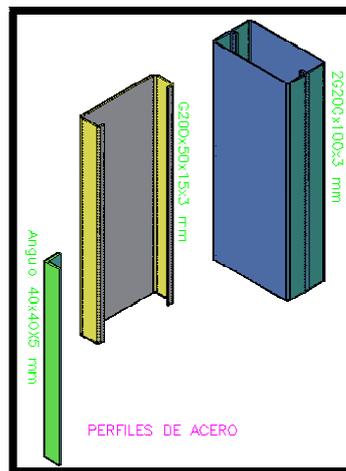
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 2-6: Vista 3D de la Plataforma, modelada en el programa SAP 2000



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 2-7: Tipos de perfiles utilizados para el diseño de la Plataforma



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 2.1: Dimensiones De los perfiles que conforman las Plataforma



DENOM.	DIMENSIONES				PESO		AREA
	h:mm	b:mm	c:mm	e:mm	kg/m	kg/6m	cm ²
CG	200	50	15	3	7,31	43,84	9,31

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

2.5.2.2 Comprobación de la plataforma de acero

2.5.2.2.1 Modelación

A continuación, se puntualiza todos y cada uno de los materiales que se utilizaron para la modelación y comprobación de la plataforma de acero mediante la utilización del software de diseño integral, SAP 2000 v.14.

2.5.2.2.2 Material acero A36

Material con el cual identificamos a todos los perfiles de acero laminados en frío antes mencionados, planchas delgadas de Acero al carbono, utilizadas según la norma INEN 1623-00. Las propiedades más relevantes a considerarse para utilizarse en el programa son las siguientes:

$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo de fluencia Mínimo

2.5.2.2.3 Sección G200X50X15X3

Secciones con las cuales se rigidiza los espacios creados en el interior del marco estructural superficialmente.

NOMBRE = G200X50X15X3

MATERIAL = ACERO A36 (vease sección 2.5.2.2.4)

FRAME = PERFIL G200X50X15X3 mm

2.5.2.2.4 Cargas

A continuación, se realiza un resumen de las cargas que se consideran estarán presentes sobre cada uno de los perfiles que conforman el marco estructural:

Tabla 2.2: Consideración de Cargas de Servicio para el diseño de la Plataforma

Fachada:	Longitud: m	Peso Pared Adobe: Ton	Peso Enchape/ Pared: Ton	Peso Malla/ Pared: Ton	Peso Aportante Cubierta/ Pared: Ton	TOTAL: Ton	W:Ton /m
FACH. FRONTAL:	3,20	1,07	0,41	0,01	0,19	1,69	0,53
FACH. TRASERA:	3,20	1,17	0,40	0,01	0,19	1,77	0,55
FACH. LAT. IZQ:	2,40	1,11	0,25	0,01	0,12	1,48	0,62
FACH. LAT. DER:	2,40	1,11	0,25	0,01	0,12	1,48	0,62

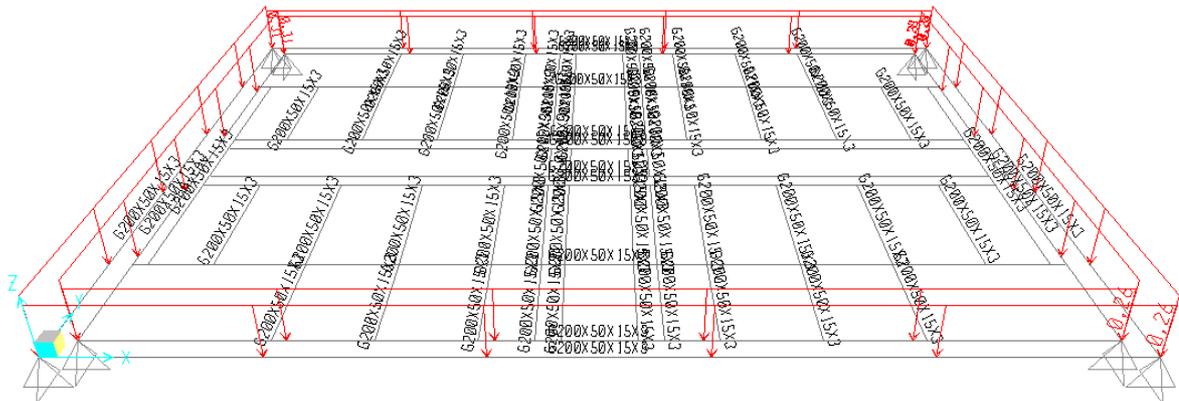
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

La carga denominada W, se divide en dos partes correspondientes a cada perfil que conforma el marco estructural antes mencionado de esta manera, se idealiza

que los marcos exteriores, están constituidos por la unión de dos perfiles G200X50X15X3.

2.5.2.2.5 Colocación de las cargas sobre el marco estructural

Figura 2-8: Vista 3D de la Plataforma, aplicadas las cargas de servicio



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

2.5.2.2.6 Combinaciones de carga ASD_ASCE/SEI 7-052.4.1

Por tratarse de una verificación de la estructura, se registran combinaciones de carga debido al peso propio de la estructura, D y debido al peso que se le aplicará para el análisis por efecto de la presencia de las paredes de adobe, el peso del enchape, el peso de la malla y el peso aportante por la cubierta todo esto representado en una sola carga denominada W. Entonces se asume que W será una carga viva únicamente por cuestiones de comprobación del sistema y despreciaremos el efecto sísmico:

COMB1: 1.0D

COMB2: 1.0D+1.0L

COMB3: 1.0D+0.75L

Todos los parámetros que se mencionan, fueron ingresados en Ton-m, en el programa.

2.5.2.3 Comprobación de la estructura mediante el análisis AISI-ASD96 en el programa SAP2000.

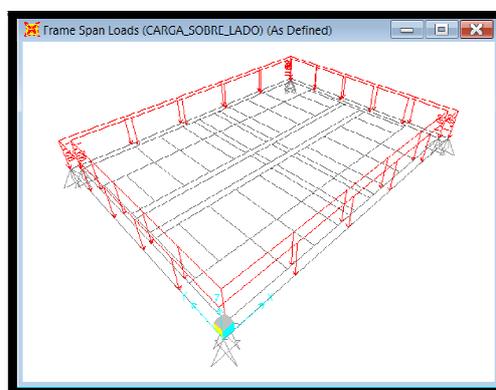
AISI-ASD96 COLD-FORMED STEEL SECTION CHECK						
Units: Tonf, m, C						
Frame : 22	Design Sect: G200X50X15X3					
X Mid : 1,587	Design Type: Beam					
Y Mid : 0,076	Frame Type: Braced					
Z Mid : 0,000	Sect Class: Slender					
Length : 3,022	Major Axis: 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 0,561	RLLF : 1,000					
Area : 9,136E-04	SMajor : 4,929E-05	AMajor : 5,439E-04	rMajor : 0,073			
IMajor : 4,929E-06	SIMinor : 6,326E-06	AMinor : 1,878E-04	rMinor : 0,016			
IMinor : 0,000	E : 2070053,971					
Txy : 0,000	Fy : 35153,481					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,561	0,000	-0,007	0,000	0,076	0,000	0,000
PHM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (C5.1.1-2)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,007	0,000	0,007	0,000	1,000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
Axial Force	P	Pn Capacity	Pn0 Capacity	Tn Capacity	0negat Factor	0negac Factor
	0,000	22,539	23,941	32,115	1,670	1,800
MOMENT DESIGN						
Major Moment	H Moment	Mn Capacity	Mn(Yield) Capacity	Mn(LTB) Capacity	Mnt Capacity	
	-0,007	1,657	1,657	1,657	1,733	
Minor Moment	0,000	0,222	0,222	0,222	0,714	
Major Moment	Cn Factor	Alpha Factor	K Factor	L Factor	Ctf Factor	Cb Factor
	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,737
Minor Moment	1,000	1,000	1,000	0,186		

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

2.5.2.4 Iteración y predicción de carga de falla del sistema

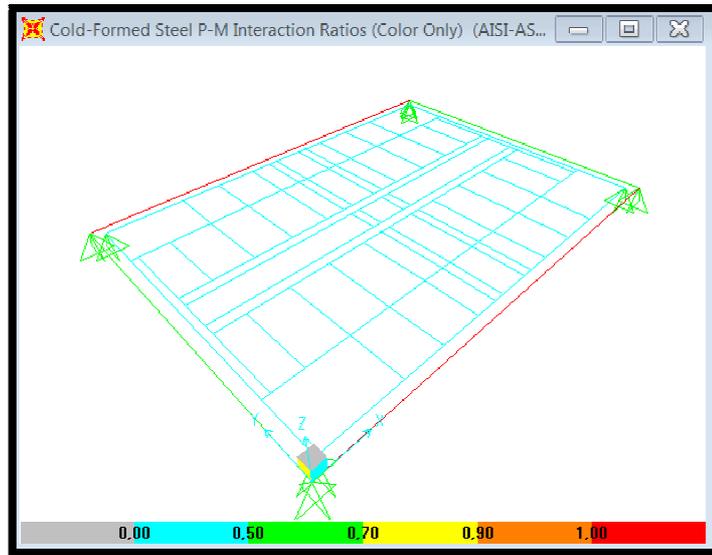
Luego de haber realizado varias corridas del modelo, se puede mencionar que el diseño de la plataforma, es apto para soportar las cargas que se le pretende aplicar durante el desarrollo del ensayo, resistiendo óptimamente incluso considerando una rigidez extra, al momento de colocar los perfiles al interior del marco estructural para arriostrar el mismo. Así mismo se puede notar que la plataforma no pasa en las relaciones de capacidad sobre demanda al momento de colocarle una carga distribuida mayor o igual a 2.0 T-m repartida en cada uno de sus lados como se muestra en la figura 2-11.

Figura 2-11: Carga de deflexión Inminente de los elementos que conforman el Marco exterior de la Plataforma



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 2-12: Análisis de Iteración AISI-ASD96 de los elementos del Marco Exterior de la plataforma con la carga de Falla



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 2-13: Secciones de los perfiles Laminados en frio sobre esforzadas- Análisis AISI-ASD96 con carga de Falla

AISI-ASD96 COLD-FORMED STEEL SECTION CHECK						
Units : Tonf, m, C						
Frame : 21	Design Sect: G200X50X15X3					
X Mid : 1,587	Design Type: Beam					
Y Mid : 0,000	Frame Type : Braced					
Z Mid : 0,000	Sect Class : Slender					
Length : 3,175	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 3,175	RLLF : 1,000					
Area : 9,136E-04	SMajor : 4,929E-05	RMajor: 5,439E-04	RMajor : 0,073			
IMajor : 4,929E-06	SMInor : 6,326E-06	RMInor: 1,878E-04	RMInor : 0,016			
IMInor : 0,000	E : 28748553,971					
Ixy : 0,000	Fy : 35153,481					
DESIGN MESSAGES						
Error: Section overstressed						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	H33	H22	U2	U3	T
3,175	0,000	0,846	0,000	-1,599	0,000	0,000
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (CS.1.1-2)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	1,116	= 0,000	+ 1,116	+ 0,000	1,000	Overstress
AXIAL FORCE DESIGN						
	P Force	Pn Capacity	Pn0 Capacity	Tn Capacity	Omegat Factor	Omegac Factor
Axial	0,000	4,296	23,941	32,115	1,670	1,800
MOMENT DESIGN						
	M Moment	Mn Capacity	Mn(Yield) Capacity	Mn(LTB) Capacity	Mnt Capacity	
Major Moment	0,846	1,266	1,657	1,266	1,733	
Minor Moment	0,000	0,222	0,222	0,222	0,714	
	Cm Factor	Alpha Factor	K Factor	L Factor	CTF Factor	Cb Factor
Major Moment	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	2,505
Minor Moment	1,000	1,000	1,000	1,000		

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

2.5.3 DISEÑO DE LOS GANCHOS DE AGARRE DE LA PLATAFORMA

2.5.3.1 Definición

Para la verificación de la forma y dimensiones asumidas para las orejas o ganchos de agarre de la plataforma al momento de realizar el levantamiento de todo el prototipo, se consideró tomar todos los criterios más desfavorables para los ganchos por el tema de la seguridad, con el objetivo de evitar posibles fallas durante las pruebas. El material que se utilizó para los ganchos fueron varillas de acero corrugado de grado 60. Para este se presume la deformación que sufriría internamente nuestro gancho, al someterle a una fuerza externa determinada.

$$(2-1) \quad \sigma = \frac{F}{A}$$

Dónde:

σ : Esfuerzo Unitario [kg/cm²]

F: Carga Aplicada [kg]

A: Área sobre la cual actúa la carga [cm²]

$$(2-2) \quad A = \pi r^2$$

La fuerza que actuará sobre cada gancho de agarre será la obtenida de la división para cuatro de todo el peso total de nuestra casa experimental mayorada en un 40% es decir multiplicando 1.4 por el peso Total de la casa.

Tabla 2.3: Pesos considerados para el diseño de los Ganchos de Agarre

PESO TOTAL REAL CASA ADOBE:	6.28	Ton
PESO CASA FACTOR MAYORACIÓN:	8.79	Ton
PESO VERIFICACIÓN DE GANCHOS:	8.79	Ton

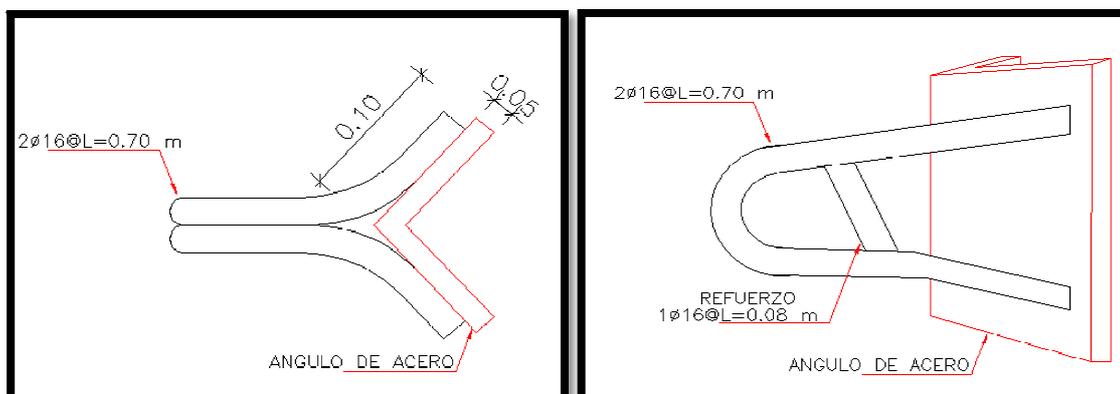
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

DATOS:

F=	2.20 Ton
F=	2197.15 Kg
σ =	4200.00 Kg/cm ² ESFUERZO DE FLUENCIA ACERO
σ =	4.20 Ton/cm ²
r ² =	0.17 cm ²
r=	0.41 cm
r=	4 mm
Φ m=	1.40 FACTOR DE MAYORACIÓN
Φ m=	5.71 mm
Φ ad%=	30.00 INCREMENTO POR ACCIÓN DINÁMICA
Φ ad=	1.22 mm
r _{total} =	11.02 mm
r _{escogido} =	16.00 mm

Se ha sobredimensionado cada gancho por temas de seguridad casi en un 68.86% del diámetro original obtenido del cálculo. Se decide colocar dos varillas de acero corrugado de diámetro 16 mm soldadas juntas a una plancha de 5 mm de espesor tipo Angulo de acero como se indica en la figura 2-14.

Figura 2-14: Esquematación de los Ganchos soldados con planchas de Acero



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

“Todas las conexiones para los ganchos así como las conexiones entre perfiles, serán realizadas con soldadura de Aceros al Carbono y de baja aleación MG 7018 MESSE adecuada para este tipo de estructuras”¹⁸.

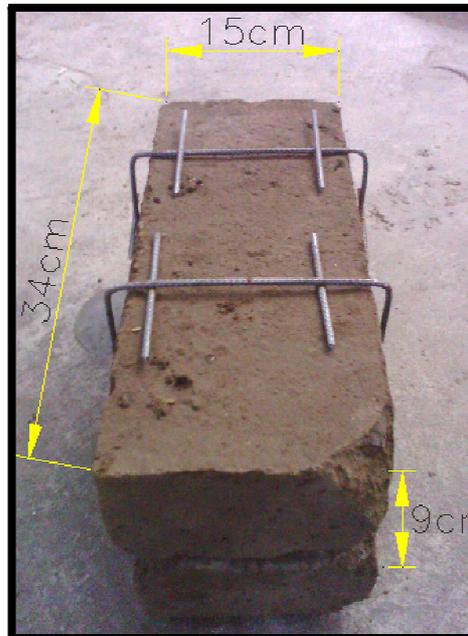
2.5.4 HIPOTESIS DE CARGA

2.5.4.1 Carga vertical

2.5.4.1.1 Plataforma metálica: Peso=0.47t

2.5.4.1.2 Paredes

Figura 2-15: Dimensiones promedio de los Bloques de tierra cruda



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

La unión entre los bloques de adobe mediante el mortero es de 2.00 cm aproximadamente.

-Peso específico del Adobe = 1285 kg/m^3 (Considerando que el mortero de pega es proveniente del mismo material del adobe, se asume que es una pared maciza).

-Volumen de paredes = 3.46 m^3

¹⁸ NORMA AWS/ASME DIN 1913-CLASIFICACIÓN E6013 E51 55 B10

-Número de adobes = $3.46 \text{ m}^3 / (0.34 * 0.09 * 0.15) \text{ m}^3/\text{unidad} = 755 \text{ unidades}$

-Peso de paredes total = 4.45 Ton

- Peso Otros = se considera los pesos de la malla, clavos, dinteles de la ventana y puerta, mortero de cemento utilizado en el ensamble de la cubierta para pegar las tejas.

- Peso extra = 0.05Ton

2.5.4.1.3 Enchape

- Peso específico = 1840 kg/m^3

- Volumen exterior = 0.40 m^3

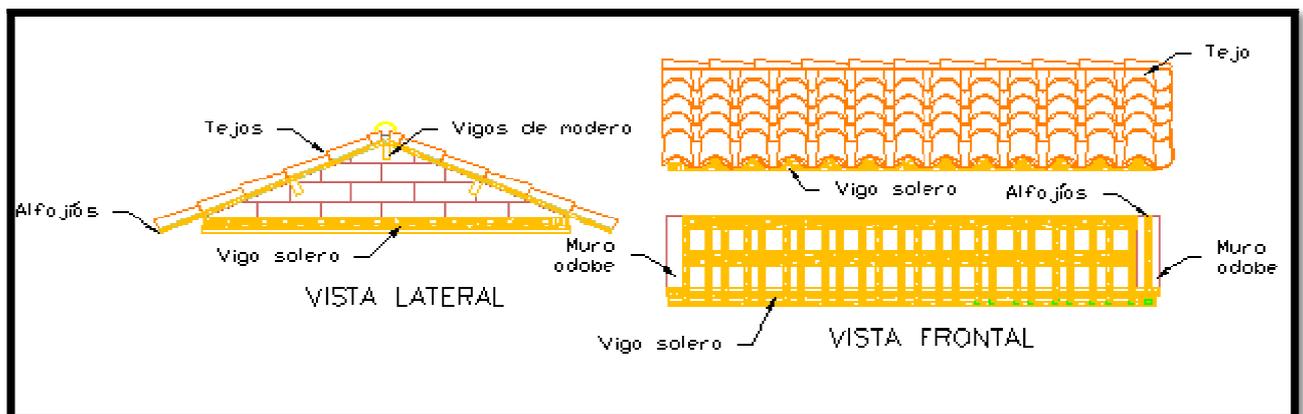
- Volumen interior = 0.30 m^3

- Volumen total = 0.71 m^3

- Peso del enchape = $0.71 \text{ m}^3 * 1840 \text{ kg/m}^3 / 1000 = 1.30 \text{ Ton}$

2.5.4.1.4 Cubierta

Figura 2-16: Descripción de la Cubierta Artesanal de madera



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

“Los techos deberán en lo posible ser livianos, distribuyendo su carga en los muros de manera uniforme, además, deberán estar adecuadamente sujetos a éstos a través de una viga solera”¹⁹.

¹⁹ Normas de Diseño sismo-resistente del ADOBE E.080 /6.5. Techos/Perú 2006

“Existen diferentes diseños de cubiertas como por ejemplo: cubiertas de un agua, dos aguas y cuatro aguas, las cubiertas a dos aguas son construcciones sencillas, pero requieren tímpanos que no son recomendables debido a que pueden colapsar por efectos de fallas por flexión o volteo. Para el diseño de viviendas sismo-resistentes se recomienda cubiertas a cuatro aguas, para evitar colapsos de los tímpanos en presencia de fuerzas laterales”²⁰.

Para el prototipo, se adoptó una cubierta de dos aguas y la colocación de las franjas inclinadas sobre las culatas laterales externa e internamente.

Las características más comunes de una casa de adobe, es que esta viene constituida por una cubierta tradicionalmente elaborada en madera, la cual están asentada en vigas soleras de madera. Para el proyecto se utilizó una viga de sección transversal de 11x11 cm, esta será la base de las alfajías que están colocadas cada 10cm y 15cm, mediante esta separación se permite que la teja se acomode a su forma y dimensión. Esta viga solera permite la transmisión de las cargas vivas y muertas de la cubierta de manera uniforme sobre los muros donde está apoyada.

Se colocó 3 vigas tipo correas para garantizar el soporte de las alfajías y tejas

- Numero de tejas = 275 unidades
- Peso por unidad = 1.14kg
- Peso de la teja = 0.31 Ton
- Peso de la viga solera = 0.03Ton (Tipo de madera Chanúl)
- Correas de madera = 0.01 Ton(Tipo de madera Aguacatillo)
- Peso de alfajías = 0.08 Ton (Tipo de madera Aguacatillo)

Peso de la cubierta = 0.45 Ton

2.5.4.1.5 Carga muerta total

Peso plataforma = 0.47 Ton

Peso paredes de adobe = 4.45 Ton

²⁰GernotMinke/Manual de construcción para viviendas antisísmicas de Tierra/Noviembre 2001/Pág. 38

Peso enchape = 1.31 Ton

Peso cubierta = 0.47Ton

Otros pesos = 0.05 Ton

Peso total carga muerta = 6.28 Ton

2.5.4.1.6 Carga viva total

$$CV = 0.05 \text{ t/m}^2$$

2.5.4.2 Carga horizontal²¹

$$V = \frac{Z.I.C}{R.\phi_e.\phi_p} . W \quad (2-3)$$

- Z = 0.4 Quito, Pichincha se ubica en la zona 4
- I = 1.0 Otras estructuras
 - Ct = 0.06 Pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o con diagonales y para otras

$$H_n = 2.75 * 1 = 2.75\text{m} \quad (2-4)$$

$$T = Ct * hn^{3/4} \quad (2-5)$$

- T = 0.06 * 2.75^{3/4} = 0.128
- S = 1.5 S3: Suelos blandos y estrato profundo Cm = 2.8

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T} \quad (2-6)$$

- $C = \frac{1.25 * 1.5^{1.5}}{0.128}$
- C = 17.92
- Pero: 0.50 < C < Cm
- Como C > Cm, por tanto C = 2.8
- *“Si bien se conoce claramente que los factores de reducción de resistencia R dependen realmente de muchas variables, del tipo de estructura, del tipo de suelo, del período de vibración considerado y de los factores de ductilidad, sobre-resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite, se ha simplificado a un parámetro*

²¹ Instituto Ecuatoriano de Normalización, CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN, Quito, Ecuador

constante dependiente únicamente de la tipología estructural.²² Por lo mencionado anteriormente se adoptó el factor de reducción $R = 3$, pues se aplica a estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada²³.

- $\phi_p = 1.0$
- $\phi_e = 1.0$
- $V = \frac{0.4 \cdot 1.00 \cdot 2.80}{3.00 \cdot 1.00 \cdot 1.00} * W$
- $V = 37\% W \sim 40\% W$
- $V = 2.50 \text{ Ton}$

²² Instituto Ecuatoriano de Normalización, CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION, Quito, Ecuador

²³ Jacinto Rivas (2006), ANÁLISIS DE RELACIÓN DE ASPECTOS DE MUROS ESTRUCTURALES, Tesis EPN

CAPÍTULO 3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

3.1 MATERIALES DE ESTUDIO

En el proyecto se han utilizado materiales naturales y artificiales, los cuales han sido sometidos a ensayos para identificar las características de los mismos.

Los elementos principales que han sido objeto de estudio, son los mampuestos (adobe), mortero de pega (barro) y el enchape (hormigón).

3.2 ENSAYO DE GRANULOMETRÍA²⁴

3.2.1 OBJETIVO

Determinar el porcentaje que pasa de los diferentes tamaños de los componentes de la muestra, es decir, distribución por el tamaño de las partículas de los agregados gruesos y finos

3.2.2 RESUMEN

El procedimiento se basa en pasar una muestra del material, constituido de adobe seco, de masa determinada, a través de tamices con aberturas progresivamente más pequeñas.

“Este proceso mecánico, hace una separación porcentual de las partículas del suelo en sus diferentes tamaños; según la norma aplicada, se requiere de los siguientes tamices por los cuales debe pasar la muestra: tamiz N° 3/8, 4, 10, 20, 40 y 200”²⁵.

3.2.3 EQUIPO

- Recipientes
- Balanza

²⁴NORMA: ASTM D 421, ASTM D 422

²⁵NORMA: ASTM D 421, ASTM D 422

Figura 3-1: Balanza Electrónica



Fuente: Laboratorio de Suelos Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Politécnica Nacional

Tamices.- Los tamices con aberturas cuadradas conformarán los requisitos de la norma ASTM D 421 y estarán montados en marcos construidos de manera que eviten la pérdida de finos durante el tamizado.

Horno.- El horno será capaz de mantener una temperatura uniforme de $110 \pm 5^\circ \text{C}$ ($230 \pm 9^\circ \text{F}$).

Figura 3-2: Horno para el secado de muestras



Fuente: Laboratorio de Suelos Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Politécnica Nacional

3.2.4 PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

La muestra a prepararse es de 150 gr, que será previamente secada en el horno a una temperatura de 110°C por un periodo de 24 horas, como lo indica la norma.

3.2.5 PROCEDIMIENTO

- La muestra seca se hará pasar por una serie de tamices que ya fueron indicados anteriormente. El tamizado será realizado manualmente durante un minuto.
- Se recoge el material retenido de cada tamiz en recipientes mediante el lavado del agua, este material (agua + material) se lo vuelve a secar y así se obtiene el peso seco de cada uno de ellos. Todos los valores obtenidos deberán ser tabulados.

Figura 3-3: Tamices apilados según la Norma ASTM-D-421



Fuente: Laboratorio de Suelos Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Politécnica Nacional

3.2.6 CÁLCULOS

Se calculan los porcentajes en función del peso total de la muestra incluyendo el material menor que pasa por el tamiz 0.075 mm (Nº 200) que, previamente ha sido determinado de acuerdo con la norma. Los porcentajes deberán ser números cerrados para lo cual, se han utilizado las siguientes expresiones:

$$\text{-----} \quad (3-1)$$

$$(3-2)$$

Tabla 3.1: Granulometría de la Muestra de suelo para la fabricación de los Bloques de Adobe

GLANULOMETRÍA					
NORMA: ASTM D 421 ASTM D 422				PESO INICIAL: 149,4	
Tamiz N°.	Abertura Tamiz (mm)	Peso Retenido (gr)	Porcentaje Retenido (%)	Porcentaje Acumulado (%)	Porcentaje Pasante (%)
3/8	9,50	0	0,00	0,00	100,00
4	4,75	0,65	0,50	0,50	99,50
10	2,00	2,94	2,40	2,90	97,10
20	0,850	7,01	5,80	8,70	91,30
40	0,425	12,81	10,50	19,20	80,80
200	0,075	30,99	25,40	44,60	55,40
Pasa 200		67,47	55,40	100,00	0,00
	TOTAL	121,87			

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

3.3 DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO. (MÉTODO CASA GRANDE)²⁶

3.3.1 OBJETIVO

Determinar el límite líquido de un suelo secado al horno a 60° C, secado al aire o en estado natural.

3.3.2 RESUMEN

Este método de ensayo consiste en determinar el contenido de agua de un suelo, así, como el límite entre su comportamiento líquido y plástico, valiéndose de un dispositivo mecánico (Copa de Casa Grande) en el que con un determinado número de golpes, se establece la fluencia del suelo en condiciones normalizadas.

3.3.3 EQUIPO

- Dispositivo mecánico (Copa de Casa Grande)

²⁶ NORMA : ASTM D 423 ASHTO T89 ASHTO T90

- Acanaladores
- Recipiente de mezclado
- Espátulas
- Horno

3.3.4 PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

Se tritura 300gr. de material proveniente de un bloque deadobe. A esta muestra se le añade cierta cantidad de agua y se mezcla completamente por medio de una espátula hasta obtener una pasta de suelo homogéneo y denso que pueda moldearse fácilmente con los dedos.

3.3.5 PROCEDIMIENTO

Cierta parte de este material mezclado previamente, se coloca en la copa extendiéndola con una espátula de tal manera que esté paralela respecto a la base donde descansa la copa. Una vez nivelada la muestra, se procede a realizar una abertura con la ayuda del acanalador dividiendo este en dos porciones iguales. Mediante el dispositivo mecánico se empieza contando el número de golpes originados por los giros del manubrio a una velocidad de dos revoluciones por segundo, a fin de visualizar la unión de estas mitades dependiendo del número de golpes ejecutados. Este contacto debe tener una distancia continua de 10 mm.

3.3.6 CÁLCULOS

Los datos obtenidos deben registrarse en una hoja semi-logarítmica, representando los contenidos de agua en la escala aritmética en la ordenada y el número de golpes en la escala logarítmica en las abscisas, entonces, para cada muestra se crea un punto respectivo, estos puntos determinados se unen con una línea recta aproximadamente para determinar la curva de flujo.

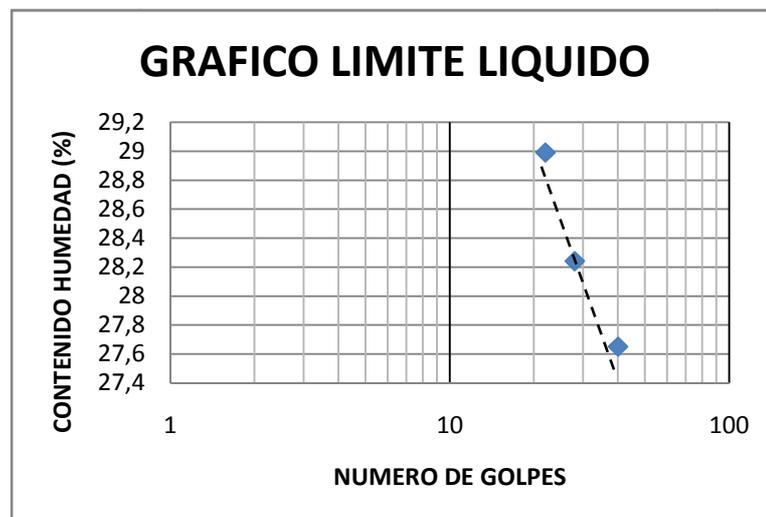
Figura 3-4: Copa de casa Grande

Fuente: Laboratorio de Suelos, Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Politécnica Nacional

Tabla 3.2: Determinación del Límite Líquido de la muestra

LÍMITE LÍQUIDO						
		NORMA: ASTM D 423	ASHTO T89	ASHTO T90		
Cápsula N°.	N° Golpes	Peso Húmedo (gr)	Peso Seco (gr)	Peso Cápsula (gr)	Humedad (%)	
A	40,00	51,32	45,03	22,30	27,65	
B	28,00	39,05	32,56	9,60	28,24	
C	22,00	38,48	31,98	9,60	28,99	

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 3-5: Gráfica Límite Líquido-Contenido de Humedad vs. No. De Golpes

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

3.4 DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO DE SUELOS²⁷

Figura 3-6: Mezcla de barro y agua con suficiente Plasticidad



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

3.4.1 OBJETIVO

Determinar el límite plástico de la muestra de adobe y el índice de plasticidad.

3.4.2 RESUMEN PLÁSTICO

Límite plástico de un suelo representa el menor contenido de agua después del cual el suelo permanece plástico. El índice de plasticidad es la diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico.

3.4.3 EQUIPO

- Plato
- Espátula
- Recipientes
- Superficie plana
- Balanza
- Horno

²⁷ NORMA: ASTM D 424 ASHTO T89 ASHTO T90

3.4.4 PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

Tomando una proporción considerable del material, previamente paso por el tamiz N° 40, se mezcla hasta que la masa se vuelva suficientemente plástica y sea fácil su maleabilidad para formar esferas con la misma. Para ello, se debe colocar ciertas cantidades de agua para poder la manejabilidad requerida.

3.4.5 PROCEDIMIENTO

Una vez obtenida la pasta ideal, se toma parte de esta y utilizando los dedos se presiona sobre una superficie lisa para formar pequeños cilindros de diámetro uniforme en toda la longitud.

Se debe alcanzar un diámetro de 3 mm y lograr observar que estos cilindros presenten pequeños cortes, lo cual indica que la dosificación es correcta en la pasta.

Se deben romper estos cilindros en pequeños pedazos y pesarlos para luego secarlos por medio del horno a una temperatura de 110°C, para conocer el peso seco de la muestra.

Figura 3-7: Cilindros de Material de 3.00 mm aproximadamente



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

3.4.6 CÁLCULOS

La cantidad de agua contenida en el material previamente antes del secado, se denomina el límite plástico y se expresa en porcentaje. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\text{Límite Plástico} = \frac{\text{Pesodel agua}}{\text{Peso delamuestra seca}} * 100(3-3)$$

Seguidamente se calcula el Índice de Plasticidad del suelo como la diferencia entre el límite líquido (calculado sección 3.4) y el límite plástico.

$$\text{Índice de Plasticidad} = \text{Límite Líquido} - \text{Límite Plástico}(3-4)$$

Tabla 3.3: Determinación del Límite Plástico de la muestra

LÍMITE PLÁSTICO					
NORMA: ASTM D 424		ASHTO T89		ASHTO T90	
Prueba N°.	Cápsula N°.	Peso Húmedo (gr)	Peso Seco (gr)	Peso Cápsula (gr)	Límite Plástico (%)
1	131	19,82	17,79	9,59	24,76
2	11	18,65	16,83	9,45	24,66

NORMA: INEN 690		ASTM D 2216	
W =	22,6 %	LP =	25 %
LL =	29 %	IP =	4 %
CLASIFICACION SUCS: ML-CL			

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

3.5 DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD MÉTODO DEL SECADO AL HORNO²⁸

Consiste en determinar la masa de agua que existe en una muestra de suelo natural, mediante la diferencia del peso seco con respecto a la muestra pesada. El secado se lo realiza en el horno a una temperatura constante de 110°C.

3.5.1 PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

La muestra para el ensayo fue de los adobes en su estado natural.

²⁸ NORMA: INEN 690 ASTM D 2216

3.5.2 PROCEDIMIENTO

Se debe pesar todos los recipientes sin y con la muestra natural respectivamente y posteriormente colocarlos en el horno para el secado correspondiente. Luego, sacar del horno los recipientes y pesarlos.

3.5.3 CÁLCULOS

El contenido de humedad del suelo se lo calcula como un porcentaje de su masa seca con la siguiente expresión:

$$W = \frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} * 100 \quad (3-5)$$

Donde:

W= Contenido de humedad, en %

m₁ = Masa del recipiente en gr

m₂ = Masa del recipiente y el suelo húmedo en gr

m₃ = Masa del recipiente y el suelo seco en gr

Tabla 3.4: Determinación del Contenido de Humedad Natural de la Muestra

HUMEDAD NATURAL					
NORMA: INEN 690 ASTM D 2216					
Prueba N°.	Cápsula N°.	Peso Húmedo (gr)	Peso Seco (gr)	Peso Cápsula (gr)	Límite Plástico (%)
1	LS36	92,21	77,12	9,66	22,37
2	LS57	91,04	75,96	9,66	22,75

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

3.6 DETERMINACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DE SUELOS²⁹

Figura 3-8: Cubos de Adobe parafinados



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

3.6.1 OBJETIVO

Determinar el peso específico del material mediante el método de la parafina

3.6.2 RESUMEN

Este método permite conocer el peso específico de ciertas muestras cúbicas, por medio de la utilización de la parafina como elemento impermeabilizante, que ayuda a mantener la humedad natural y así determinar el peso real sumergido en agua, luego de realizar los cálculos respectivos donde se relaciona los pesos con y sin parafina así como los pesos de las muestras sumergidas y no sumergidas.

3.6.3 PROCEDIMIENTO

- a. Se toma un bloque de adobe, y se talla muestras en forma de un cubo aproximadamente con la ayuda de un estilete y la lija de agua; este cubo debe ser de 5 cm cada lado.

²⁹ NORMA: ASTM D 854

- b. Una vez obtenido el cubo en mención, a las medidas indicadas se determina el volumen del cubo, y se pesa en la balanza para determinar el peso húmedo de la muestra W_m en gr.
- c. Se calienta la parafina en el recipiente metálico con la ayuda de la cocineta eléctrica.
- d. Cuando la parafina ya se encuentra a la temperatura deseada, se amarra el cubo con una hilo
- e. Una vez amarrado el cubo, este se sumergimos en el recipiente con parafina caliente varias veces hasta que este quede totalmente cubierto de la misma.
- f. Se registra el peso parafinado en la balanza y se obtiene el peso de la muestra con la parafina W_{mp} en gr.
- g. Luego, una vez el cubo completamente cubierto con la parafina se sumerge en un recipiente de 500 ml, para lograr determinar el peso de la muestra con parafina sumergida W_{mp} en gr.

Este procedimiento se debe realizar por lo mínimo sobre tres especímenes.

3.6.4 CÁLCULOS

1.- Se determina el volumen de la parafina con la expresión siguiente:

$$V_p = \frac{W_{mp} - W_m}{\gamma_p} \quad (3-6)$$

Donde:

V_p = volumen de la parafina (cm^3)

W_{mp} = peso de la muestra con parafina (gr)

W_m = peso de la muestra sin parafina (gr)

γ_p = peso específico de la parafina (gr/cm^3)

2.- Se calcula el volumen de cada uno de las muestras sin parafina:

$$V_m = V_{mp} - V_p = \frac{W_{mp} - W_{mp}}{\gamma_o} - V_p \quad (3-7)$$

En donde:

V_m = Volumen de la muestra (cm^3)

V_{mp} = Volumen de la muestra con parafina (cm^3)

V_p = Volumen de la parafina (cm^3)

W_{mp} = Peso de la muestra con parafina (gr)

W'_{mp} = Peso de la muestra con parafina sumergida (gr)

γ_0 = Peso específico del agua $1\text{gr}/\text{cm}^3$

3.- Cálculo del peso específico.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} * 1000(3-8)$$

Donde:

γ_m = Peso específico de la muestra natural en (kg/cm^3)

W_m = Peso de la muestra sin parafina en (gr)

V_m = Volumen de la muestra sin parafina (gr)

Tabla 3.5: Determinación del Peso Específico del Adobe

DETERMINACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DEL ADOBE:								
M:	Peso: $W_m(\text{gr})$	Muestra+ parafina $W_{mp}(\text{gr})$	Peso sumergido $W'_{mp}(\text{gr})$	P. específ. agua $\gamma_0(\text{gr}/\text{cm}^3)$	P. específ. parafina $\gamma_p(\text{gr}/\text{cm}^3)$	Vol. Parafina $V_p(\text{cm}^3)$	Vol. muestra $V_m(\text{cm}^3)$	P. especif. muestra $\gamma_m(\text{kg}/\text{cm}^3)$
A.	194,64	208,26	57,94	1,00	870	0,016	150,30	1294,97
B.	182,70	195,43	53,30	1,00	870	0,015	142,12	1285,58
C.	149,90	161,83	44,16	1,00	870	0,014	117,66	1274,05
PROMEDIO:								1284,87

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

3.7 MADERA PARA CONSTRUCCIÓN ESTRUCTURAL

Para el modelo, se requieren el empleo de maderas para utilizarlas como elementos estructurales, por ejemplo: vigas solera, dinteles, alfajías y correas. Para alcanzar una mejor idealización de una casa real. De esta manera se deciderealizar ensayos para conocer las características mecánicas y físicas los elementos antes mencionados.

3.7.1 MÓDULO DE ELASTICIDAD

Considerado el tipo de madera que se dispone en el CIV (chanúl y aguacatillo) se asume el módulo de elasticidad promedio de: $E_{prom} = 100000 \text{ Kg/cm}^2$.

3.7.2 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PARALELA³⁰

Es el esfuerzo máximo de rotura del material ensayado.

Tabla 3.6: Determinación de la Resistencia a la Compresión paralela a la fibra de la madera tipo Chanúl

COMPRESIÓN PARALELA A LA FIBRA (chanúl)	
Muestra	2
Largo de la muestra (cm)	5,00
Sección de la muestra (cm ²)	25,00
Carga máxima (kg)	18072,00
Esfuerzo máximo (kg/cm ²)	722,88
Peso específico (kg/m ³)	842,30

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 3.7: Determinación de la Resistencia a la Compresión paralela a la fibra de la madera tipo Aguacatillo

COMPRESIÓN PARALELA A LA FIBRA (Aguacatillo)	
Muestra	1
Largo de la muestra (cm)	4,00
Sección de la muestra (cm ²)	16,00
Carga máxima (kg)	6462,70
Esfuerzo máximo (kg/cm ²)	403,92
Peso específico (kg/m ³)	461,70

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

³⁰ NORMA: COPANT 464

3.8 MORTERO DE BARRO

Material de pega proveniente de los bloques de tierra cruda cuyo espesor es de 2cm aproximadamente.

3.8.1 RESISTENCIA A LA COMPRESION DE LA UNIDAD³¹

La resistencia a la compresión se determinará ensayando cubos labrados cuya arista será igual a la menor dimensión de la unidad de adobe.

El valor del esfuerzo resistente se obtendrá en base al área de la sección transversal, debiéndose ensayar un mínimo de seis cubos definiéndose la resistencia última (f_u) como el valor que sobrepase en el 80% de las piezas ensayadas.

Las resistencias a la compresión de la unidad son índices de la calidad de la misma.

Tanto como los bloques de adobe y mortero de pega están constituidos por el mismo material, los ensayos de laboratorio para la compresión y de la unidad compresión de cubos tallados serán los mismos.

Tabla 3.8: Resistencia a la Compresión de los Bloques de Adobe

Muestra:	Altura: cm(a)	Ancho: cm(b)	Largo: cm(h)	Peso: gr	Carga: Kg(Aplicada)	σ :Kg/cm ² (Compresión)
1	9,00	8,40	8,70	994,10	460,00	6,08
2	8,90	9,00	9,00	1035,3	508,00	6,34
3	9,00	8,50	8,90	1044,6	530,00	6,93
4	9,00	8,90	8,80	1094,6	600,00	7,49
5	9,00	8,80	9,00	1099,4	530,00	6,69
6	9,50	8,70	9,00	1023,7	402,00	4,86
					PROMEDIO:	6,40

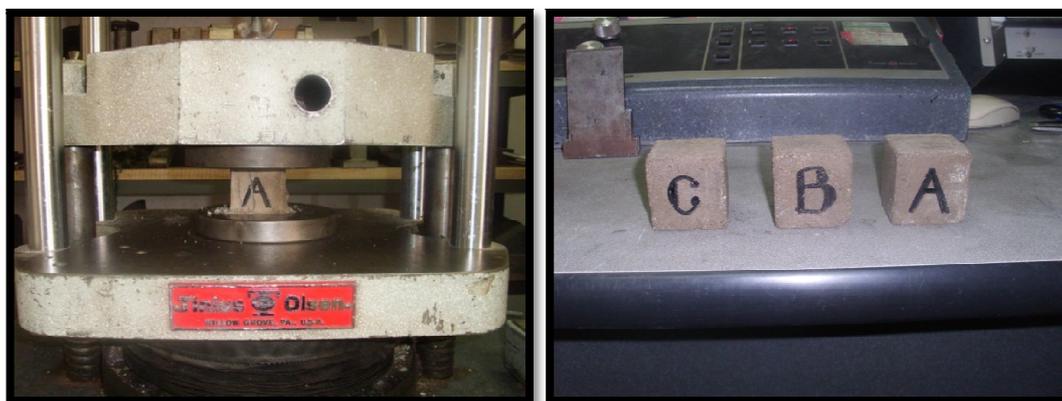
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

³¹ NORMA: Peruana E.080, artículo 8.- Esfuerzos admisibles, literal 8.1

3.9 MORTERO DE ENCHAPE

Este mortero recubre la malla y es el elemento que incrementa la rigidez de la pared de adobe ante acciones sísmicas, coplanarias y ortogonales al plano del muro. El espesor de la capa de mortero es de 3.00 cm y está compuesto volumétricamente por una proporción de cemento Portland tipo I más cuatro de arena fina, esta dosificación se proyectó a una resistencia a la compresión promedio de 40 kg/cm². Esta dosificación está dada para un mortero de baja resistencia, mediante lo cual nos permite realizar estos ensayos en un rango de condiciones desfavorables.

Figura 3-9: Ensayo de los cubos de Hormigón del mortero de Enchape



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 3.9: Resistencia a la Compresión y Peso específico, de los Bloques enchape

Probeta N°	A	B	C
Identificación de la probeta	Mortero de enchape		
Edad (días)	29	29	29
Largo (mm)	50	51	51
Ancho (mm)	50	50	50
Altura (mm)	52	52	51
Área (mm ²)	2500	2550	2550
Volumen (mm ³)	130000	132600	130050
Masa (g)	243,79	242,67	238,00
Peso específico	1,88	1,84	1,82
Carga de ruptura (N)	9293,55	9955,95	10431,97
Resistencia (Mpa)	3,72	3,90	4,09

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

CAPÍTULO 4 MODELACIÓN DEL SISTEMA DE ENCHAPE SOBRE LOS MAMPUESTOS DE TIERRA

4.1 DEFINICIÓN

Siendo el conjunto, mortero de enchape y malla electrosoldada, el sistema de refuerzo para las paredes de adobe, se pretende que este sistema permita resistir primordialmente efectos causados por la presencia de fuerzas horizontales, entonces se realiza el análisis teórico de este refuerzo planteado en conjunto, para lograr diagnosticar y calibrar el prototipo estructural en la posterior experimentación.

4.1.1 VERIFICACIÓN DE LOS DIAFRAGMAS

4.1.1.1 Modelación

A continuación, se puntualiza todos y cada uno de los materiales que se utilizan para la modelación del sistema enchape de refuerzo, mediante la utilización del software de diseño integral, ETABS 9.7.4. con el objeto de predecir posibles resultados.

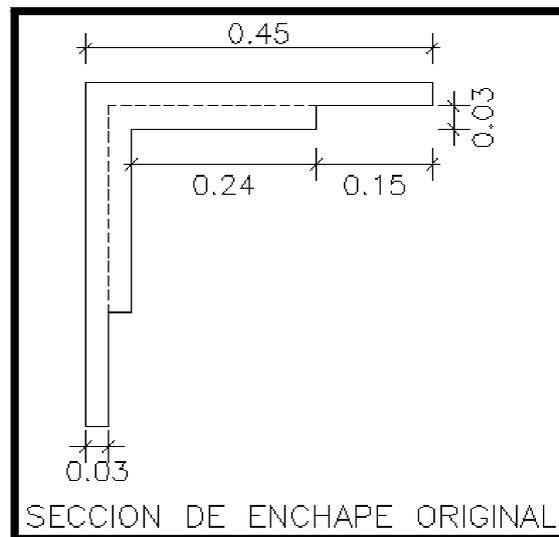
Muchos de los materiales que se registran a continuación, fueron tomados en cuenta gracias a la disponibilidad de los mismos para el presente proyecto.

Debido a la complejidad que resulta el modelar la sección planteada de enchape, se utilizó el cálculo de los momentos de inercia, y el volumen de cada geometría de las secciones originales, para obtener secciones equivalentes entonces, decidimos juntar el enchape interior hacia el exterior con lo cual calculamos el momento de inercia de esta sección y luego definir una sección equivalente cuyo momento de inercia sería el mismo que el de la sección original, con el fin de llevar a cabo una modelación más simple.

4.1.1.1.1 Hormigón de enchape

Se denomina Hormigón de Enchape al material cuyo espesor original es de 3.00 cm tanto para el reforzamiento interno como para el externo en cada vértice a 27.00 cm y 45.00 cm respectivamente sobre la mampostería de adobe, en cada pared. Para obtener una sección equivalente se procedió de la siguiente manera:

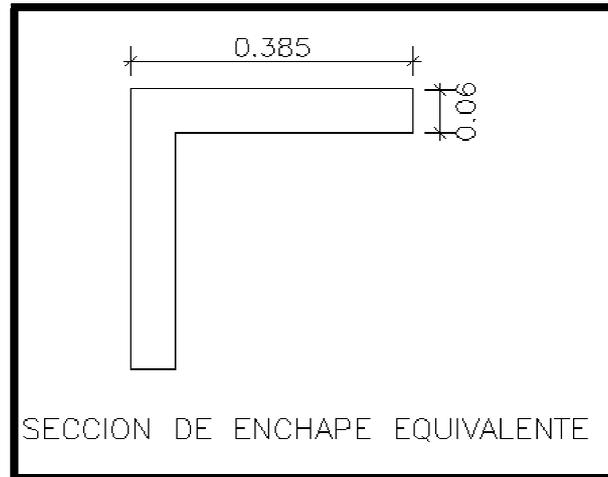
Figura 4-1: Sección de enchape de refuerzo Original



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Area: 0.0414
 Perimeter: 1.8000
 Bounding box: X: -0.1180 -- 0.3320
 Y: -0.3320 -- 0.1180
 Centroid: X: 0.0000
 Y: 0.0000
Moments of inertia: X: 0.0006
 Y: 0.0006
 Product of inertia: XY: 0.0004
 Radii of gyration: X: 0.1227
 Y: 0.1227
 Principal moments and X-Y directions about centroid:
 I: 0.0003 along [0.7071 0.7071]
 J: 0.0010 along [-0.7071 0.7071]

Figura 4-2: Sección de enchape de refuerzo Equivalente



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Area: 0.0426
 Perimeter: 1.5400
 Bounding box: X: -0.1181 -- 0.2669
 Y: -0.2669 -- 0.1181
 Centroid: X: 0.0000
 Y: 0.0000

Moments of inertia: X: 0.0006

Y: 0.0006

Product of inertia: XY: 0.0003

Radii of gyration: X: 0.1157

Y: 0.1157

Principal moments and X-Y directions about centroid:

I: 0.0002 along [0.7071 0.7071]

J: 0.0009 along [-0.7071 0.7071]

Entonces, una vez obtenida la sección equivalente, se denomina Hormigón de enchape al material cuyo espesor finalmente es de 6.00 cm. Este se colocara en forma de franjas verticales y horizontales de 38.5 cm de ancho en su base y 30.00cm de forma perimetral en puertas y ventanas.

$\gamma = 1840$ kg/ Peso por unidad de volumen

$E = 63143$ kg/ Módulo de elasticidad $E = \gamma^{1.5} \times 4000$ ()

$G = 26309$ kg/ Módulo de Corte $G = E / 2(1 + \mu)$

$\mu = 0.20$ Módulo de Poisson

$f'_c = 40$ kg/ Resistencia del Hormigón a la Compresión

$f_y = 5000$ kg/ Resistencia a la Fluencia del Acero de Refuerzo.

Figura 4-3: Registro de las Propiedades del material “ENCHAPE”, en el programa

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for material 'ENCHAPE'. The dialog is divided into several sections:

- Material Name:** ENCHAPE
- Display Color:** Color (dark grey)
- Type of Material:** Isotropic, Orthotropic
- Type of Design:** Design (Concrete)
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 0.184
 - Weight per unit Volume: 1.84
 - Modulus of Elasticity: 631420
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 263091.667
- Design Property Data (ACI 318-08/IBC 2009):**
 - Specified Conc Comp Strength, f_c: 400
 - Bending Reinf. Yield Stress, f_y: 50000
 - Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys}: 50000
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty)

Buttons: OK, Cancel

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

4.1.1.1.2 Madera Chanúl

Se denomina material Chanúl, al material por el cual estará compuesta la viga solera de madera, los parámetros que se registran en el programa son:

$\gamma = 842.30$ kg/ Peso por unidad de volumen
 $E = 100000$ kg/ Módulo de elasticidad de la madera
 $\mu = 0.35$ Módulo de Poisson
 $Ct = 0.0000117$ Módulo de Expansión Termal

Figura 4-4: Registro de las propiedades del material “CHANÚL”, en el programa

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for material 'CHANUL'. The dialog is divided into several sections:

- Material Name:** CHANUL
- Display Color:** Color (orange)
- Type of Material:** Isotropic, Orthotropic
- Type of Design:** Design (None)
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 0.0842
 - Weight per unit Volume: 0.8423
 - Modulus of Elasticity: 1000000
 - Poisson's Ratio: 0.35
 - Coeff of Thermal Expansion: 1.170E-05
 - Shear Modulus: 370370.37
- Design Property Data:** (Empty)

Buttons: OK, Cancel

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

4.1.1.1.3 Madera aguacatillo

Se denomina material Aguacatillo, al material por el cual estarán compuestas las correas de madera, los parámetros que se registran en el programa son:

γ = 462.00	kg/	Peso por unidad de volumen
E = 100000	kg/	Módulo de elasticidad de la madera
μ = 0.30		Módulo de Poisson
Ct = 0.0000117		Módulo de Expansión Termal.

Figura 4-5: Registro de las propiedades del material "AGUACATILLO", en el programa

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Todos los parámetros que se mencionan, fueron ingresados en Ton-m, en el programa así como también, algunos de los parámetros, fueron obtenidos de ensayos practicados en laboratorio, analizando los propios elementos previstos para ser utilizados en el prototipo, y de la estimación de parámetros utilizados en investigaciones pasadas principalmente al definir los materiales Chanúl y Aguacatillo.

4.1.2 SECCIÓN ENCHAPADO.

Sección con la cual se identifica al enchape sobre las paredes para simularlo en el programa.

NOMBRE	=	ENCHAPADO
MATERIAL	=	HORMIGÓN DE ENCHAPE (vease sección 4.1.1.1.)
TIPO	=	SHELL

MEMBRANA= 0.06 m

BENDING = 0.06 m

4.1.3 SECCIÓN MADERA VIGA SOLERA.

Sección con la cual se identifica a las vigas de madera sobre el enchape alrededor del prototipo para colocar las cargas más adelante descritas.

NOMBRE = VIGA_MADERA_SOLERA

MATERIAL = MADERA (véase sección 4.1.1.2.)

FRAME = SECCIÓN CUADRADA DE 0.11 X 0.11 m

4.1.4 SECCIÓN MADERA VIGA CORREA.

Sección con la cual se identifica a las vigas de madera tipo correas en la cubierta para colocar las cargas más adelante descritas.

NOMBRE = VIGA_MADERA_CORREA

MATERIAL = MADERA (véase sección 4.1.1.3.)

FRAME = SECCIÓN CUADRADA DE 0.04 X 0.1 m

4.2 CARGAS

A continuación, se realiza un resumen de las cargas consideradas para el análisis del modelo, las mismas que se usaron para ser aplicadas en la casa experimental:

Tabla 4.1: Descripción Total de cargas consideradas para los modelos

DESCRIPCIÓN_DE_CARGA:	PESO:	
Peso paredes de adobe	4,45	Ton
Enchape Exterior e=3cm	0,75	Ton
Enchape Interior e=3cm	0,56	Ton
Madera Marcos 4x10 cm	0,01	Ton
Peso Dinteles 4x15 cm	0,01	Ton
Viga Collar 11x11 cm	0,03	Ton
Correas Madera 10x4 cm	0,01	Ton
Peso Alfajías	0,08	Ton
Peso de malla	0,03	Ton
Peso Tejas	0,31	Ton
Otros pesos	0,05	Ton
TOTAL:	6,28	Ton

WDT:	0,82	Ton/m ²
WDT:	817,39	kg/m ²
WD1:	0,77	Ton/m ²
WD1	767,39	Kg/m ²
WL:	0,05	Ton/m ²
WL:	50	Kg/m ²

DESCRIPCIÓN_DE_CARGA:	PESOS:	
Tejas:	0,31	Ton
Alfajías:	0,08	Ton
Otros:	0,05	Ton
WD2	0,05	T/m ²
WD2:	50	kg/m ²

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 4.2: Determinación de Corte basal-Efecto sísmico

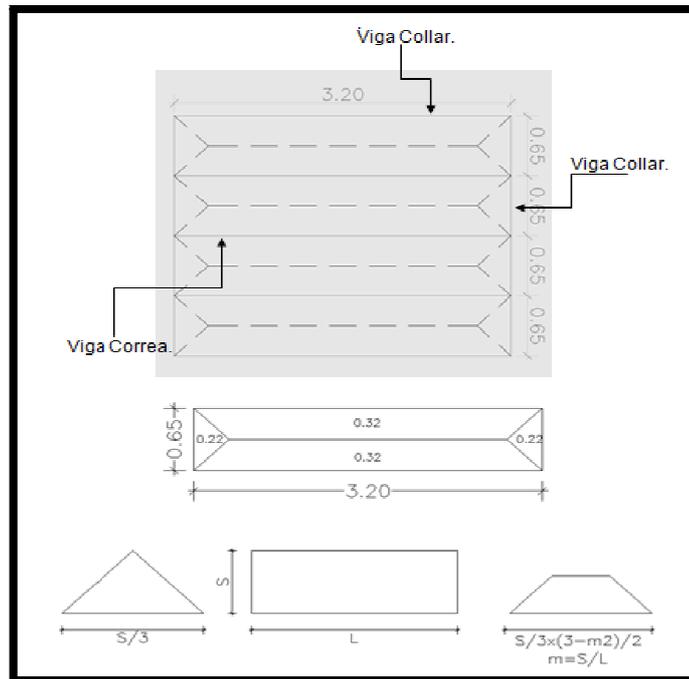
CÁLCULO CORTE BASAL_EFECTO SÍSMICO							
Nv.	Lado Largo:m	Lado Corto:m	ÁREA:m ²	W Peso: Ton	hi:m	Wixhi:Ton.m	Fi:Ton
2,75	3,20	2,40	7,68	6,28	2,75	17,26	2,34

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Las cargas correspondientes a WD2, fueron aplicadas directamente sobre las vigas correas y las vigas collar para sintetizar la idealización de la cubierta de tejas y alfajías al momento de ingresar este tipo de materiales en el programa.

Se procedió a obtener una carga total de cada material que conformará la cubierta es decir, una carga total correspondiente al número de tejas aproximadamente y la carga total correspondiente a las alfajías aproximadamente para luego distribuir estas cargas de forma uniforme sobre el área que ocupará la colocación de toda la cubierta, estas cargas se distribuirán cual si fuesen losas, se calculan los coeficientes y se colocarán las cargas finales sobre cada viga correa así como cada viga collar respectivamente bajo el nombre de WD2 y posteriormente la carga viva correspondiente a WL por efectos de lluvia o Granizo.

Figura 4-6: Esquema del cálculo de los factores para determinar las áreas de aporte para las cargas aplicadas a la cubierta



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

4.2.1 COMBINACIONES DE CARGA

COMB1: $1.4(D1+D2)$

COMB2: $1.4(D1+D2)1.7L$

COMB3: $0.75(1.4D1+1.4D2+1.7L+1.87Ex)$

COMB4: $0.75(1.4D1+D2+1.7L-1.87Ex)$

COMB5: $0.75(1.4D1+1.4D2+1.7L+1.87Ey)$

COMB6: $0.75(1.4D1+1.4D2+1.7L-1.87Ey)$

COMB7: $0.90D1+0.9D2+1.43Ex$

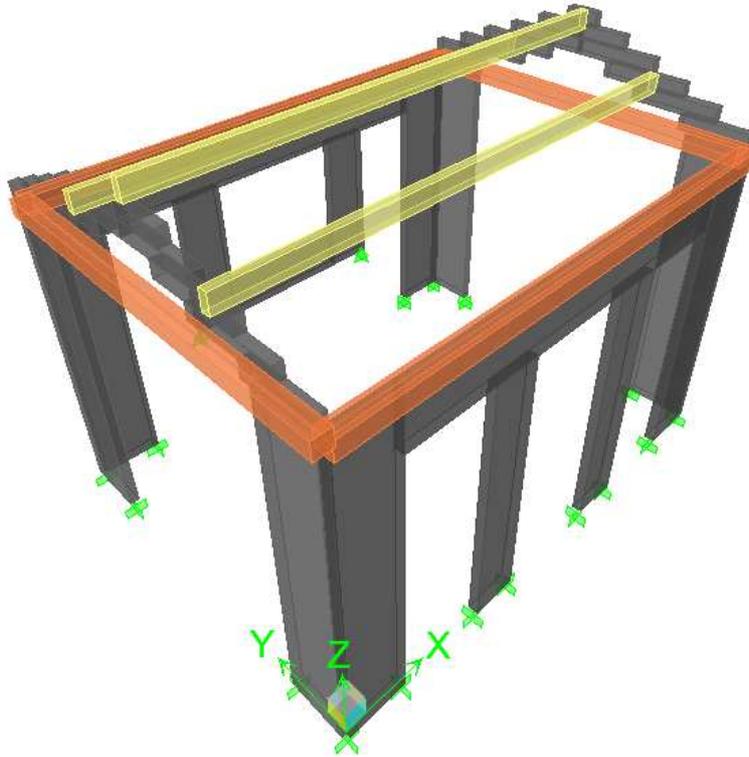
COMB8: $0.90D1+0.9D2-1.43Ex$

COMB9: $0.90D1+0.9D2+1.43Ey$

COMB10: $0.90D1+0.9D2-1.43Ey$

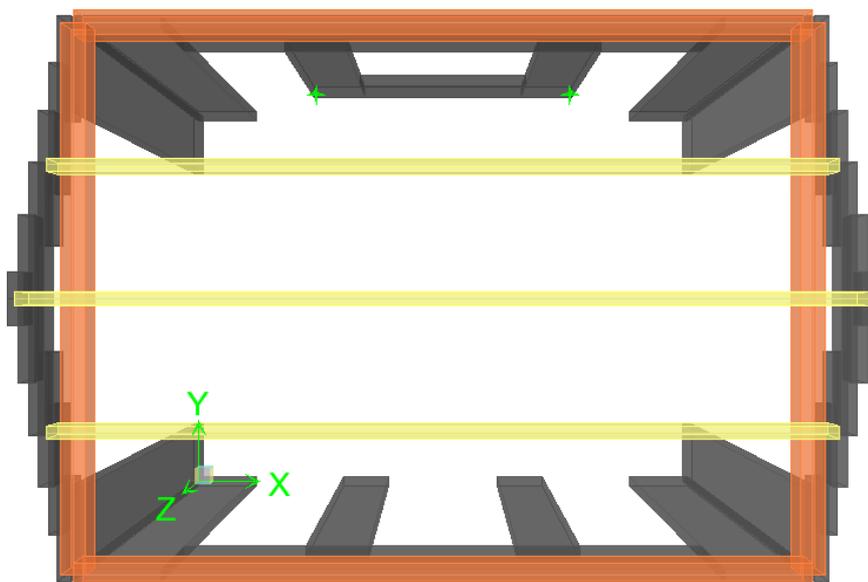
4.3 VISUALIZACIÓN DE LAS FRANJAS DE ENCHAPE DEL MODELO.

Figura 4-7: Vista en 3D, de las franjas de enchape del modelo, en el programa Etabs



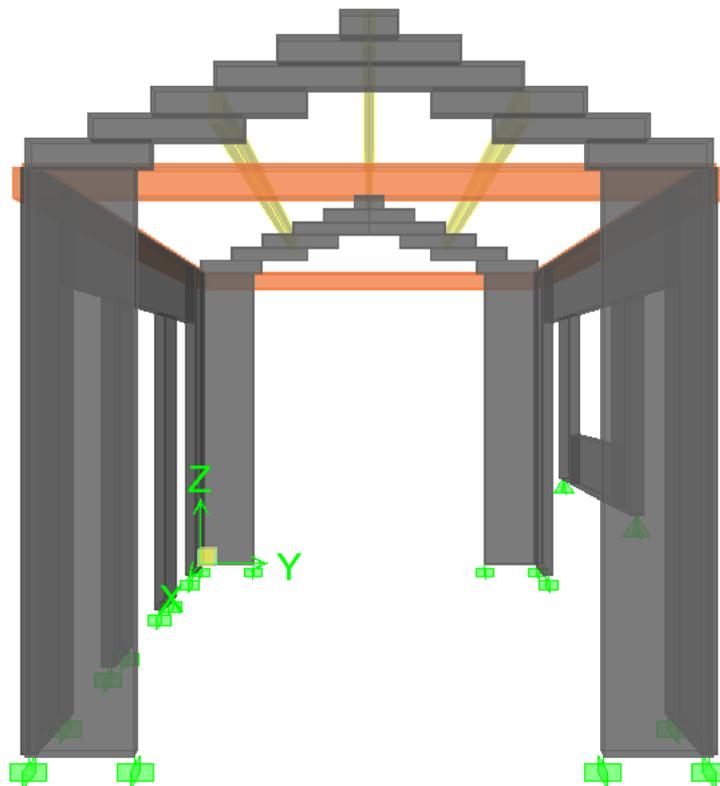
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 4-8: Planta en 3D, de las franjas de enchape del modelo, en el programa Etabs



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 4-9: Vista lateral en 3D, de las franjas de enchape del model, en el programa Etabs



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

4.4 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD CORTANTE DE LAS PAREDES CONFINADAS CON FRANJAS DE ENCHAPE

Para el siguiente análisis, se debe considerar previamente los siguientes parámetros, correspondientes a la malla electrosoldada y el hormigón:

Tabla 4.3: Parámetros técnicos de las franjas de enchape de hormigón

PARÁMETROS TÉCNICOS DE LAS FRANJAS DE ENCHAPE DE HORMIGÓN			
As:	0.84	cm ² /m	Sección Transversal(Malla ARMEX R-84_4@15x15 cm)
f _y :	5000	kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del Acero
p:	0.001400		Cuantía de Acero As/d*b
b:	100.00	cm	
d:	6.00	cm	
f'c:	40.00	kg/cm ²	Resistencia a la compresión del Hormigón

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Así mismo, para la determinación de la capacidad al cortante de las franjas, se debe considerar los orificios destinados con fines arquitectónicos, para puertas y

ventanas en el prototipo, para lo cual se prevé una inminente reducción de la capacidad de los muros, es decir, las franjas. Se determinó factores de reducción considerando el análisis de una pared reforzada con las franjas, sin huecos, llena, maciza y la otra pared reforzada con las franjas considerando sus orificios respectivamente. “Se realizó el análisis, según la *INVESTIGACIÓN TEÓRICO EXPERIMENTAL DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL ALTERNATIVO* realizada en la Escuela Politécnica Nacional donde básicamente se basó, en una modelación individual de cada una de las paredes utilizando un software de análisis estructural de forma integral, ETABS, bajo la acción de una carga unitaria lateral, y en dos fases distintas. La primera modelación se realizó con la pared con los huecos planificados, tal cual es la realidad del modelo. La segunda, en cambio se realizó sobre la misma pared pero sin ninguna discontinuidad en su área lateral. Una vez hechas estas dos modelaciones para cada pared, se compararon sus deformaciones finales y se obtuvo el factor de reducción simplemente dividiendo la deformación del modelo sin huecos (menor) para la deformación del modelo con huecos³².

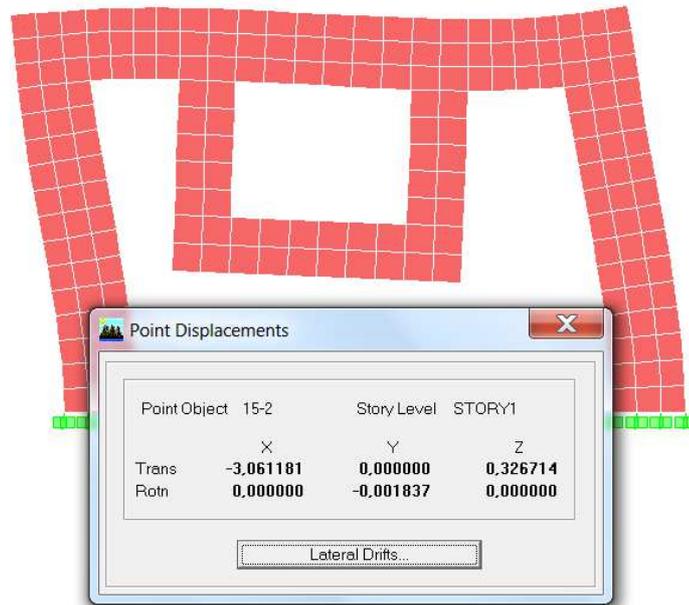
Figura 4-10: Análisis fachada frontal franjas de enchape, bajo carga unitaria lateral



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

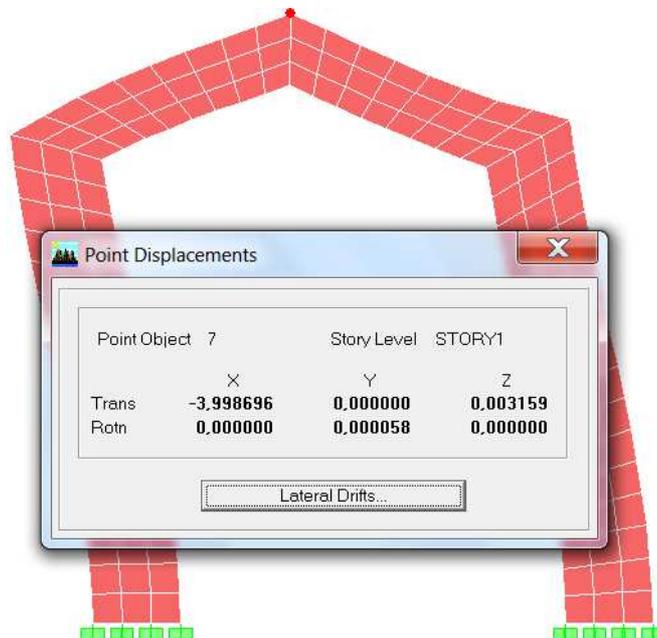
³²Tesis de Lenin A. Fernández P. y Patricio J. Paredes B., *INVESTIGACIÓN TEÓRICO EXPERIMENTAL DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL ALTERNATIVO*, 2010, EPN, Quito, Ecuador.

Figura 4-11: Análisis fachada posterior franjas de enchape, bajo carga unitaria lateral



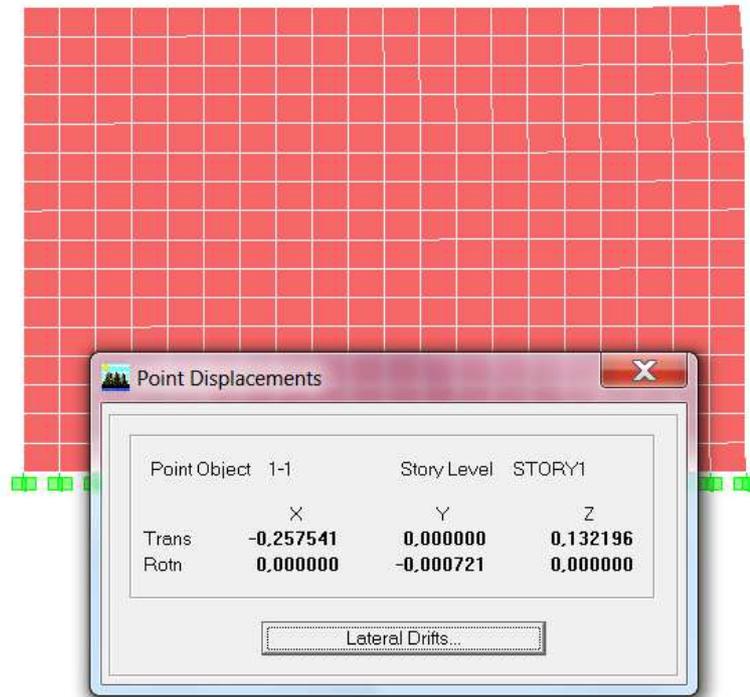
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 4-12: Análisis fachadas laterales franjas de enchape, bajo carga unitaria lateral



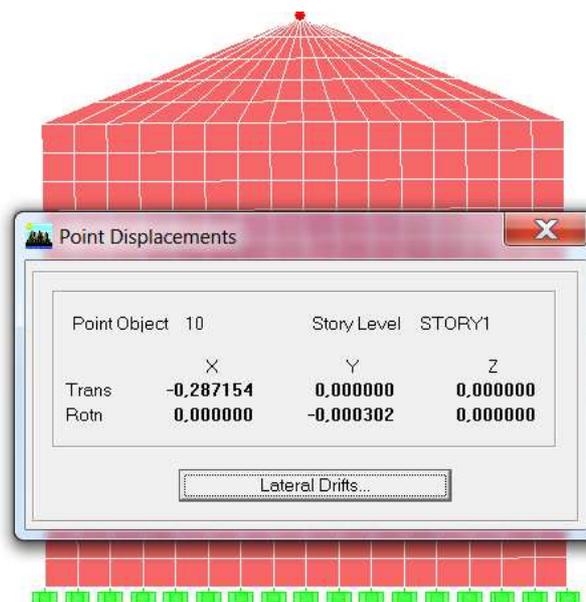
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 4-13: Análisis fachadas frontal y posterior franjas de enchape, sin huecos, bajo carga unitaria lateral



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 4-14: Análisis fachadas laterales franjas de enchape, sin huecos, bajo carga unitaria lateral



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 4-15: Desplazamientos en cada fachada ante carga unitaria lateral

DESPLAZAMIENTOS EN X-X mm (ETABS).			
	CON HUECOS	SIN HUECOS	FACTOR:φ
FACHADA FRONTAL	1,60	0,26	0,16
FACHADA TRASERA	3,06	0,26	0,08
FACHADA LATERAL 1	4,00	0,29	0,07
FACHADA LATERAL 2	4,00	0,29	0,07

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f_c} + \rho_t f_y) \quad (4-1)$$

Φ=0,85

Tabla 4.4: Determinación de la capacidad al corte de las paredes confinadas con franjas de enchape de hormigón

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD CORTANTE DE LAS PAREDES CONFINADAS CON FRANJAS DE ENCHAPE DE HORMIGÓN						
PARED:	b:cm	h:cm	A _{cv} :cm ²	α _c :	V _n :Ton	V _n .φ:Ton
FACHADA FRONTAL	6	290	1740	0,53	18,01	2,91
FACHADA TRASERA	6	290	1740	0,53	18,01	1,52
FACHADA LATERAL 1	6	210	1260	0,53	13,04	0,94
FACHADA LATERAL 2	6	210	1260	0,53	13,04	0,94

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD CORTANTE DE LAS PAREDES CONFINADAS CON FRANJAS DE ENCHAPE DE HORMIGÓN			
PARED:	ΦV _n .φ:Ton	ΦV _n .φ:kg	Cap.Cortante:Ton
FACHADA FRONTAL	2,47	2469,96555	3,76
FACHADA TRASERA	1,29	1288,10245	
FACHADA LATERAL 1	0,80	796,179181	1,59
FACHADA LATERAL 2	0,80	796,179181	

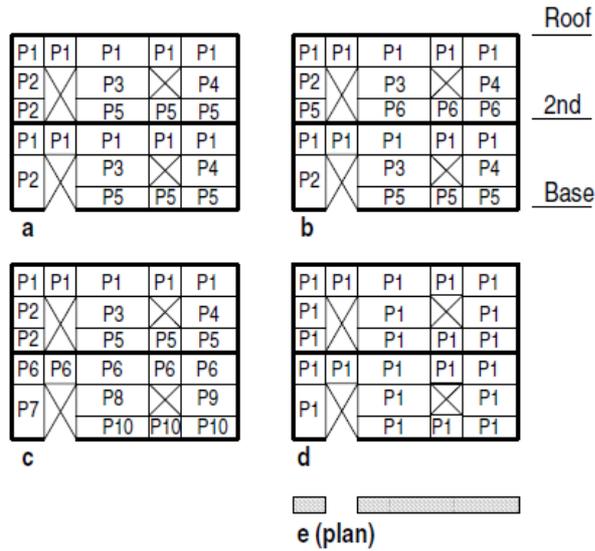
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

4.4.1 COMPROBACIÓN DE LAS FRANJAS DE ENCHAPE, UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS

Dada la presencia de franjas de enchape inclinadas en las fachadas laterales 1 y 2, se realizaron varios modelos con el fin de cumplir los requerimientos del programa y acercarnos a una esquematización que logre representar estas franjas inclinadas aquí se detalla ciertas consideraciones a tomarse en cuenta.

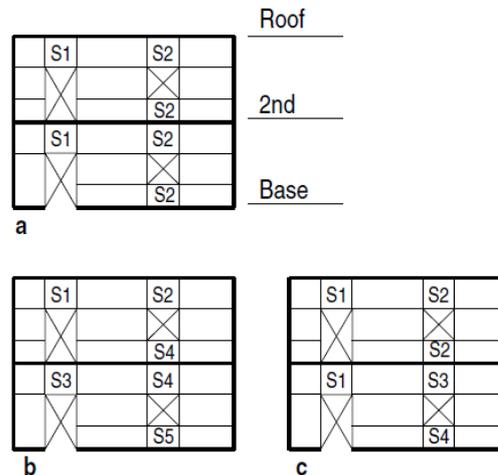
Se debe considerar que existen dos tipos de elementos que simulan el comportamiento de muros de áreas verticales y muros de áreas horizontales para el modelo, Pier y Spandrel respectivamente.

Figura 4-16: Esquematación de elementos PIER en el programa Etabs



Fuente: Computers and Structures, Inc., SHEAR WALL DESIGN TECHNICAL NOTE: GENERAL DESIGN INFORMATION, Berkeley, California, Diciembre 2011

Figura 4-17: Esquematación de elementos tipo SPANDREL en Etabs



Fuente: Computers and Structures, Inc., SHEAR WALL DESIGN TECHNICAL NOTE: GENERAL DESIGN INFORMATION, Berkeley, California, Diciembre 2011

Para un mejor análisis de las franjas de enchape, previo a la asignación de áreas Pier y Spandrels, se decidió realizar una subdivisión interna de cada una de las áreas que conforman las franjas para el modelo, de manera que se tenga

áreas más pequeñas de forma que no se originen Piersy Spandrel demasiado esbeltos y lograr obtener una uniformización de resultados al momento del análisis. Así mismo, se debe evitar separaciones o desconexiones entre elementos para lo cual se asigna Auto Line Constraint para toda las áreas de la estructura de manera que no existan posibles discontinuidades o desconexiones entre las áreas.

Figura 4-18: Subdivisión interna de los elementos PIER fachada frontal franjas de

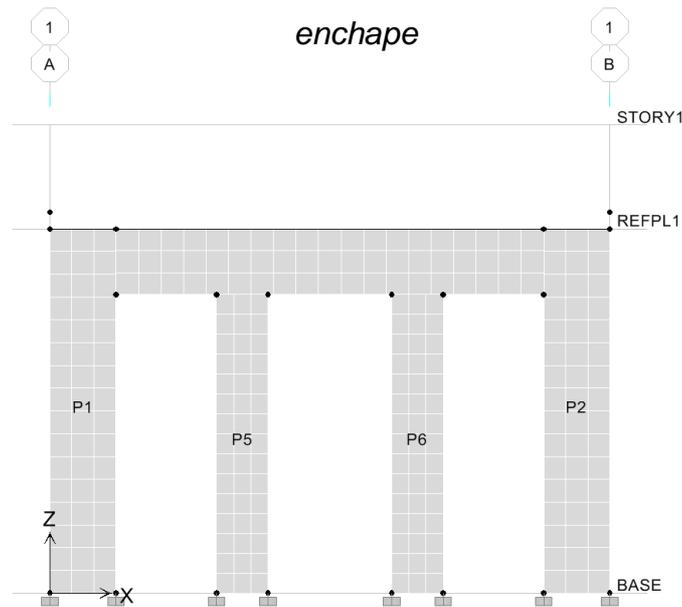


Figura 4-19: Subdivisión interna de los elementos PIER fachada posterior franjas de

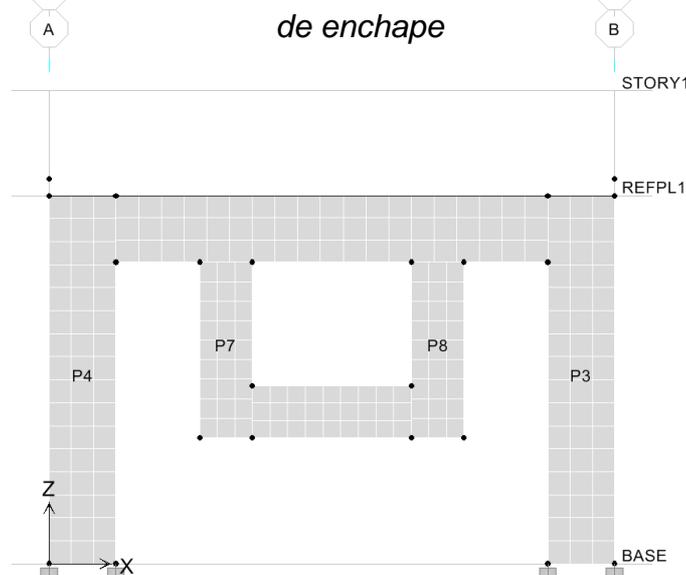
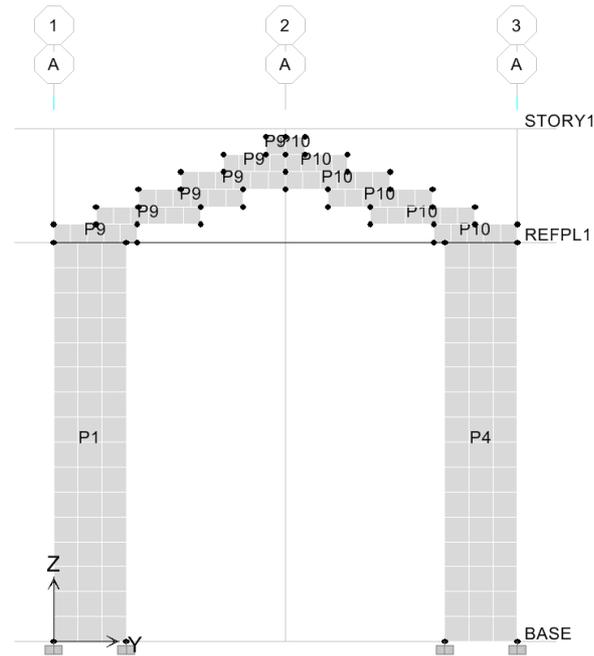
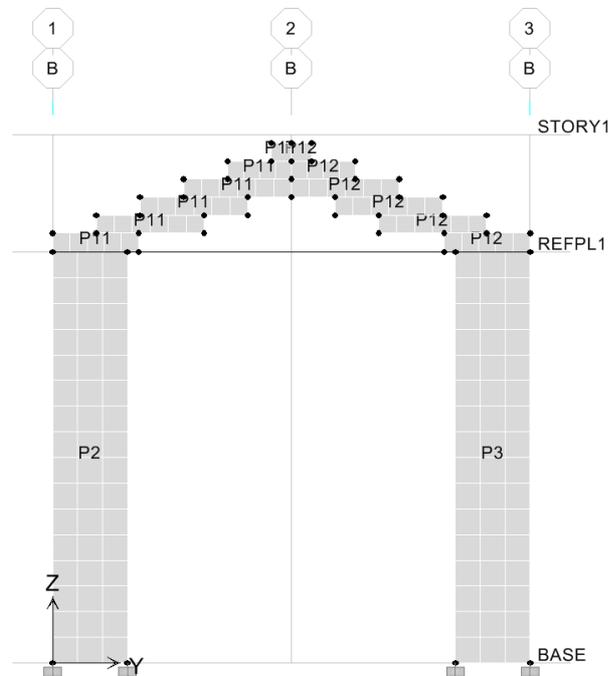


Figura 4-20: Subdivisión interna de los elementos PIER fachada lateral izquierda franjas de enchape



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 4-21: Subdivisión interna de los elementos PIER fachada lateral derecha franjas de enchape



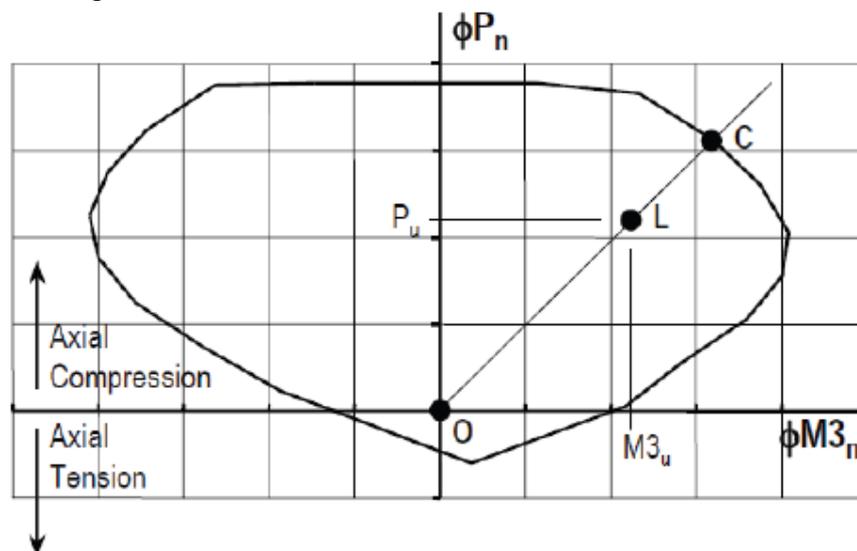
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

4.4.2 ANÁLISIS DE LA FLEXOCOMPRESIÓN

Se pretende utilizar el programa única y exclusivamente, para verificar el dimensionamiento y la capacidad de la sección de enchape equivalente para el reforzamiento que se plantea para esta tesis, es decir, la verificación de los 6.00 cm de espesor cuya resistencia es de 40Kg/cm^2 y el refuerzo constituido por una malla electrosoldada de $\Phi=4.00\text{ mm @ }15.00\text{ cm}$.

Para el análisis de la capacidad de las franjas de enchape, el programa nos permite analizar un factor que resulta de la relación de la Demanda sobre la Capacidad (D/C). Puntualmente, si el valor de la relación D/C es mayor que 1.00, se interpreta que el punto $(P_u; M_{3u})$, está ubicado fuera de la curva de iteración y por consiguiente se entiende que el muro que se analiza, esta sobre estresado. Por el contrario, si el valor de la relación D/C es menor que 1.00, el punto $(P_u; M_{3u})$, se ubica en el interior de la curva de iteración se entiende de esta manera que el análisis de la capacidad del muro es suficiente. El siguiente esquema indica de mejor manera lo antes mencionado.

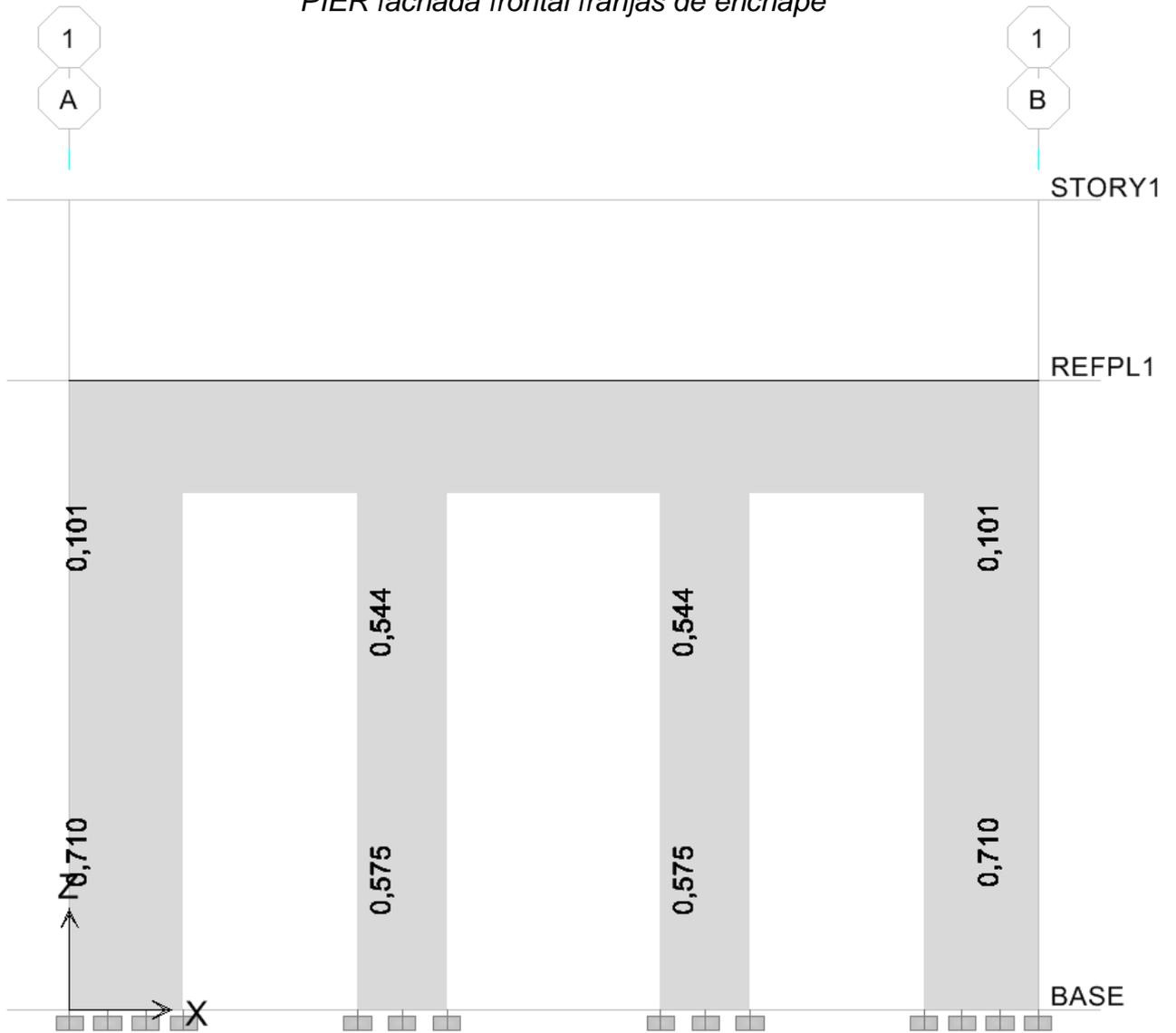
Figura 4-22: Diagrama de interacción ideal de un elemento PIER o SPANDREL



Fuente: Tesis de Lenin A. Fernández P. y Patricio J. Paredes B., INVESTIGACIÓN TEÓRICO EXPERIMENTAL DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL ALTERNATIVO, 2010, EPN, Quito, Ecuador.

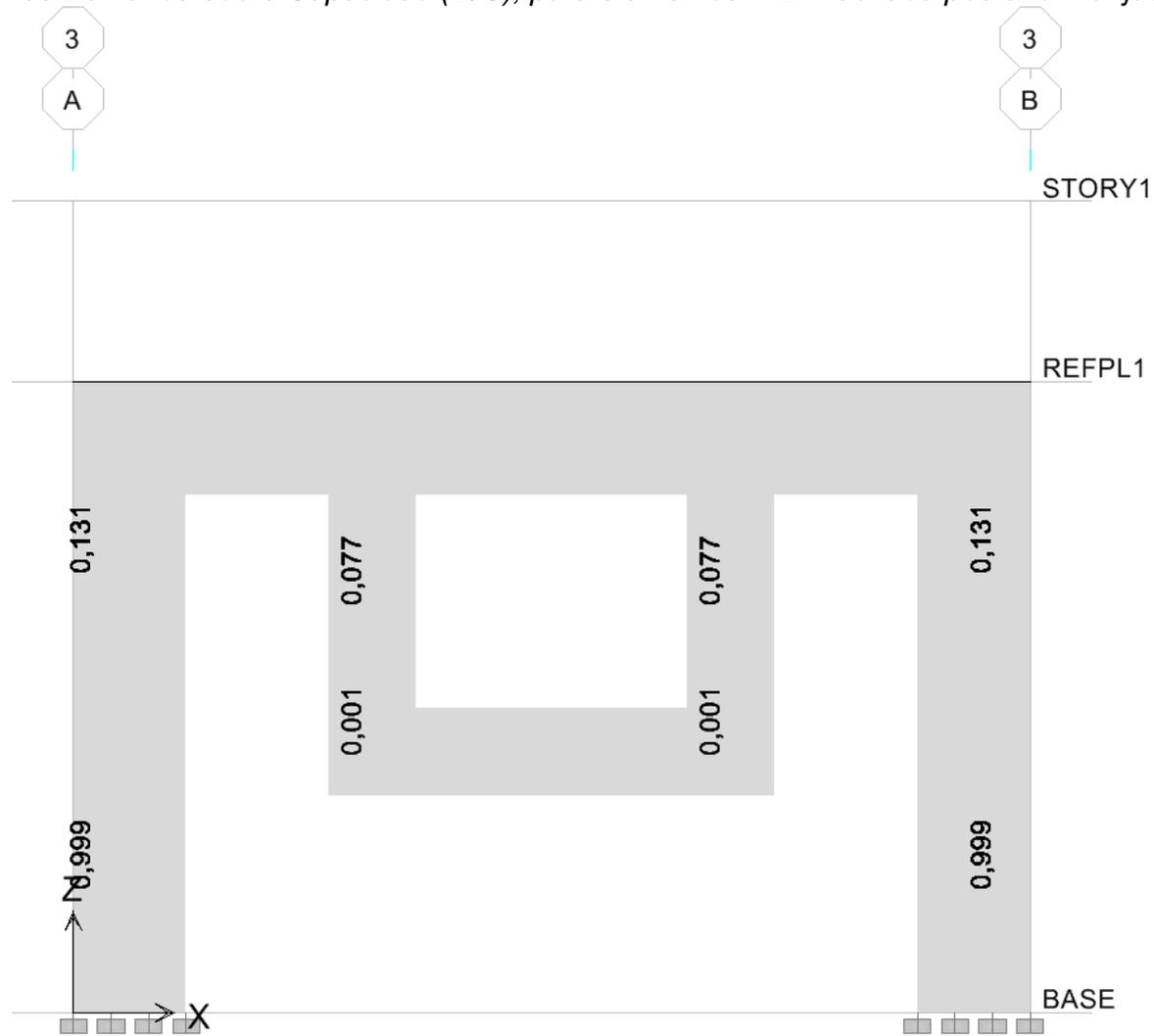
En resumen, la demanda del muro se encuentra delimitada por el tramo OL, siendo L el punto de discusión $(P_u; M_{3u})$, por otra parte la capacidad del muro se encuentra delimitada por el tramo OC.

Figura 4-23: Relaciones Demanda sobre Capacidad (D/C) para los elementos PIER fachada frontal franjas de enchape



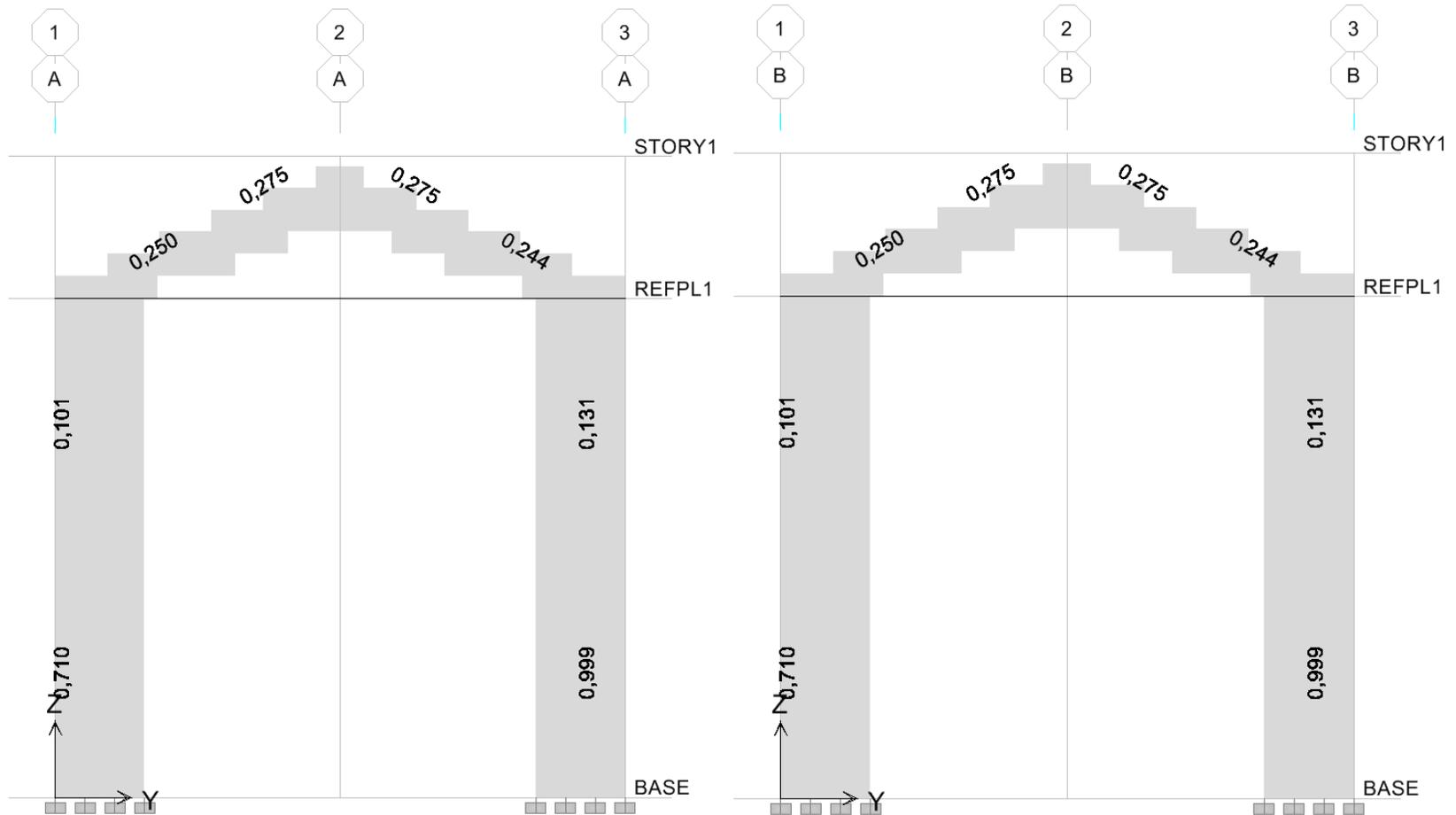
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 4-24: Relaciones Demanda sobre Capacidad (D/C), para elementos PIER fachada posterior franjas de enchape



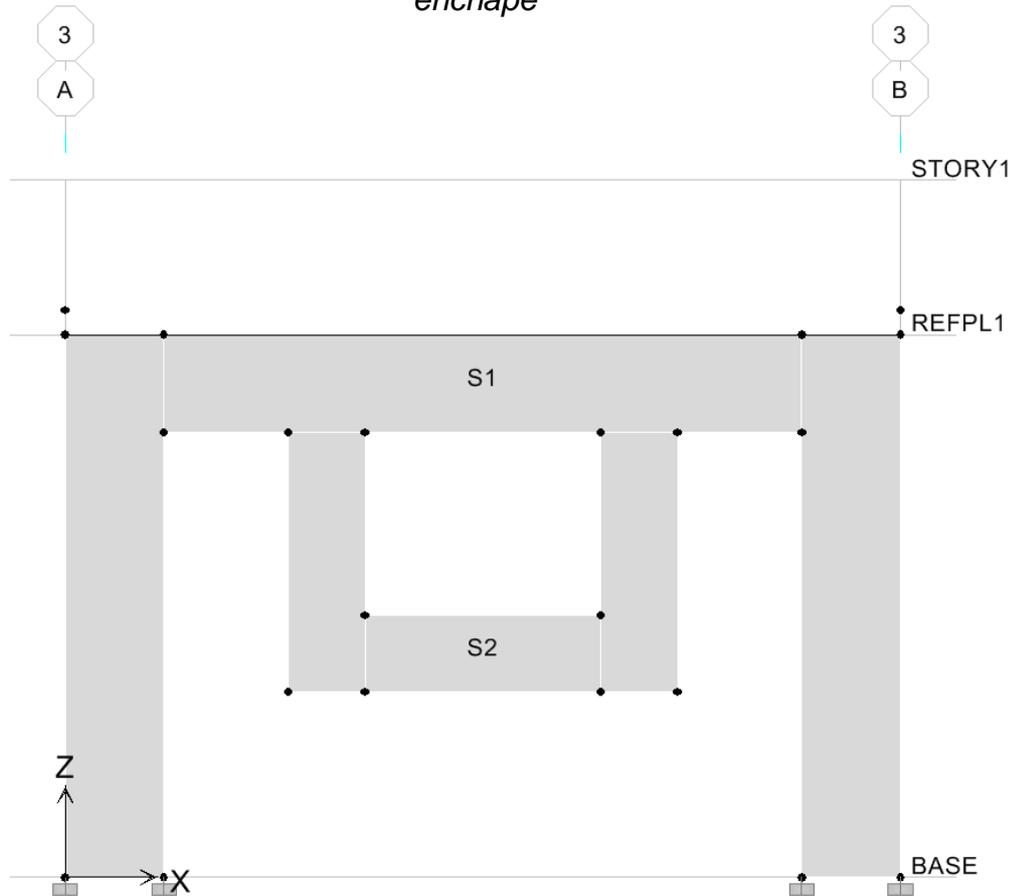
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 4-25: Relaciones Demanda sobre Capacidad (D/C), para elementos PIER, fachadas laterales Izquierda y derecha respectivamente franjas de enchape



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 4-26: Diseño de los elementos SPANDREL, fachada posterior franjas de enchape

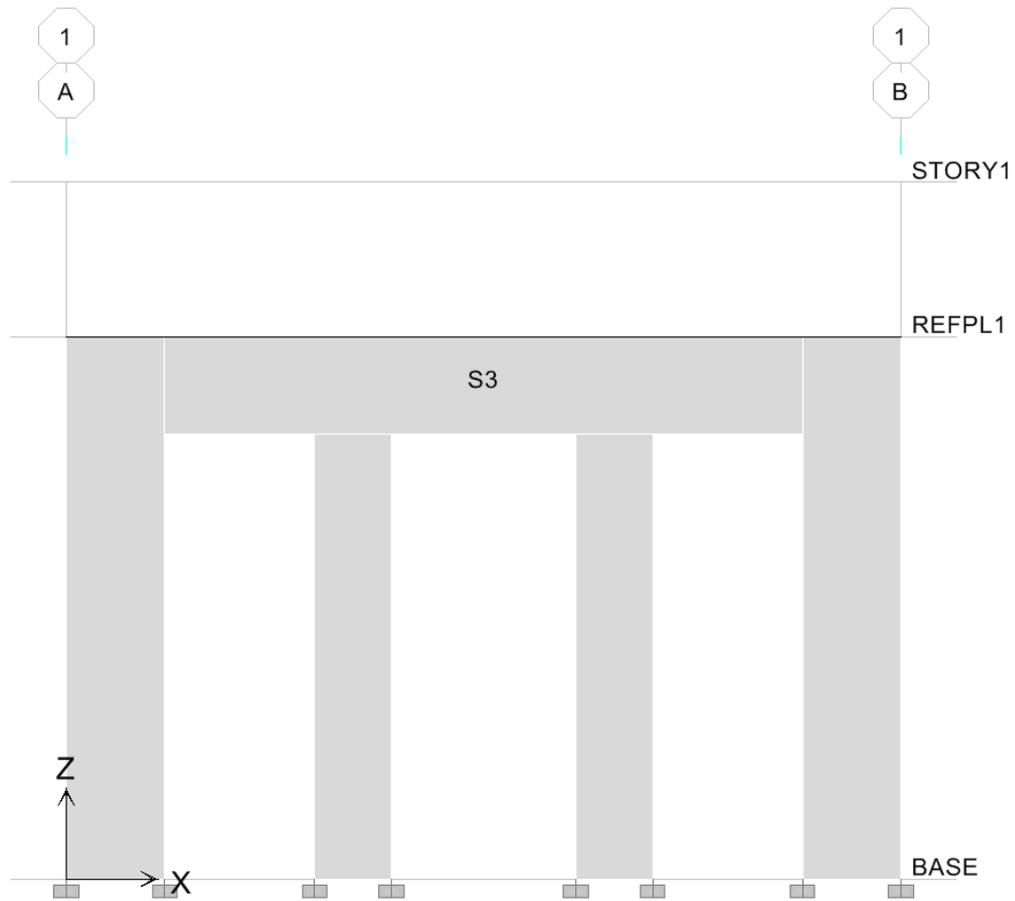


Flexural Design		(RLLF = 1,000)		Spandrel ID: S1	
Station Location	Top Steel cm ²	Top Steel Ratio	Top Steel Combo	Mu	
Left	0,202	0,0875%	COMB8	-0,224	
Right	0,202	0,0875%	COMB7	-0,224	
Station Location	Bot Steel cm ²	Bot Steel Ratio	Bot Steel Combo	Mu	
Left	0,182	0,0790%	COMB7	0,203	
Right	0,182	0,0790%	COMB8	0,203	

Flexural Design		(RLLF = 1,000)		Spandrel ID: S2	
Station Location	Top Steel cm ²	Top Steel Ratio	Top Steel Combo	Mu	
Left	0,012	0,0065%	COMB4	-0,011	
Right	0,012	0,0065%	COMB3	-0,011	
Station Location	Bot Steel cm ²	Bot Steel Ratio	Bot Steel Combo	Mu	
Left	0,000	0,0000	N/A	N/A	
Right	0,000	0,0000	N/A	N/A	

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

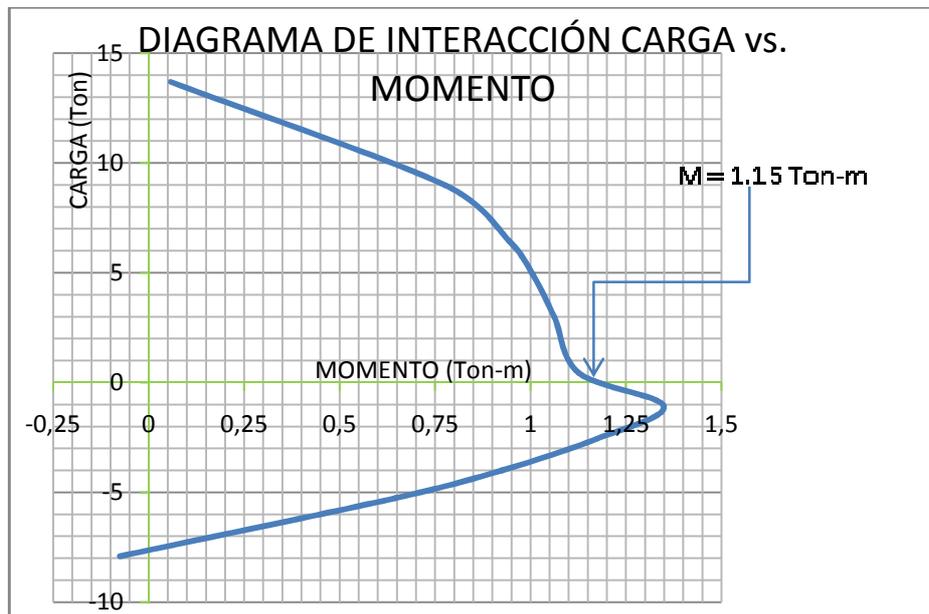
Figura 4-27: Diseño de los elementos SPANDREL, fachada frontal franjas de enchape



Flexural Design		(RLLF = 1,000)		Spandrel ID: S3	
Station Location	Top Steel cm²	Top Steel Ratio	Top Steel Combo	Mu	
Left	0,164	0,0709%	COMB8	-0,183	
Right	0,164	0,0709%	COMB7	-0,183	
Station Location	Bot Steel cm²	Bot Steel Ratio	Bot Steel Combo	Mu	
Left	0,168	0,0728%	COMB7	0,188	
Right	0,168	0,0728%	COMB8	0,188	

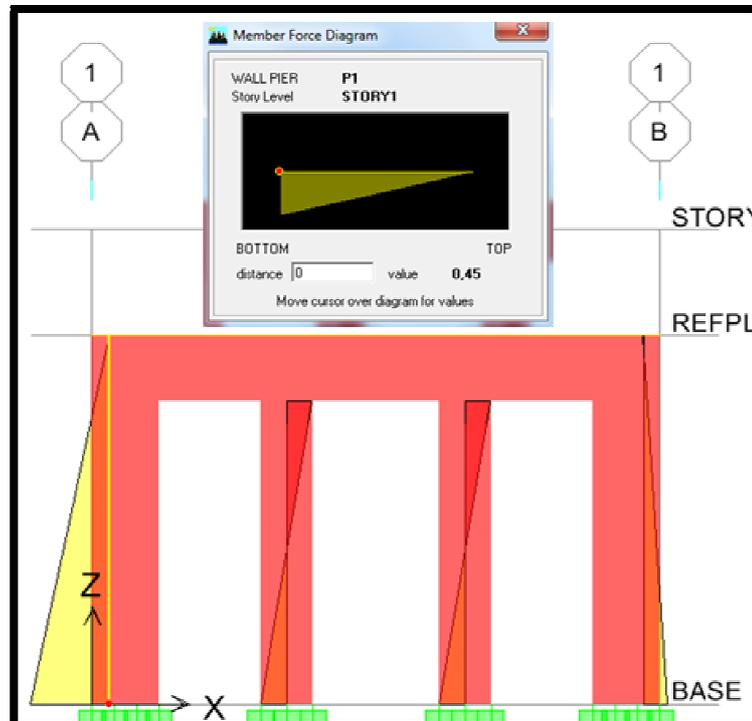
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 4-28: Diagrama de interacción, Carga vs. Momento, de las franjas verticales de enchape



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 4-29: Comprobación de la capacidad a flexión de las franjas verticales tipo "L"

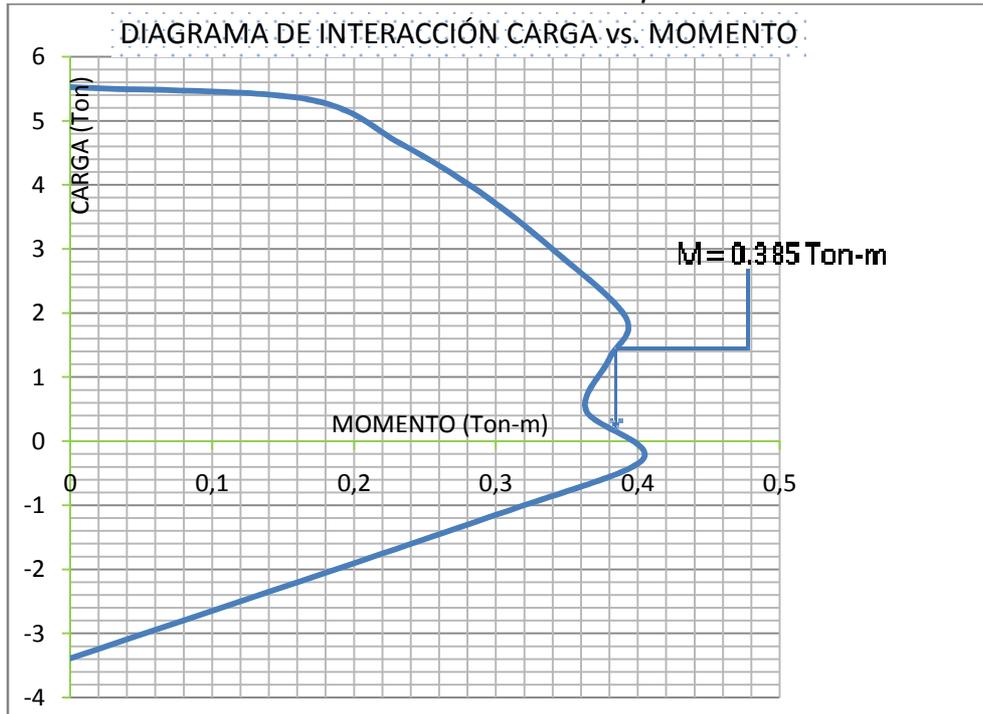


Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Como se puede observar, luego de realizar el análisis de las franjas de enchape verticales, una vez tomados los valores mas representativos encontrados en cada

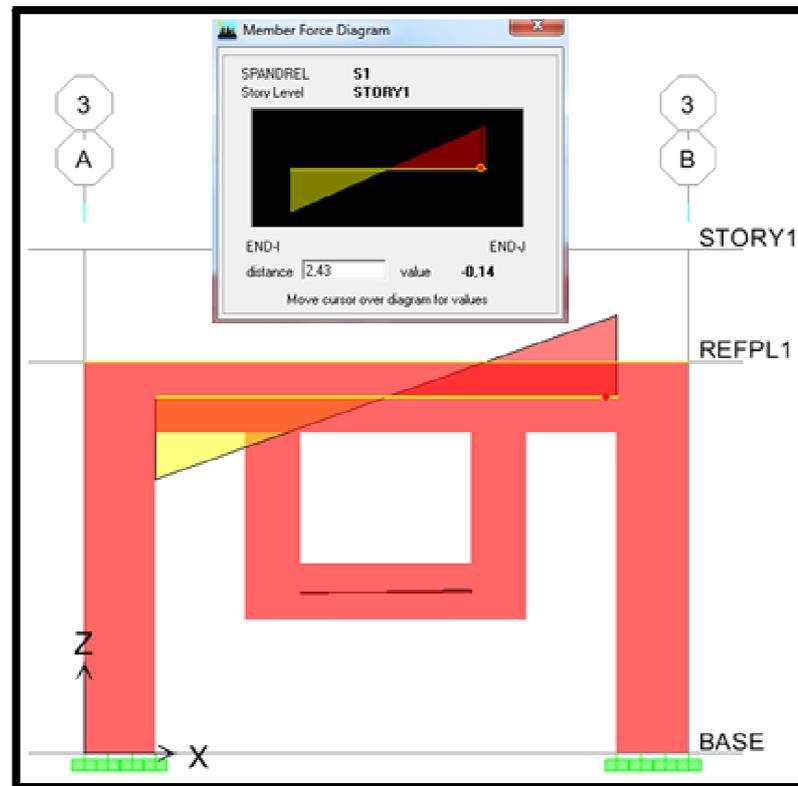
fachada, se puede afirmar que la capacidad de las mismas es de 1.15 (Ton-m) este valor supera al valor del momento de diseño (0.45 Ton-m) para un corte basal de Diseño de 2.34 Ton. Se puede mencionar que las franjas verticales de enchape funcionan de manera correcta como elementos de refuerzo de las esquinas y a la vez conexión de las franjas horizontales.

Figura 4-30: Diagrama de interacción, Carga vs. Momento de las franjas horizontales de enchape



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 4-31: Comprobación de la capacidad a flexión de los paneles horizontales tipo "I"



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Ahora se puede observar, para el análisis de las franjas de enchape horizontales, una vez tomados los valores más representativos en cada fachada, que la capacidad de estas franjas es de 0.39 (Ton-m) este valor supera al valor del momento de diseño (0.14 Ton-m) para un corte basal de Diseño de 2.34 Ton. Entonces, las franjas horizontales funcionan de manera correcta como elementos de refuerzo en la parte superior de todo el sistema y a la vez conecta las franjas verticales óptimamente.

4.5 MODELACIÓN DEL LOS MAMPUESTOS DE TIERRA

4.5.1 DEFINICIÓN

A continuación, se realizará una modelación de las paredes de Tierra del sistema únicamente con el objetivo de realizar un análisis comparativo en cuanto a la capacidad de deformación del sistema sin el reforzamiento planteado.

4.5.1.1 Modelación

Se puntualizan todos y cada uno de los materiales que se utilizaron para la modelación del sistema conformado únicamente, por las paredes de adobe sin el reforzamiento, mediante la utilización del software de diseño integral, ETABS 9.7.4. con el principal objetivo de registrar deflexiones. Muchos de los materiales que se mencionan fueron tomados en cuenta gracias a la disponibilidad de los mismos para el presente proyecto.

4.5.1.1.1 Adobe (*mampuestos de tierra*)

“Cuando $f'm$ no se seleccione mediante muretes preliminares o históricos, su valor puede determinarse en base a una correlación apropiada de calidad de los materiales”³³. Entonces se decidió realizar los siguientes ensayos previos que permitan encontrar parámetros de resistencia que a su vez permitan obtener valores de Modulo de elasticidad del material Adobe para registrarlo en el programa. Este valor de módulo de elasticidad se lo calcula únicamente para utilizarlo en el programa en la modelación de las paredes, con el fin de tener una idea aproximada de las deformaciones que sufriría este material bajo las condiciones antes ya descritas, por lo que, se debe entender que este módulo es el producto de consideraciones de resistencias únicamente a compresión mas no a tensión que es lo que en la realidad sucede.

4.5.2 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LAS UNIDADES DE MAMPOSTERIA

Tabla 4.5: *Determinación de la resistencia a la compresión de las unidades de tierra cruda*

I.D. BLOQUE:	PESO:kg	Largo:cm	Altura:cm	Ancho:cm
B.1:	6320	33,50	9,00	14,50
B.2:	6378	33,50	9,50	14,50
B.3:	6234	33,50	9,50	14,50
PROMEDIO:	6311	33,50	9,33	14,50

³³ Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (1998) NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SÍSMO RESISTENTE, NSR-98, Tomo 1, Colombia, AIS.

I.D. BLOQUE:	A:cm ²	q:KN	q:kg Ruptura	f'cu:Mpa	f'cu:Kg/cm ²
B.1:	485,75	68,20	6954,35	1,40	14,32
B.2:	485,75	78,00	7953,66	1,61	16,37
B.3:	485,75	60,90	6209,97	1,25	12,78
PROMEDIO:	485,75	69,03	7039,33	1,42	14,49

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

4.5.3 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL MORTERO DE PEGA

Tabla 4.6: Determinación de la resistencia a la compresión de los cubos tallados de un mampuesto de tierra cruda.

ID. CUBO:	Arista a:cm	Arista b:cm	Arista c:cm	Peso:gr
B.A.1	9,00	8,40	8,70	994,10
B.A.2	8,90	9,00	9,00	1035,30
B.A.3	9,00	8,50	8,90	1044,60
B.A.4	9,00	8,90	8,80	1094,60
B.A.5	9,00	8,80	9,00	1099,40
B.A.6	9,50	8,70	9,00	1023,70
PROMEDIO:	9,07	8,72	8,90	1048,62

ID. CUBO:	Carga:Kg (Aplicada)	σ :Mpa (Compresión)	σ :Kg/cm ² (Compresión)
B.A.1	460,00	0,60	6,08
B.A.2	508,00	0,62	6,34
B.A.3	530,00	0,68	6,93
B.A.4	600,00	0,73	7,49
B.A.5	530,00	0,66	6,69
B.A.6	402,00	0,48	4,86
PROMEDIO:	505,00	0,63	6,40

B.A: Cubo tallado de un bloque entero de tierra cruda cuyas dimensionamiento de las aristas para el cubo, es el lado más corto de todo el bloque.

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

4.5.4 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA DE ADOBE

$$f^m = C_m \phi (C_f f_{cu}^{\prime})^{0.75} (f_{cr})^{0.25} \quad (4-2)$$

Donde:

C_m: Es un factor que depende de la continuidad de la mampostería (C_m=0.45 para mampostería continua).

φ: Es un factor que permite resistencias bajas de

mampostería,
Siendo igual a 1.00 en la mayoría de los casos.
Cf: Es un factor de forma, siendo igual a 1.00 para unidades macizas
f'cu: Resistencia especificada a la compresión de la unidad de mampostería.
fcr: Resistencia especificada a la compresión del mortero de pega

Si:

Cm:	0.35	
φ:	1	
Cf:	1	
f'cu:	1.42	Mpa
fcr:	0.63	Mpa
f'm:	0.41	N/mm ²
f'm:	4.11	kg/cm²

4.5.5 DETERMINACIÓN DEL MODULO DE ELASTICIDAD (Em), DE LA MAMPOSTERÍA.

“Módulo de elasticidad de las unidades de mampostería, Eb, presenta un amplio rango de variación y básicamente depende del tipo de material y de la resistencia a la compresión, f'cb. No hay un método estándar para evaluar el módulo de elasticidad. Usualmente este se toma como el modulo secante de elasticidad, desde el nivel cero de esfuerzo hasta un tercio de la resistencia del material.

Se utiliza una expresión que se nos dice: para ladrillos de arcilla, el módulo de elasticidad Eb, es usualmente más pequeño que el correspondiente a las unidades de hormigón. Este parámetro puede obtenerse aproximadamente como (Em)³⁴:

$$Em = 300 \cdot f'm \leq 10000 \text{ Mpa} \quad (4-3)$$

Ahora, calculamos el módulo de elasticidad (Em):

Em:	120.89	Mpa	CORRECTO
Em:	1233.11	Kg/cm ²	CORRECTO
Em:	12331	Ton/m ²	

³⁴ CAPÍTULO 6 Comportamiento Sísmico de Edificios de Mampostería no Reforzada.
<http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6230/07CAPITULO6.pdf;jsessionid=1D436B436F18AB960F4C25E793659CEA.tdx2?sequence=7>

A continuación, se presenta un cuadro de resumen de algunos de los módulos de elasticidad que se han obtenido según determinadas investigaciones acerca de las propiedades mecánicas del Adobe.

Tabla 4.7: Valores obtenidos en investigaciones de las propiedades del Adobe como material constructivo

PROPIEDADES:	EPN_ADOBE	ESPE_ADOBE	COLOMBIA_ADOBE	PERÚ_ADOBE	PUCE_ADOBE
Em: Ton/m ²	12331	13836	11700	12000	11575

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Se puede observar que el valor determinado se encuentra dentro del rango de valores obtenidos en varias investigaciones realizadas con el Adobe, entonces damos por valido el parámetro calculado para registrarlo en el programa y así lograr determinar las diferentes deflexiones de interés.

Finalmente, se define un material llamado ADOBE correspondientes a las paredes cuyo espesor es de 15.00 cm.

$\gamma = 1285 \text{ kg/}$ Peso por unidad de volumen
 $E = 1233 \text{ kg/}$ Módulo de elasticidad $E = 300 \cdot f \cdot m$

Figura 4-32: Registro de las propiedades del material Adobe, modelo mampuestos de tierra

The screenshot shows a 'Material Property Data' dialog box with the following fields and values:

- Material Name:** ADOBE
- Display Color:** Orange
- Type of Material:** Isotropic, Orthotropic
- Type of Design:** Design: None
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 0.1285
 - Weight per unit Volume: 1.285
 - Modulus of Elasticity: 12331
 - Poisson's Ratio: 0.15
 - Coeff of Thermal Expansion: 1.170E-05
 - Shear Modulus: 5361.3043
- Design Property Data:** (Empty)
- Buttons:** OK, Cancel

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

4.5.5.1 Sección paredes de adobe.

Sección con la cual se identifica al enchape sobre las paredes para simularlo en el programa.

NOMBRE = PARED

MATERIAL = ADOBE (véase sección 4.5.1.1.1)

TIPO = SHELL

MEMBRANA= 0.15 m

BENDING = 0.15 m

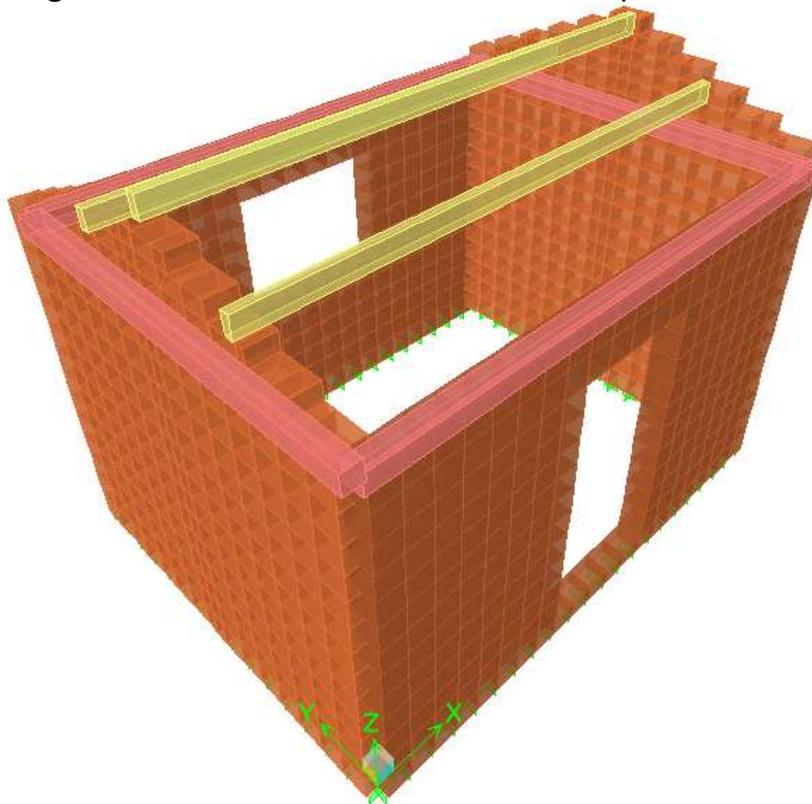
Se modelan todos los elementos de la cubierta considerados en el modelo de las Franjas de enchape descrito con anterioridad.

4.5.6 CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA

La consideración de las cargas y las combinaciones de carga para este modelo, es la misma que se definió para el modelo del reforzamiento de enchape.

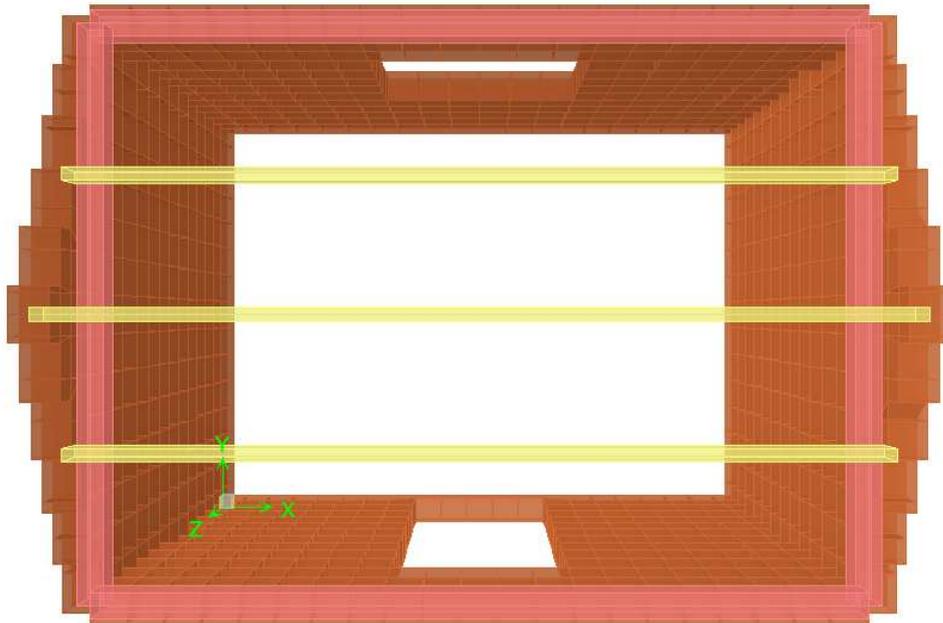
4.5.7 VISUALIZACIÓN DE LOS MAMPUESTOS DE TIERRA DEL MODELO

Figura 4-33: Vista en 3D del modelo mampuestos de tierra



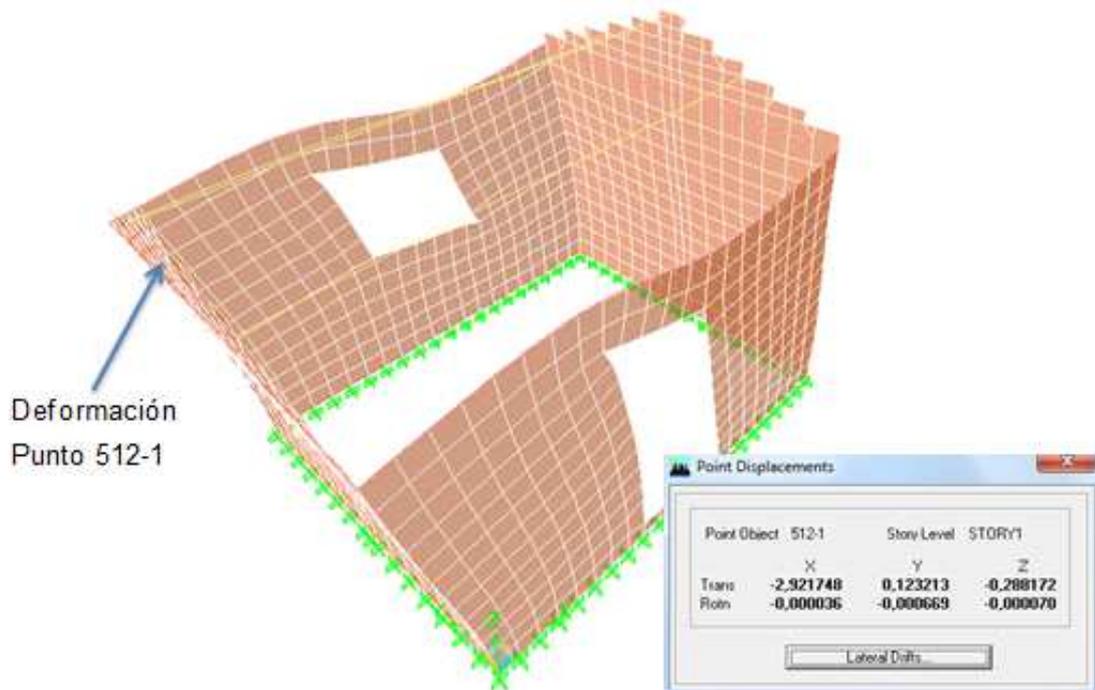
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 4-34: Vista en planta en 3D del modelo mampuestos de tierra



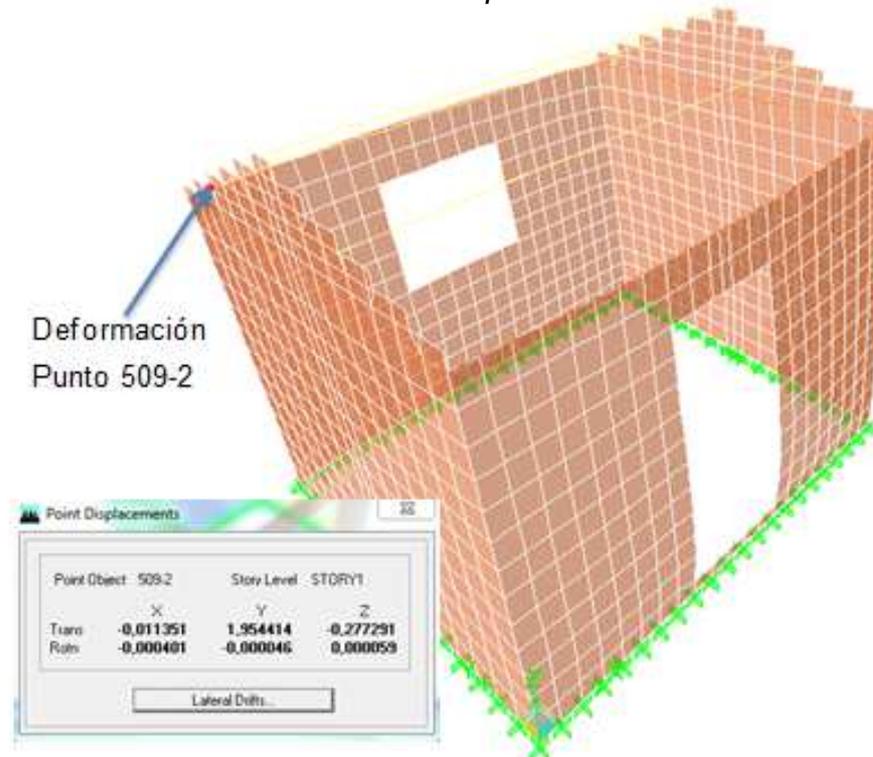
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 4-35: Deflexión producida por el efecto del corte basal en sentido X-X sobre el modelo de mampuestos de tierra



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 4-36: Deflexión producida por el efecto del corte basal en sentido Y-Y sobre el modelo de mampuestos de tierra



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Se han presentado algunos valores de deflexiones (mm) del sistema para ambos sentidos. Los resultados encontrados se mostrarán y se analizarán, más adelante.

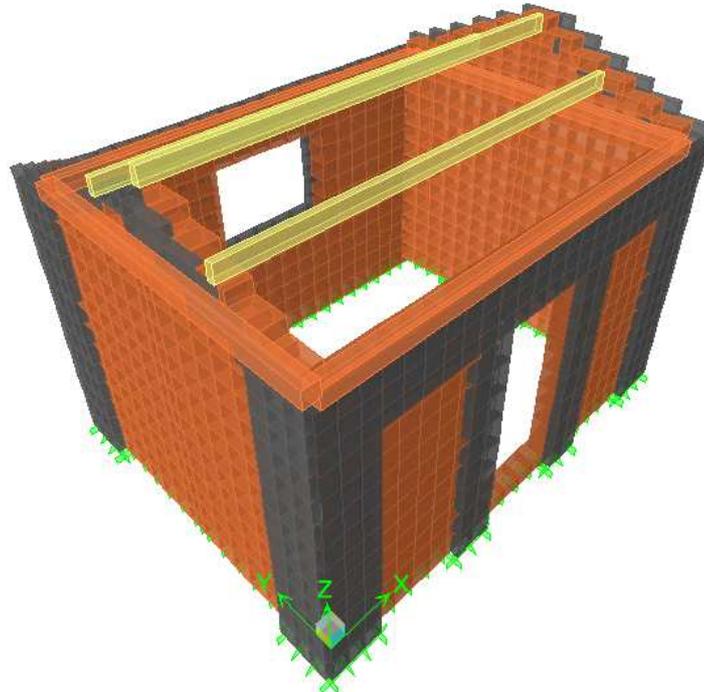
4.6 MODELACIÓN DEL SISTEMA MAMPUESTOS DE TIERRA Y FRANJAS DE ENCHAFE

4.6.1 DEFINICIÓN

A continuación se realiza una modelación de las paredes de Tierra, es decir, de los mampuestos de tierra, junto con el reforzamiento de los mismos con las franjas de enchafe como un solo sistema, para verificar las deflexiones de todo el conjunto bajo todas las condiciones de carga, materiales y secciones antes ya descritas en los anteriores modelos.

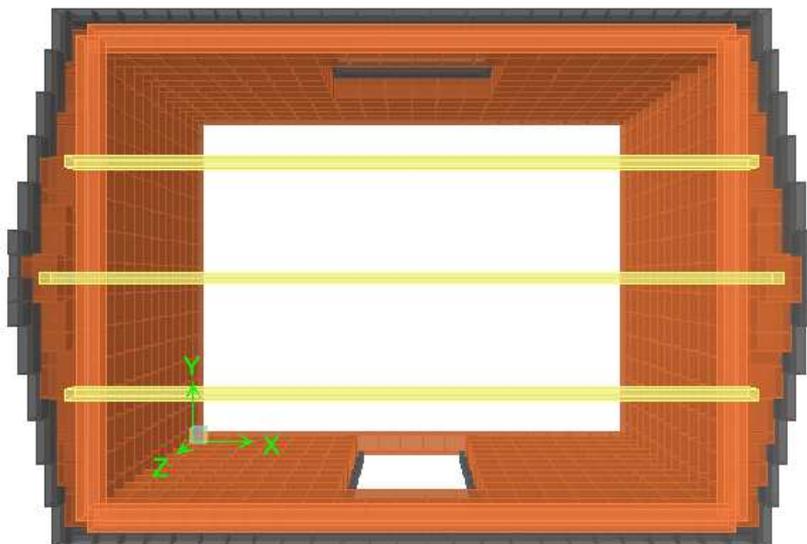
4.6.2 VISUALIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS

Figura 4-37: Vista en 3D del modelo de mampuestos de tierra y franjas de enchape



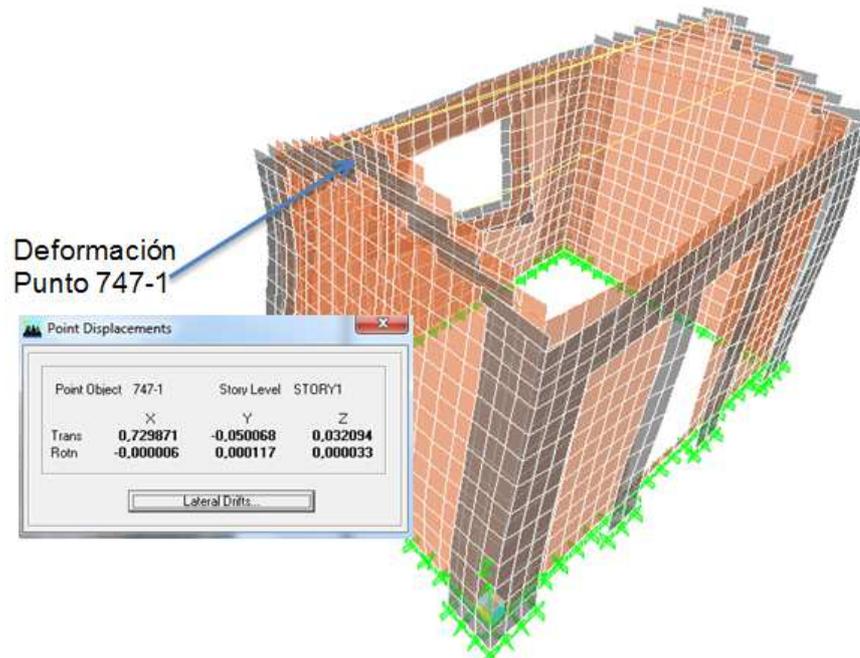
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 4-38: Vista en planta en 3D del modelo mampuestos de tierra y franjas de enchape



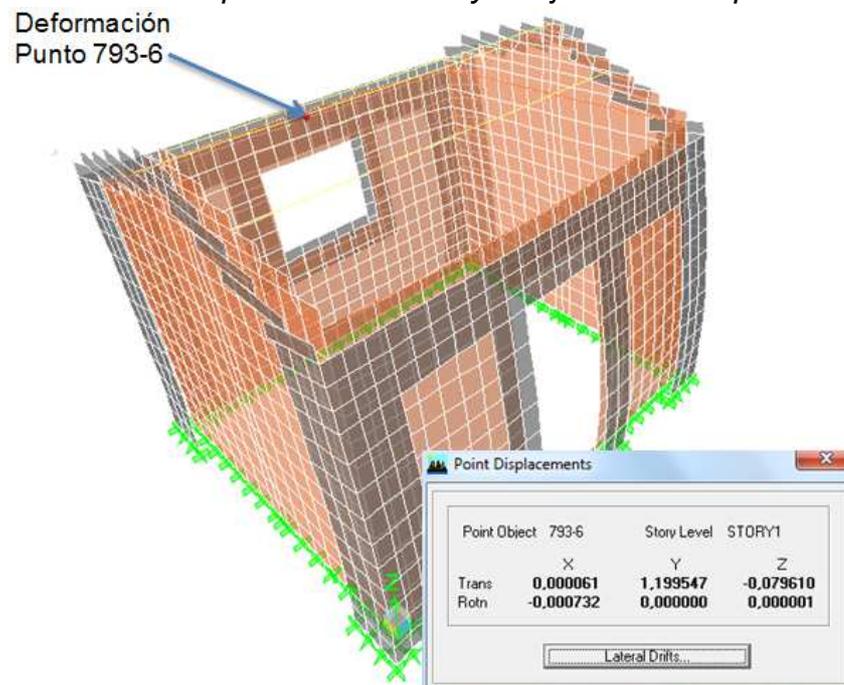
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 4-39: Deflexión producida por el efecto del corte basal en sentido X-X para el modelo mampuestos de tierra y franjas de enchape



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 4-40: Deflexión producida por el efecto del corte basal en sentido Y-Y para el modelo mampuestos de tierra y franjas de enchape



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Se han presentado algunos valores de deformaciones en mm del sistema para ambos sentidos. Los resultados encontrados se mostrarán más adelante.

CAPÍTULO 5 DESCRIPCIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN DEL PROTOTIPO PARA EL ENSAYO

5.1 DEFINICIÓN

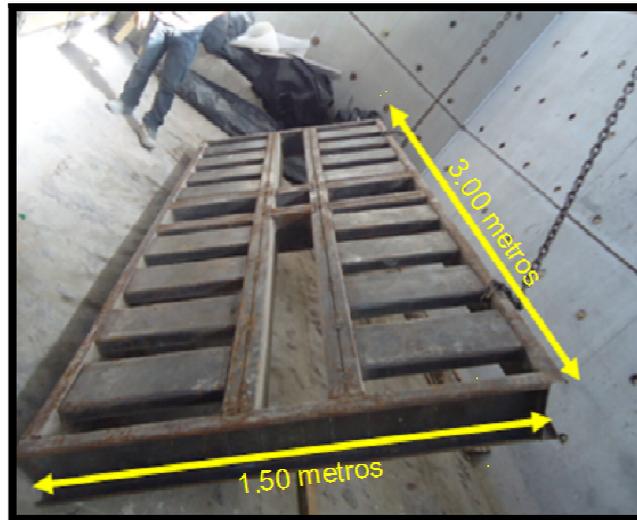
A continuación, se realiza una descripción de las distintas etapas que se siguió para la construcción y posterior ejecución del ensayo del prototipo estructural donde la construcción como tal, se llevó a cabo en los meses de Abril, Mayo, Junio, Julio, y Agosto del 2012, en las instalaciones del laboratorio de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional y posteriormente los ensayos se realizaron en los meses de Septiembre del mismo año hasta Enero del 2013, cumpliendo las siguientes actividades:

5.2 SECUENCIA DE ACTIVIDADES

5.2.1 PLATAFORMA DE ACERO

- Se empezó por utilizar, una estructura existente en el laboratorio de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional, empleada con anterioridad como losa de cimentación para una investigación determinada. Las dimensiones de esta fueron de 3.00 x 1.50 metros, constituida por perfiles de acero tipo G200x50x15x3 individuales y soldados entre sí formando secciones 2G200x100x3.
- A esta se la transporto con la ayuda de la grúa y se la posicionó adecuadamente en la esquina donde se encuentran los muros de reacción para tener libertad y comodidad para llevar a cabo la construcción teniendo en cuenta el alcance de la ubicación de la grúa en sentido X y en sentido Y para las posteriores pruebas como se muestra en la figura 5-1.

Figura 5-1: Plataforma de perfiles, original



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Una vez posicionada la plataforma, se le realizaron algunos cambios en cuanto a su geometría ajustándola a las dimensiones necesarias del prototipo estructural, es decir, que se tuvo que extenderla 0.45 metros en la longitud de 1.50 metros encada extremo a fin de lograr tener una longitud de 2.40 metros. Se procedió a soldar nuevos perfiles G200x50x15x3 de 0.35 metros de longitud en la misma posición que los rigidizadores originales de la estructura y encerrar al conjunto con perfiles de sección 2G200x100x3 en la otra dirección, para formar un marco rígido como se muestra en las figuras 5-2.

Figura 5-2: Plataforma de perfiles de acero, final



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

5.2.2 GANCHOS DE AGARRE

- Se procedió a colocar los ganchos de agarre cuyo doblé fue de 0.06 m de radio para lo cual, se soldó un ángulo de 0.20 metros de peralte cuyo espesor fue de 0.05 metros junto con dos varillas de $\Phi=16$ mm de 0.70 metros de longitud cada una como se muestra en la figura 5-3. Adicionalmente se colocó un pedazo de varilla de las mismas características, que rigidice la unión entre las dos varillas.

Figura 5-3: Varillas de acero corrugado y ángulos de acero



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Una vez terminados de ser armados los ganchos, se los colocó en cada una de las cuatro esquinas de la plataforma, soldados correctamente para evitar cualquier tipo de falla como se muestra en la figura 5-4.

Figura 5-4: Ángulos y ganchos, soldados con electrodos 70/18



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- *“Todas las conexiones para los ganchos así como las conexiones entre perfiles, fueron realizadas con soldadura de Aceros al Carbono y de baja aleación MG 7018 MESSE adecuada para este tipo de estructuras”³⁵.*

5.2.3 CHICOTES DE ANCLAJE

- Se colocó como chicotes de anclaje, varillas Ø12@70cm L=20.00 cm alrededor, en cada perfil que forma el marco exterior de la plataforma, con el objetivo de anclar la primera hilera de bloques de adobe al empezar a levantar las paredes hilera tras hilera como se muestra en la figura 5-5.

³⁵ NORMA AWS/ASME DIN 1913-CLASIFICACIÓN E6013 E51 55 B10

Figura 5-5: Chicotes para el anclaje de bloques (Primera hilera)



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

5.2.4 ÁNGULOS DE DESCANSO PARA LA MALLA Y EL ENCHAPE

- Primero, se procedió a cortar 2 ángulos de 45.00 cm de longitud cada uno, 1 ángulo de 27.00 cm y otro de 20.00 cm de longitud respectivamente como se muestra en las figuras 5-6.

Figura 5-6: Ángulos de acero LX40X40X5



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Una vez cortados los ángulos, fueron colocados en cada una de las esquinas de la plataforma tanto externa como internamente con el objeto de garantizar una cómoda colocación de la malla de traslape y el reposo del enchape al momento de colocarlo sobre la pared.
- Una vez colocados los ángulos en la plataforma, se procedió a colocar la malla de traslape.

5.3 MALLA ELECTROSOLDADA DE TRASLAPE

- Se cortó pedazos de malla de 90 cm de largo y 30 cm de altura para ser colocados en la parte exterior de cada esquina sobre los ángulos de soporte, doblada a 45 cm de su longitud y otra malla de 55 cm de largo y de 30 cm de alto doblada en la mitad de su longitud para ser colocada, internamente en cada una de las esquinas de igual forma sobre los ángulos de soporte de la plataforma. Se dejó para cada malla patas en su base de 0.05 m para doblar y soldar como se muestra en la figura 5-7.

Figura 5-7: Conexión de malla y ángulos, sobre la plataforma de acero



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

5.4 MAMPOSTERÍA DE ADOBE

- Se realizó la mezcla a base de cemento, arena y agua, para pegar los bloques de la primera hilera esta mezcla tuvo una dosificación básica 3:1, con el fin de garantizar el no deslizamiento de la primera fila, como se muestra en las Figuras 5-8.

Figura 5-8: Colocación de la primera hilera con mezcla de cemento y arena



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Para la segunda hilera y las demás, se realizó una mezcla distinta a base de la misma tierra con que fueron fabricados los bloques, agua mezclada con panela en estado de fermentación en cantidades según sea la necesidad para alcanzar la manejabilidad que se desea obtener, con el objetivo de formar un mortero cohesivo y aglutinante que pegue los bloques entre sí de manera natural, como se muestra en las figuras 5-9.

Figura 5-9: Colocación de panela diluida en agua, como aditivo aglutinante de pega



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Los bloques se trabaron de manera que las varillas antes instaladas, anclaron las dos primeras hileras por completo como se muestra en la figura 5-10.

Figura 5-10: Primera hilera de bloques de adobe sobre la plataforma de acero



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Una vez constituida las dos primeras hileras y dejando el espacio correspondiente a la puerta, se trabó las siguientes filas de manera ordenada. Según se continuo con el levantamiento, se fueron colocando los conectores de malla, donde la forma y dimensiones de estos, resultaron de retazos obtenidos de haber cortado longitudes de 55 cm de la malla electrosoldada como se muestra la figura 5-11.

Figura 5-11: Retazos de malla de anclaje para el traslape de la malla electrosoldada de refuerzo

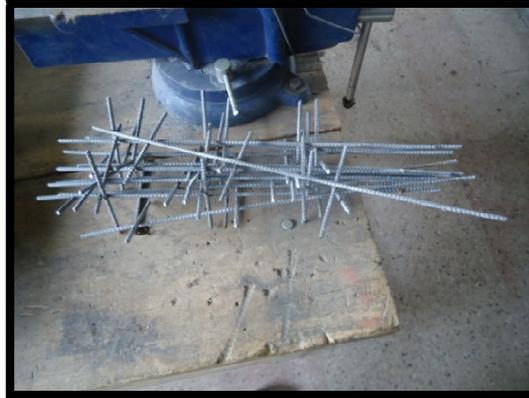


Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Un grupo de conectores de malla se dejaron tal cual después de cortados mientras que los conectores que unirían los vértices diagonalmente en las esquinas, se cortaron la pata de uno de sus extremos, como se muestra en

Figura 5-12, para evitar inconvenientes al colocar la malla de refuerzo interiormente.

Figura 5-12: Conectores provenientes del corte de las franjas de malla electrosoldada



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Al completar las tres primeras hiladas, se colocaron los primeros conectores de malla en las esquinas de las paredes previamente algunos ya doblados como se muestra en las Figuras 5-13.

Figura 5-13: Conectores sobre los mampuestos



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Luego se avanzó con las siguientes hileras para las cuales, en la posterior colocación de los conectores, estos se ubicaron cada tres hileras y ya no se doblaron como se muestra en la figura 5-14. (A excepción de la colocación de conectores en la puerta y ventana donde la forma de distribución de estos, se detalla más adelante).

Figura 5-14: Malla de anclaje y conectores en las tres primeras hileras



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Al alcanzar una altura de 1.00 metro, se dejó el espacio correspondiente a la ventana en el lado posterior del prototipo. Una vez alcanzada una altura total correspondiente a 2.00 metros, se instalaron los dinteles en la puerta y ventana respectivamente. Para la colocación de los dinteles, se instaló dos tiras de madera que juntas tenían una dimensión de 15 cm de ancho, 7.50 cm de alto y 1.50 metros de largo dimensiones que se adoptaron para simular condiciones críticas al momento de observar las posibles fallas en ventana y puerta.
- En los extremos de cada dintel se colocó clavos sin martillarlos completamente, se dejando aproximadamente 5 cm sin clavar como se muestra en las Figuras 5-15 y 5-16, para lograr un anclaje entre los extremos del dintel y las paredes.

Figura 5-15: Clavos colocados sobre las tiras de madera para dinteles



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 5-16: Dintel sobre puerta y ventana



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Por otra parte, se fueron colocando conectores alrededor de la puerta y ventana repartidos adecuadamente para agarrar la franja de malla de 30 cm para ambos casos, por lo que, se decidió colocar conectores de malla para la puerta a su lado izquierdo cada dos hileras empezando desde la base hacia arriba, mientras que en el lado derecho de la puerta se fueron colocando conectores cada tres hileras empezando desde la base como se muestra en la Figura 5-17 respectivamente, con el fin de observar, cómo se comporta el enchape en ambos casos durante el ensayo.

Figura 5-17: Ubicación de conectores en la zona de la puerta del prototipo



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Para la ventana, la colocación de los conectores fue uniforme, aproximadamente cada 30 cm horizontalmente en su marco y cada dos hileras verticalmente alrededor de su marco como se muestra en la Figura 5-18, en estas zonas, se colocó conectores tipo varillas simples de 4 mm sin corrugar para ver su comportamiento en la conexión del enchape y su posterior ensayo.

Figura 5-18: Ubicación de los conectores para la malla en la zona de la ventana



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Una vez colocados todos los conectores para la malla electrosoldada, se completó la altura total del prototipo. Ahora, se coloca la cubierta para lo cual se deben levantar previamente los tímpanos en los lados cortos de las paredes ya construidas por sobre las vigas de madera tipo vigas soleras. Para esto, fue necesario pegar la última hilera con una mezcla a base de cemento y tierra de dosificación similar con la que se pegó la primera hilera, (misma tierra utilizada para la fabricación de los bloques) y agua como se muestra en la figura 5-19, con el fin de darle un mejor agarre a las vigas de madera y evitar posibles deslizamientos durante los ensayos.

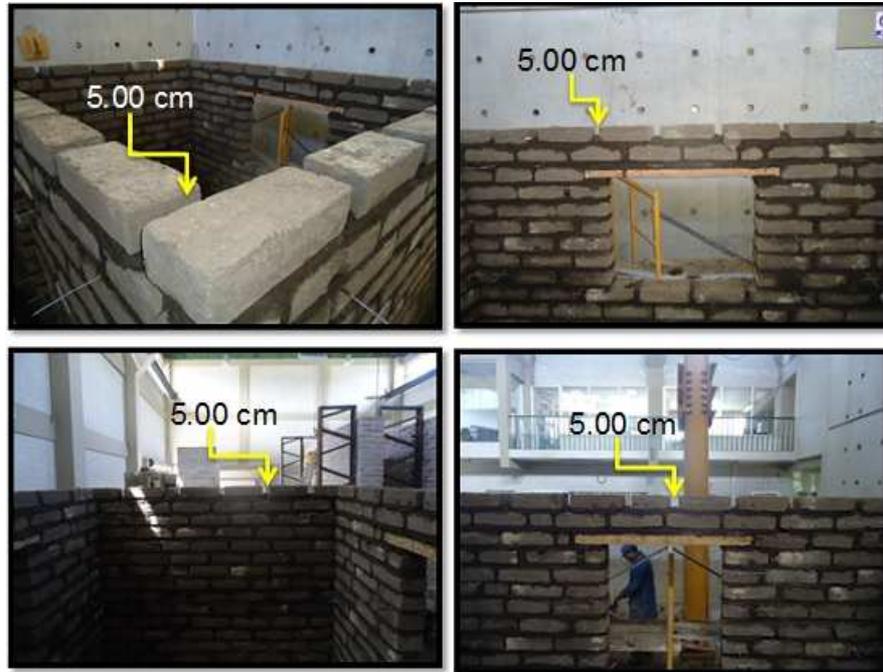
Figura 5-19: Mezcla a base de arena y cemento para pegar la última hilera del prototipo



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Se debe acotar que se dejó para la última hilera, un espaciado entre bloques de 5 cm aproximadamente para cada lado como se muestra en la figura 5-20, para la posterior instalación de las vigas de madera que más adelante se describirán.

Figura 5-20: Separación para colocar los tirafondos de anclaje de las vigas soleras



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Finalmente, se completó la altura del prototipo previa a la instalación de las vigas de madera para la colocación de la cubierta, como se muestra en la figura 5-21.

Figura 5-21: Prototipo $h=2.14$ metros



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

5.5 VIGA SOLERA

- Con el fin de proporcionarle cierta cantidad de carga vertical al prototipo, así como rigidez, se decidió colocar vigas de madera formando un marco. Entonces, se empezó por realizar el destaje en el extremo de cada viga como se muestra en la figura 5-22 para posteriormente realizar el ensamble con cada una.

Figura 5-22: Destaje realizado en los extremos de cada viga solera



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Luego, se realizó los orificios para los clavos de anclaje y para los tirafondos que ayudaran a anclar las vigas de madera con los tímpanos y las paredes de los lados cortos y la viga de madera con las paredes de los lados más largos. Las perforaciones se realizaron con la ayuda del taladro por sobre los destajes de tal manera que los tirafondos y los clavos se coloquen a presión como se muestra en las figuras 5-23, 5-24.

Figura 5-23: Colocación de clavos tirafondos para el anclaje de las vigas con la pared y perforación en los destajes



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 5-24: Colocación de clavos tirafondos sobre las vigas más cortas para el anclaje de las culatas



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Se colocó la mezcla para pegar, la cual tuvo cierta cantidad de cemento para anclar de mejor manera las vigas soleras y los tímpanos. Se colocaron los conectores correspondientes a la última hilera y la mezcla e inmediatamente se montó cada una de las vigas soleras encajando cada clavo de anclaje en la separación de cada bloque, como se muestra en la figura 5-25.

Figura 5-25: Ubicación de las vigas soleras sobre la última hilera del prototipo



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Luego, se realizó el ajuste de cada conexión entre vigas soleras con los tirafondos como se muestra en la figura 5-26, (se realizaron cuatro

perforaciones por conexión en cada destaje de 14 cm x 5.50 cm en cada extremo de cada viga solera para facilitar el ensamble).

Figura 5-26: Conexión entre vigas soleras con tirafondos



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Se dejó fraguar el cemento y se procedió a formar los tímpanos en los lados más cortos del prototipo, separando los bloques a una distancia de 5 cm para que se anclen en los clavos que se colocó con anterioridad como se muestra en la figura 5-27.

Figura 5-27: Construcción de las culatas



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

5.6 CUBIERTA ARTESANAL

- Una vez levantados y fraguados los tímpanos, se empieza por traslapar las correas 1.00 metro aproximadamente, para obtener una longitud de 3.20 m. Estas soportarán el tiraje para posteriormente colocar las tejas. Se pica una profundidad de 10.00 cm para cada correa para colocarla encima del tímpano y formar una cubierta de dos aguas, como se muestra en la figura 5-28.

Figura 5-28: Ubicación de las correas sobre las culatas



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Luego, se colocó un tirafondo en cada extremo de las correas como se muestra en la figura 5-29, para que este permita un mejor anclaje y evite deslizamientos de la correa y esto conlleve a un deslizamiento inmediato de las alfajías que soportarán las tejas.

Figura 5-29: Ubicación de los tirafondos para garantizar el no deslizamiento de las correas



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Ahora, se coloca una mezcla de pega similar a la utilizada cuando colocamos las vigas soleras y de la misma manera, una vez colocada la mezcla, se posiciona inmediatamente las correas como se muestra en la figura 5-30.

Figura 5-30: Ubicación de los tirafondos para garantizar el no deslizamiento de las correas



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Se coloca el tiraje de alfajías de 40x30 cm de 1.60 metros de longitud para la instalación de las tejas.
- Se distribuye cada alfajía de manera que las tejas que formaran el canal se coloquen cada 10 cm y para las tejas que cubrirán el canal, se colocarán cada 15 cm. Se colocan las tejas desde abajo hacia arriba. Se amarra la primera hilera de tejas a cada alfajía con alambre galvanizado en cada lado para lo cual, se realiza un previo orificio en cada teja en sus extremos para lograr el amarre.
- Mientras se avanzó en la colocación de cada teja en forma vertical, se aseguró las mismas colocando un clavo en cada extremo en su lado largo para asegurarlas entre si y evitar deslizamientos inminentes durante el ensayo.
- Una vez completada la colocación de las tejas en ambos lados, para la colocación de las últimas tejas en la parte superior, se realizó el mismo amarre como se muestra en las figuras 5-31.

Figura 5-31: Amarre de tejas con alambre galvanizado



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Una vez armada toda la cubierta, se tubo completo el sistema estructural, paredes y cubierta como se muestra en la figura 5-32.

Figura 5-32: Prototipo sin reforzamiento



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

5.7 ENCHAPE DE MORTERO Y MALLA ELECTROSOLDADA

- Para idealizar de mejor manera los detalles para el prototipo, se colocaron marcos de madera de 15 cm x 4 cm idénticos a las maderas utilizadas para los dinteles, en la puerta y en la ventana como se muestra en las figuras 5-33.

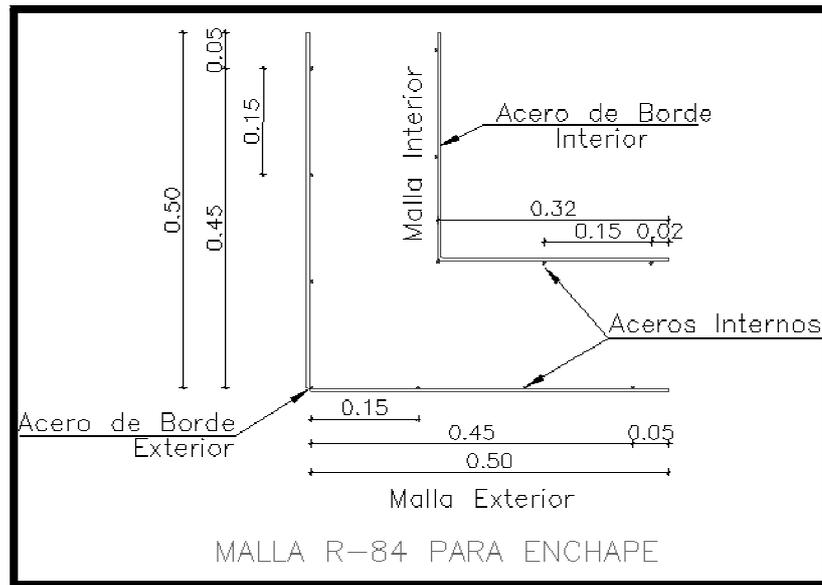
Figura 5-33: Marcos de madera en puertas y ventanas



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Se empieza por cortar la malla en fajas de 2.40 metros de alto y 1.00 metro de ancho aproximadamente, y en este lado, se dobla hacia adentro 0.50 metros a cada lado para colocarla por fuera.
- Para conservar el acero completo en cada extremo, se dejó 5 cm para la faja externa y 2 cm para la faja interna, a cada lado como se muestra en la figura5-34.

Figura 5-34: Esquema de doblado y colocación de la malla electrosoldada



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Para el reforzamiento colocado en la puerta y en la ventana, se cortó fajas de 30 cm de ancho en longitudes suficientes para que puedan ser traslapadas entre sí perimetralmente en la puerta y la ventana.
- En la puerta se colocó una malla de 3.50 mm @ 10 cm, con el fin de evaluar los efectos que se producen al utilizar una malla distinta a la original.
- Una vez cortadas todas las fajas, se procedió a colocarlas en los respectivos vértices traslapándolas 15 cm con la malla soldada en la plataforma de acero, luego se dobló los conectores para sujetarla malla y se aseguró el dobles con tiras de alambre galvanizado, como se muestra en la figura 5-35, procurando dejar la malla a una separación de 1.50 cm para esto, se colocó piedras que mantengan esta separación entre la malla y la pared hasta empezar a lanzar el mortero.

Figura 5-35: Aseguramiento de la malla electrosoldada con alambre galvanizado



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Previamente instaladas las fajas tanto al exterior como al interior, se empezó por realizar la mezcla para el mortero de enchape, este mortero, tuvo una dosificación de 4:1, es decir, se mezcló la arena previamente cernida el cemento y mientras se colocó la mezcla, se tomaron muestras en cilindros y en cubos, para realizar las posteriores pruebas de resistencia a los 28 días según como se indica en la norma como se muestra en la figura 5-36.

Figura 5-36: Cilindros y cubos de hormigón de enchape



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Antes de colocar el enchape, se debió humedecer las zonas para que el mortero se adhiera de mejor manera como se muestra en la figura 5-37.

Figura 5-37: Humectación de las zonas para el reforzamiento



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Una vez humedecidas las zonas, se comienza por champear cada vértice lado por lado hasta alcanzar el espesor de 3 cm en todas sus esquinas, puerta y ventana de manera que la malla quede totalmente embebida en el mortero. Se empezó por la parte exterior y continuamos en los días siguientes, con la parte interior del prototipo como se muestra en la figura 5-38.

Figura 5-38: Enlucido del mortero de enchape de reforzamiento



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Se curó el enchape exterior luego de haber sido colocado para evitar grietas representativas y posteriormente se colocó el mortero al interior del prototipo. y de esta manera se culminó la construcción del mismo.

CAPÍTULO 6 DISEÑO DEL EXPERIMENTO

6.1 DISEÑO DEL ENSAYO A CARGA LATERAL

6.1.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS DEL ENSAYO

6.1.1.1 Carga vertical

Para aplicar la carga lateral de ensayo, se obtuvo el corte basalpreviamente calculado en el Capítulo 2, donde se determinó el coeficiente del mismo expresado en porcentaje del peso total del prototipo. Esta carga es la idealización de la fuerza sísmica actuante en el ensayo.

Tabla 6.1: Descripción Total de cargas consideradas de los materiales

DESCRIPCIÓN_DE_CARGA:	PESO:	
Peso paredes de adobe	4,45	Ton
Enchape Exterior e=3cm	0,75	Ton
Enchape Interior e=3cm	0,56	Ton
Madera Marcos 4x10 cm	0,01	Ton
Peso Dinteles 4x15 cm	0,01	Ton
Viga Collar 11x11 cm	0,03	Ton
Correas Madera 10x4 cm	0,01	Ton
Peso Alfajías	0,08	Ton
Peso de malla	0,03	Ton
Peso Tejas	0,31	Ton
Otros pesos	0,05	Ton
TOTAL:	6,28	Ton

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

A este peso, se adiciona una carga viva, la cual se puede considerar por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, para cubiertas de dos aguas (NEC).

$$WL = 50 \text{ Kg/cm}^2$$

Para el ensayo, se ha considerado el peso neto de la casa, más el peso de la plataforma, el cual no interviene en el corte basal como ya se ha planeado en el alcance de esta investigación. El ensayo consistió en elevar gradualmente la plataforma y medir el ángulo de inclinación mediante la altura respectiva.

La componente horizontal del peso del modelo fue utilizada para cuantificar la máxima fuerza sísmica.

Considerando las características de zona, su forma, factor de reducción, el suelo, uso de la edificación, se determinó el índice de corte, que en términos de porcentaje se obtuvo el 40% del peso total del prototipo, así la carga de sismo lateral actuante en el proyecto es de 2.50 Ton, a una inclinación de la plataforma de 23.5° respecto al nivel horizontal de la casa en ambos sentidos.

- P1 = carga aplicada sentido X-X de Este – Oeste
- P2 = carga aplicada sentido X-X de Oeste – Este
- P3 = carga aplicada sentido Y-Y de Sur – Norte
- P4 = carga aplicada sentido Y-Y de Norte – Sur

Tabla 6.2: Ciclos de carga sentido x – x P1 y P2

COMPONENTE HORIZONTAL			
No. PRUEBAS	ALTURA:m	ÁNGULO:°	%W:
1	0,32	5,74	10
2	0,64	11,50	20
3	0,95	17,20	30
4	1,28	23,50	40
5	1,60	30,00	50
6	1,93	37,00	60
7	2,24	44,50	70
8	2,56	53,00	80
9	2,88	64,00	90
10	3,20	90,00	100

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 6.3: Ciclos de carga sentido y -y P3 y P4

COMPONENTE HORIZONTAL			
No. PRUEBAS	ALTURA:m	ÁNGULO:°	%W:
1	0,24	5,74	10
2	0,48	11,48	20
3	0,71	17,22	30
4	0,96	23,50	40
5	1,20	30,00	50
6	1,44	37,00	60
7	1,68	44,50	70
8	1,92	53,00	80
9	2,16	64,00	90
10	2,40	90,00	100

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

6.1.1.2 Carga lateral

Para simular la carga de sismo en el modelo, se ha tomado como parte del diseño el código Ecuatoriano de la Construcción.

$$V = \frac{Z.I.C}{R.\phi_e.\phi_p} . W(6-1)$$

- Z = 0.4 Quito, Pichincha se ubica en la zona 4
- I = 1.0 Otras estructuras
 - Ct = 0.06 Pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o con diagonales y para otras.
 - Hn = 2.75*1 = 2.75m

$$T = Ct * hn^{3/4}(6-2)$$

- T = 0.06*2.75^{3/4} = 0.128
- S = 1.5 S3: Suelos blandos y estrato profundo Cm = 2.8

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T}(6-3)$$

- C = $\frac{1.25 * 1.5^{1.5}}{0.128}$
- C = 17.92
- Pero: 0.50 < C < Cm

- Como $C > C_m$, por tanto $C = 2.8$
- *“Si bien se conoce claramente que los factores de reducción de resistencia R dependen realmente de muchas variables, del tipo de estructura, del tipo de suelo, del período de vibración considerado y de los factores de ductilidad, sobre-resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite, se ha simplificado a un parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural”³⁶. Por lo mencionado anteriormente se adoptó el factor de reducción $R = 3$, pues se aplica a estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada.*
- $\phi_p = 1.0$
- $\phi_e = 1.0$

$$V = \frac{0.4 * 1.00 * 2.80}{3.00 * 1.00 * 1.00} * W(6-4)$$

- $V = 37\% W \sim 40\% W$
- $V = 2.50 \text{ Ton}$

6.2 CONTROL POR VOLCAMIENTO

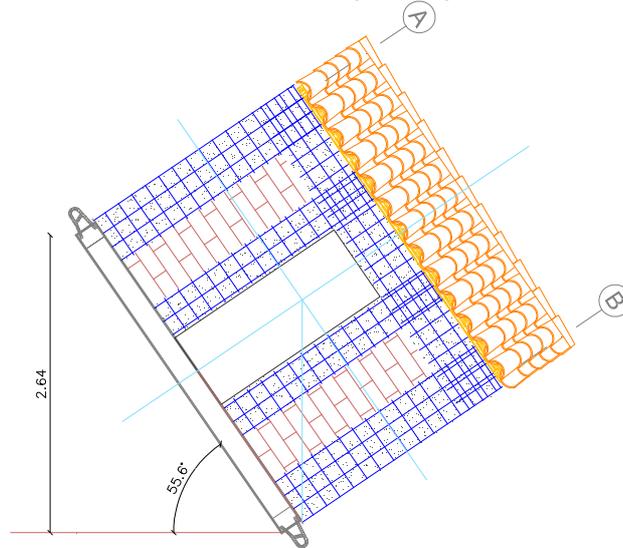
Para considerar el ángulo y la elevación máxima aplicada para los ensayos, es decir, la carga de sismo máxima que se debe aplicar al prototipo antes de que ocurra el posible volcamiento del mismo, se ha realizado el siguiente análisis:

6.2.1 ANÁLISIS DE VOLCAMIENTO EN EL SENTIDO X – X (P1 y P2)

Se debe controlar que el levantamiento sea gradual y no sobrepase el eje que produzca el volcamiento, y así poder limitar las cargas máximas que se deben aplicar en el ensayo. Para el sentido de las pruebas P1 y P2 la carga es de 5.18 ton (83% del peso total) con un ángulo de 55.6° y una altura de 2.64m como indica la figura 6-1.

³⁶ Instituto Ecuatoriano de Normalización, CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION, Quito, Ecuador

Figura 6-1: Elevación máxima del prototipo sentido x-x (P1 y P2)

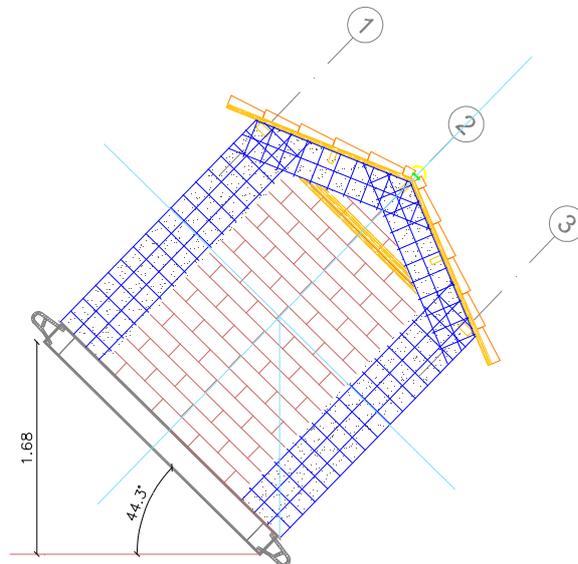


Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

6.2.2 ANÁLISIS DE VOLCAMIENTO EN EL SENTIDO Y-Y (P3 Y P4)

En este sentido, La carga máxima de aplicación para el prototipo es de 4.38 Ton (70% del peso total), con un ángulo de 44.3° y una altura de 1.68m como se muestra en la figura 6-2.

Figura 6-2: Elevación máxima del prototipo sentido x-x (P3 y P4)



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

6.3 PRIMER CICLO DE CARGAS

6.3.1 SENTIDO X- X

- P2 (Oeste – Este): Para este ciclo las cargas que se aplicaron al prototipo, se fueron incrementando paulatinamente a medida que se inclinó la base donde está fijada toda la estructura, hasta alcanzar la carga de sismo que representó el 40% del peso total del prototipo (2.5ton componente horizontal de la carga gravitacional del mismo).

El dispositivo que permite la variación de los ángulos y alturas es la grúa, la cual con la ayuda de cadenas de acero de capacidad de 5 toneladas, permite los levantamientos asegurandolas cadenas en los ganchos de la plataforma, dependiendo del lado y el sentido del cual se va a proceder con el levantamiento; las cadenas deben formar un triángulo isósceles para que el levantamiento de la plataforma sea gradual y además la carga este bien distribuida en las dos cadenas. Se verifica la distancia de la altura con la ayuda de un flexómetro a medida que se realiza el levantamiento paulatino como se observa en la figura 6-3.

Figura 6-3: Carga aplicada de 40% del peso total (2.5 t) X-X, P2



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- P1 (Este – Oeste).- Una vez alcanzada la inclinación requerida, con altura de 1.28m y ángulo de 23.5°, se varia la dirección de levantamiento hasta

obtener la altura y el ángulo indicado anteriormente como se muestra en la figura 6-4.

Figura 6-4: Carga aplicada de 40% del peso total (2.5 Ton) X-X, P1.



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 6.4: Primer ciclo de pruebas sentido X-X, P1 y P2

COMPONENTE HORIZONTAL					
CICLOS	No. PRUEBAS	ALTURA:m	ÁNGULO:°	FUERZA H:Ton	%W:
1er.Ciclo	1	0,32	5,74	0,63	10
	2	0,64	11,5	1,25	20
	3	0,95	17,2	1,86	30
	4	1,28	23,5	2,50	40
2do. Ciclo	5	1,60	30,0	3,14	50
	6	1,93	37,0	3,78	60
	7	2,24	44,5	4,40	70

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Una vez concluido el primer ciclo de cargas se llegó a determinar que el enchape resistió óptimamente la fuerza horizontal (2.5 Ton) equivalente al 40% del peso total de la casa, para el cual fue diseñado. No se presentó ninguna fisura.

6.3.2 SENTIDO Y - Y

- P4 (Norte – Sur): El incremento de la carga, depende directamente de la inclinación a la base del prototipo. Para este sentido de aplicación de cargas, se debe alcanzar la carga de sismo de 40% del peso propio equivalente a 2.5Ton con altura de 0.96m y un ángulo de 23.5° como se indica en la figura 6-5.

Figura 6-5: Carga aplicada de 40% del peso total (2.5 t) Y-Y, P4



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- P3 (Sur – Norte).- Seguidamente, se procede con el lado opuesto en el mismo sentido, a una altura de 0.96m y un ángulo de 23.5° como se muestra en la figura 6-6, donde se verifica por medio de los LVDTs colocados en los puntos más representativos de las paredes, las deformaciones correspondientes.

Figura 6-6: Carga aplicada de 40% del peso total (2.5 Ton) Y-Y, P3



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 6.5: Ciclo de pruebas

COMPONENTE HORIZONTAL					
CICLOS	No. PRUEBAS	ALTURA:m	ÁNGULO:°	FUERZA H:Ton	%W:
1er.Ciclo	1	0,24	5,74	0,63	10
	2	0,48	11,48	1,25	20
	3	0,71	17,22	1,86	30
	4	0,96	23,50	2,50	40
2do. Ciclo	5	1,20	30,00	3,14	50
	6	1,44	37,00	3,78	60
	7	1,68	44,50	4,40	70

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

6.4 SEGUNDO CICLO DE CARGAS

6.4.1 SENTIDO X- X

Incremento de la inclinación hasta antes del volamiento:

- P2 (Oeste – Este).- Se inicia un nuevo ciclo de cargas con la que pretendemos conocer la carga extra que aplicada produzca el colapso parcial o global del prototipo. El incremento de las cargas se inició directamente a partir del primer ciclo, es decir la carga que representa el 40% del peso propio, hasta alcanzar el 70% del peso total (4.4 ton) con una

inclinación de 44.5° y una altura de 2.24m como se indica en la figura 6-7, donde se presentaron fisuras considerables en la pared de adobe en la fachada posterior donde se encuentra la ventana.

- En cuanto al enchape no se divisan fisuras importantes.

Figura 6-7: Carga aplicada de 70% del peso total (4.40 Ton)X-X, P2



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- P1 (Oeste – Este).- Se procedió de la misma manera en el otro sentido, pero dadas las restricciones en cuanto a espacio físico en el laboratorio se pudo alcanzar una inclinación únicamente hasta un ángulo de 37° y con una altura de 1.93m obteniéndose así una carga lateral de un 60% del peso total del prototipo (3.78 ton) como se observa en la figura 6-8.

Figura 6-8: Carga aplicada de 60% del peso total (3.78 Ton)X-X, P1



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 6.6: Segundo ciclo de pruebas sentido X – X, P1 y P2

COMPONENTE HORIZONTAL					
CICLOS	No. PRUEBAS	ALTURA: m	ÁNGULO:°	FUERZA H: Ton	%W:
1er.Ciclo	1	0,32	5,74	0,63	10
	2	0,64	11,5	1,25	20
	3	0,95	17,2	1,86	30
	4	1,28	23,5	2,50	40
2do. Ciclo	5	1,60	30,0	3,14	50
	6	1,93	37,0	3,78	60
	7	2,24	44,5	4,40	70

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

6.4.2 SENTIDO Y - Y

- P3 (Sur – Norte).- Para este sentido de aplicación de cargas, se consideró que las paredes tienen continuidad lo cual permitió contrarrestar de mejor manera los efectos de la fuerza sísmica, por estas características la estructura soportó más carga de la esperada, pero debido al espacio físico del laboratorio, sólo se pudo alcanzar una inclinación de 37° y una altura de 1.44m con una carga lateral del 60% del peso total (3.78 Ton) como se muestra en la figura 6-9.

Figura 6-9: Carga aplicada 60% del peso total (3.78 Ton) Y-Y, P3.



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- P4 (Norte – Sur).- Para la aplicación de carga en el siguiente sentido, no se presentaron mayores problemas, pues se contó con amplio espacio, de tal manera que se pudo alcanzar una inclinación suficiente sin sobrepasar el

eje de volteo, y por medio de este se pudo controlar la carga a aplicarse según la inclinación correspondiente, con todas estas consideraciones se pudo aplicar una carga actuante correspondiente al 60% del peso total (3.78 ton), con un ángulo de 37° y una altura de 1.44m como indica la figura 6-10.

Figura 6-10: Carga aplicada del 60% del peso total (3.78 t) Y-Y, P4.



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 6.7: Segundo ciclo de pruebas sentido Y-Y, P3 y P4.

COMPONENTE HORIZONTAL					
CICLOS	No. PRUEBAS	ALTURA:m	ÁNGULO:°	FUERZA H: Ton	%W:
1er.Ciclo	1	0,24	5,74	0,63	10
	2	0,48	11,48	1,25	20
	3	0,71	17,22	1,86	30
	4	0,96	23,50	2,50	40
2do. Ciclo	5	1,20	30,00	3,14	50
	6	1,44	37,00	3,78	60

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

6.5 CAPACIDAD A CORTE DEL SISTEMA DE ENCHAPE

6.5.1 CAPACIDAD DEL ECHAPE DE LAS FACHADAS

A continuación se presenta los parámetros obtenidos en la sección 4.4 correspondientes a la capacidad a corte del sistema de enchape.

Tabla 6.8: Determinación de la capacidad al corte de las paredes confinadas con franjas de enchape de hormigón

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD AL CORTE DE LAS PAREDES CONFINADAS CON FRANJAS DE ENCHAPE DE HORMIGÓN						
PARED:	b:cm	h:cm	Acv:cm ²	αc:	Vn:Ton	Vn.φ:Ton
FACHADA FRONTAL	6	290	1740	0,53	18,01	2,91
FACHADA TRASERA	6	290	1740	0,53	18,01	1,52
FACHADA LATERAL 1	6	210	1260	0,53	13,04	0,94
FACHADA LATERAL 2	6	210	1260	0,53	13,04	0,94

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD AL CORTE DE LAS PAREDES CONFINADAS CON FRANJAS DE ENCHAPE DE HORMIGÓN			
PARED:	ΦVn.φ:Ton	ΦVn.φ:kg	Cap.Cortante:Ton
FACHADA FRONTAL	2,47	2469,96555	3,76
FACHADA TRASERA	1,29	1288,10245	
FACHADA LATERAL 1	0,80	796,179181	1,59
FACHADA LATERAL 2	0,80	796,179181	

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

6.6 DERIVA MAXIMA PERMISIBLE

Para determinar las derivas máximas permisibles debemos resolver la siguiente expresión propuesta por el CEC.

$$\Delta M = R \cdot \Delta E \quad (6-5)$$

R = 3, es el coeficiente de reducción de respuesta estructural, para estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada.

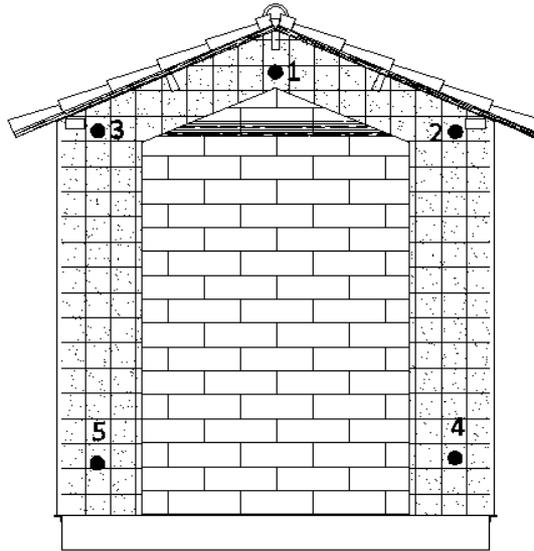
$\Delta M = 0.01$, para estructura de mampostería

$$\Delta E = \frac{0.01}{3} = 0.0033$$

6.7 PREDICCIÓN DE LAS DEFORMACIONES

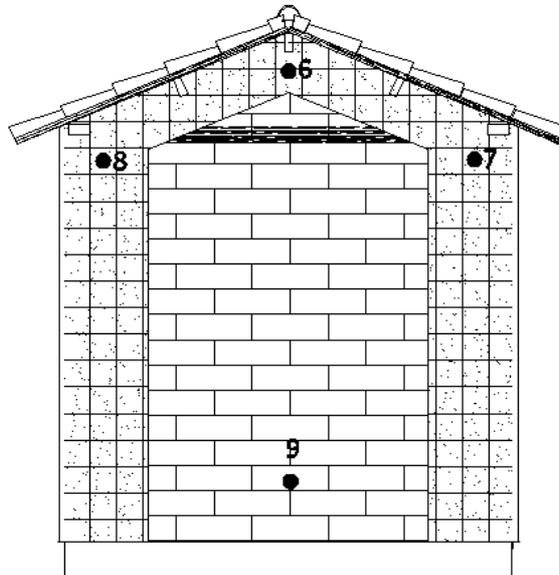
Las deformaciones obtenidas en el modelo únicamente de las franjas de enchape, se calibraron de acuerdo a las características reales del prototipo, resultando como módulo de elasticidad un valor de 63142 kg/cm², produciéndose las siguientes deflexiones de acuerdo a las diferentes cargas aplicadas:

Figura 6-11: Deflexiones en la fachada lateral izquierda del modelo



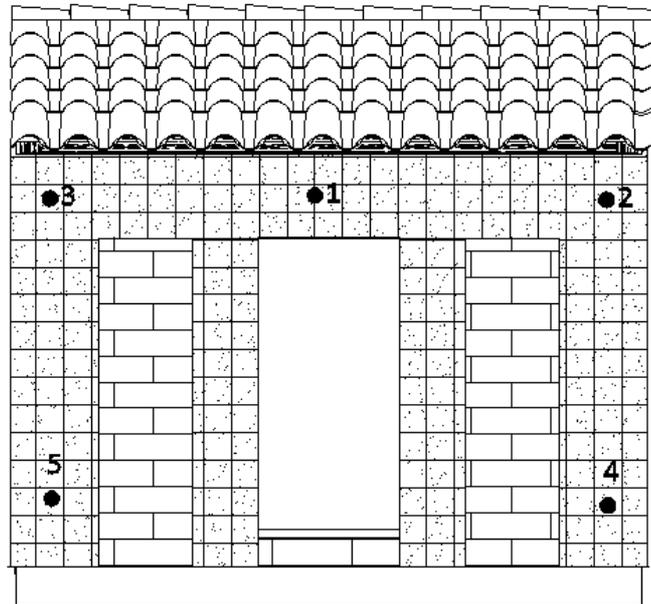
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 6-12: Deflexiones en la fachada lateral derecha del modelo



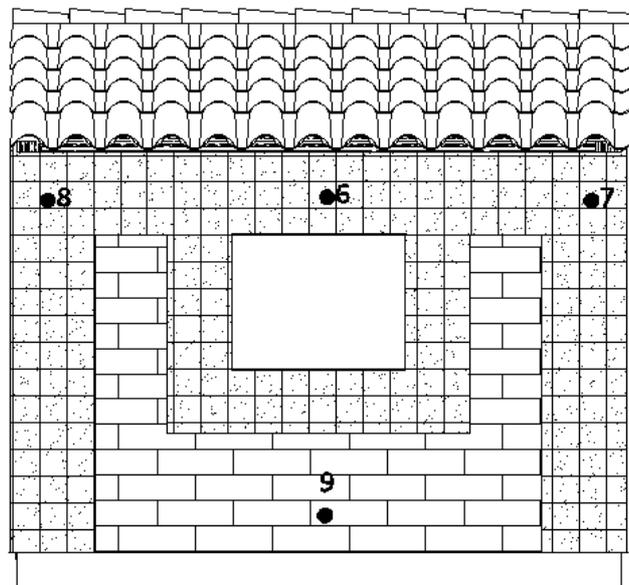
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 6-13: Deflexiones en la fachada frontal del modelo



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 6-14: Deflexiones en la fachada posterior del modelo



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 6.9:Deflexiones en el sentido X- X P2

SENTIDO X_X-P2										
%Wpp:	FH:(t)	mm								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
10%	0,63									
20%	1,25									
30%	1,86									
40%	2,50	1,466	1,227	1,440	0,063	0,070	1,466	1,440	1,227	0,050
50%	3,14	1,842	1,541	1,808	0,080	0,080	1,842	1,810	1,541	0,069
60%	3,78	2,217	1,855	2,177	0,096	0,106	2,217	2,177	1,855	0,090
70%	4,40	2,581	2,159	2,534	0,112	0,124	2,581	2,534	2,159	0,100
80%	5,05									
90%	5,64									
100%	6,25									

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 6.10:Deflexiones en el sentido X-X, P1.

SENTIDO X_X-P1										
% Wpp:	FH:(t)	mm								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
10%	0,63									
20%	1,25	0,733	0,613	0,720	0,032	0,035	0,733	0,720	0,613	0,030
30%	1,86	1,091	0,913	1,071	0,047	0,052	1,091	1,071	0,913	0,040
40%	2,50	1,466	1,227	1,440	0,063	0,070	1,466	1,440	1,227	0,060
50%	3,14	1,842	1,541	1,810	0,080	0,088	1,842	1,808	1,541	0,075
60%	3,78									
70%	4,40									
80%	5,05									
90%	5,64									
100%	6,25									

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 6.11:Deflexiones en el sentido Y-Y, P3.

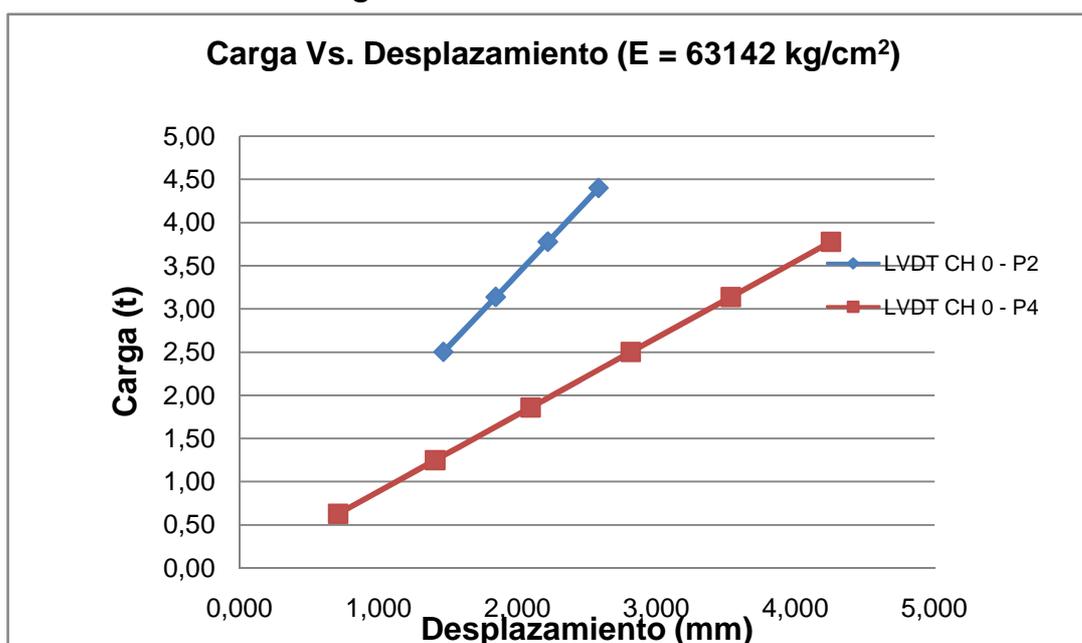
SENTIDO Y_Y-P3										
%Wpp:	FH:(t)	mm								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
10%	0,63	0,709	0,724	0,724	0,024	0,024	0,733	0,729	0,729	0,020
20%	1,25	1,407	1,437	1,437	0,048	0,048	1,455	1,447	1,447	0,040
30%	1,86	2,093	2,138	2,138	0,072	0,072	2,165	2,154	2,154	0,060
40%	2,50	2,814	2,873	2,873	0,097	0,097	2,901	2,985	2,895	0,079
50%	3,14	3,534	3,609	3,609	0,122	0,122	3,655	3,636	3,636	0,100
60%	3,78									
70%	4,40									
80%	5,05									
90%	5,64									
100%	6,25									

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 6.12:Deflexiones en el sentido Y-Y, P4.

SENTIDO Y_Y-P4										
%WpP:	FH:(t)	mm								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
10%	0,63	0,709	0,724	0,724	0,024	0,024	0,733	0,729	0,729	0,020
20%	1,25	1,407	1,437	1,437	0,048	0,048	1,455	1,447	1,447	0,040
30%	1,86	2,093	2,138	2,138	0,072	0,072	2,165	2,154	2,154	0,060
40%	2,50	2,814	2,873	2,873	0,097	0,097	2,901	2,985	2,895	0,079
50%	3,14	3,534	3,609	3,609	0,122	0,122	3,655	3,636	3,636	0,100
60%	3,78	4,254	4,345	4,345	0,146	0,146	4,400	4,377	4,377	0,120
70%	4,40									
80%	5,05									
90%	5,64									
100%	6,25									

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 6-15:Predicción de deflexiones

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Las deflexiones antes mostradas de los diferentes tipos de cargas aplicadas se deben comparar con los desplazamientos reales del prototipo después del ensayo.

En la Figura 6-15 se representan una tendencia lineal de la carga en función del la deformación, es así que esta no es la curva esperada y no demuestra el comportamiento real del material, por este motivo las deformaciones no fueron las

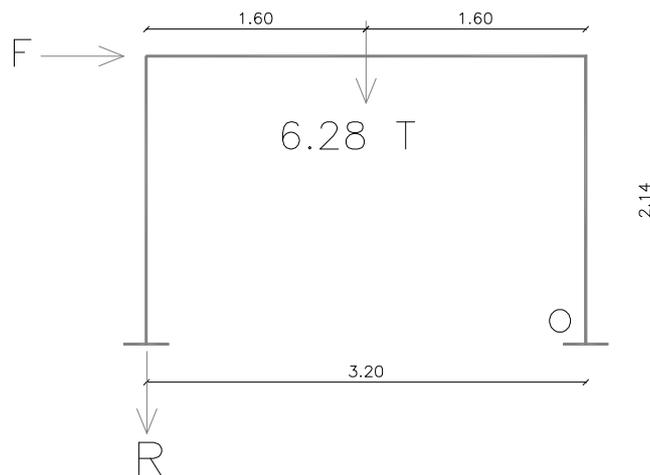
correctas, debiéndose así revisar y cambiar el módulo de elasticidad hasta obtener uno que esté acorde a las deformaciones que resultaron del ensayo realizado. Es así que se obtuvo un nuevo valor de módulo de elasticidad de: 70000gk/cm^2 .

6.8 LIMITES DE RESISTENCIA DE LA MALLA

Otra de las condiciones del ensayo es la resistencia de la malla electro soldada, de manera que se logren aplicarlas llevando el control del grado de inclinación que debemos aplicar a la plataforma donde se apoya toda la estructura.

6.8.1 SENTIDO OESTE – ESTE

Figura 6-16: Esquema de fuerzas estáticas del prototipo X-X, P1 y P2.



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Realizando el equilibrio de fuerzas estáticas tenemos:

$$2.14 * F - 6.28 * 1.6 - R * 3.2 = 0$$

$$2.14 * F - 10.048 = 3.2 * R$$

$$F = 4.695 + 1.495 * R$$

R = es la resistencia de la malla antes de que esta fluya, con el número de varillas que están colocadas podemos determinar esta reacción frente a la carga que está actuando.

Numero de varillas = 8

$$R = 8 \cdot 0.126 \text{cm}^2 \cdot 5500 \text{kg/cm}^2$$

$$R = 5.54 \text{ Ton}$$

Reemplazando en F resulta:

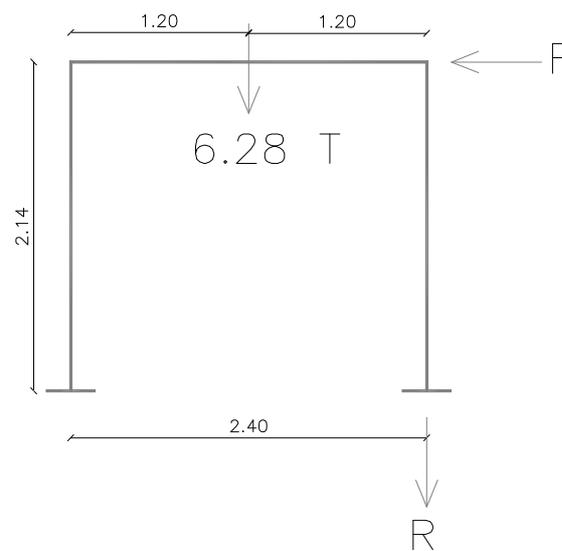
$$F = 4.695 + 1.495 \cdot 5.54$$

$$F = 12.98 \text{ Ton}$$

F será la fuerza límite antes de que la malla electrosoldada fluya

6.8.2 SENTIDO NORTE – SUR

Figura 6-17: Esquema de fuerzas estáticas del prototipo Y-Y, P3.



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Realizando el equilibrio de fuerzas estáticas tenemos:

$$2.14 \cdot F - 6.28 \cdot 1.2 - R \cdot 2.4 = 0$$

$$2.14 \cdot F - 7.54 = 2.4 \cdot R$$

$$F = 3.52 + 1.12 \cdot R$$

R = es la resistencia de la malla antes de que esta fluya, con el numero de varillas que están colocadas podemos determinar esta reacción frente a la carga que está actuando.

Numero de varillas = 12

$$R = 12 * 0.126 \text{cm}^2 * 5500 \text{kg/cm}^2$$

$$R = 8.32 \text{Ton}$$

Reemplazando en F resulta:

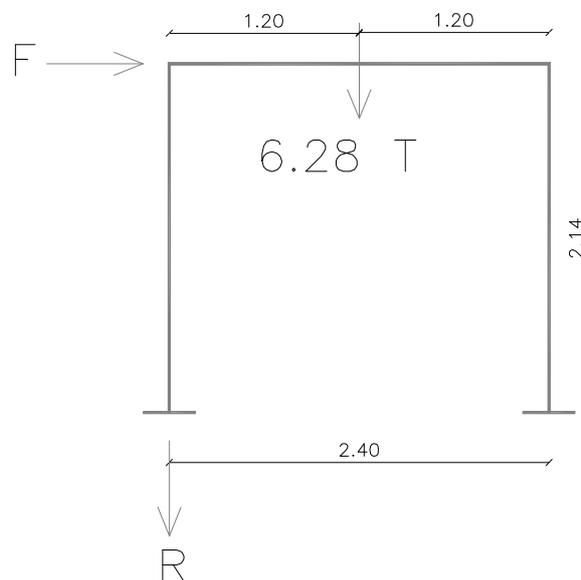
$$F = 3.52 + 1.12 * 8.32$$

$$F = 12.84 \text{ Ton}$$

F será la fuerza límite antes de que la malla electrosoldada fluya

6.8.3 SENTIDO NORTE – SUR

Figura 6-18: Esquema de fuerzas estáticas del prototipo Y-Y, P4



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Realizando el equilibrio de fuerzas estáticas tenemos:

$$2.14 * F - 6.28 * 1.2 - R * 2.4 = 0$$

$$2.14 * F - 7.54 = 2.4 * R$$

$$F = 3.52 + 1.12 \cdot R$$

R = es la resistencia de la malla antes de que esta fluya, con el numero de varillas que están colocadas podemos determinar esta reacción frente a la carga que está actuando.

Numero de varillas = 8

$$R = 8 \cdot 0.126 \text{cm}^2 \cdot 5500 \text{kg/cm}^2$$

$$R = 5.54 \text{ Ton}$$

Reemplazando en F resulta:

$$F = 3.52 + 1.12 \cdot 5.54$$

$$F = 9.72 \text{ Ton}$$

F será la fuerza límite antes de que la malla electrosoldada fluya

CAPÍTULO 7 RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DEL PROTOTIPO

7.1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO A CARGA HORIZONTAL

Para llevar a cabo el ensayo del prototipo a carga horizontal, fue necesario realizar actividades previas. Primero, se marcó los puntos medios de cada uno de los cuatro lados del mismo con el objetivo de ubicar de manera exacta la grúa sobre estos puntos y hacer un levantamiento preciso a la hora de realizar el ensayo.

Figura 7-1: Trazado de centros de luz de las fachadas



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Luego, se colocaron pernos de grado 8 sujetos a la cadena de 5 Ton de capacidad para evitar posibles deslizamientos en el gancho de la grúa durante el ensayo como se muestra en la figura 7-2.

Figura 7-2: Grúa para realizar el levantamiento



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Ahora, se empezó por registrar con tiza de color azul, todas las fisuras existentes por motivos de retracción del hormigón durante el curado y el secado del mismo, tanto externa como internamente, para lograr distinguir las fisuras o posibles grietas que aparecerán durante el ensayo. De igual manera se decidió colocar una capa de cementina sobre los mampuestos de adobe exteriormente, para lograr distinguir las posibles grietas que se puedan presentar durante los distintos levantamientos sobre la mampostería.

Para las cuatro pruebas programadas, encima de dos tablones de 5 cm de espesor aproximadamente, con el objeto de evitar posibles impactos de los ganchos de agarre contra la losa de reacción del laboratorio de la vivienda durante los ensayos, como se muestra en la figura 7-3.

Figura 7-3: Preparación del prototipo para las distintas pruebas programadas



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Una vez marcadas las grietas producidas por retracción y colocada la cementina sobre los mampuestos, se empieza por armar una estructura espacial al interior del prototipo, conformada por módulos de acero para apoyar sobre esta, los deformímetros o LVDT's (Linear Variable Differential Transformer), en cada pared según sea el sentido del levantamiento como se muestra en la figura 7-4.

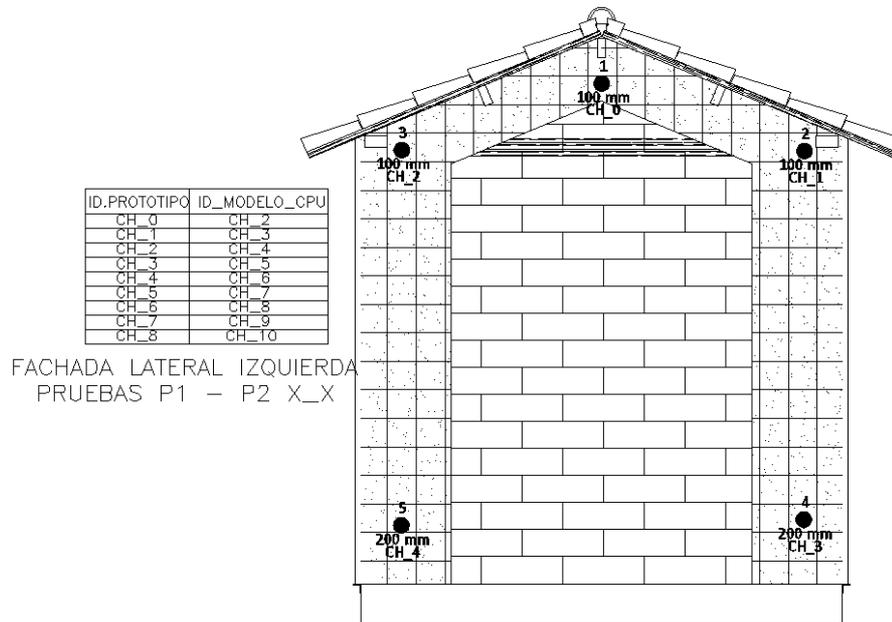
Figura 7-4: Colocación de LVDT's al interior del prototipo



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

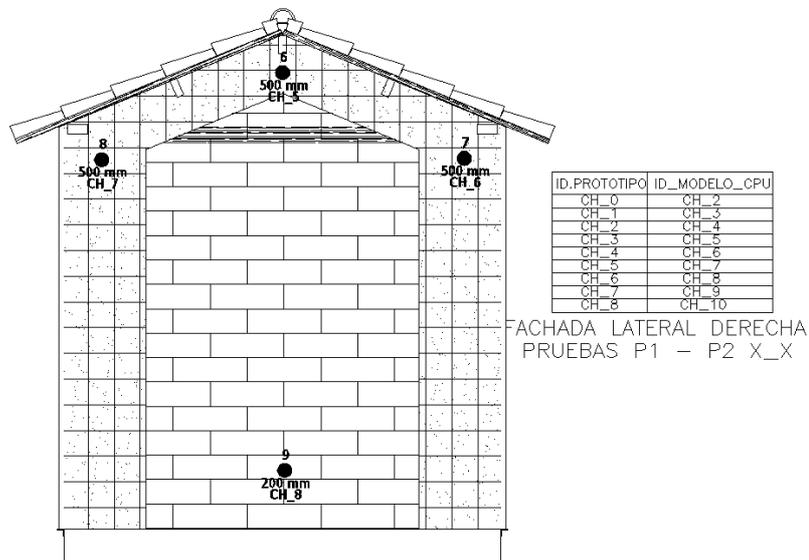
Los deformímetros se colocaron como se muestran en las figuras 7-5 según la dirección del ensayo y la fachada correspondiente. Se los presenta en una esquematización vista desde a fuera hacia el interior.

Figura 7-5: Ubicación de los LVDT'S en la fachada lateral izquierda del prototipo



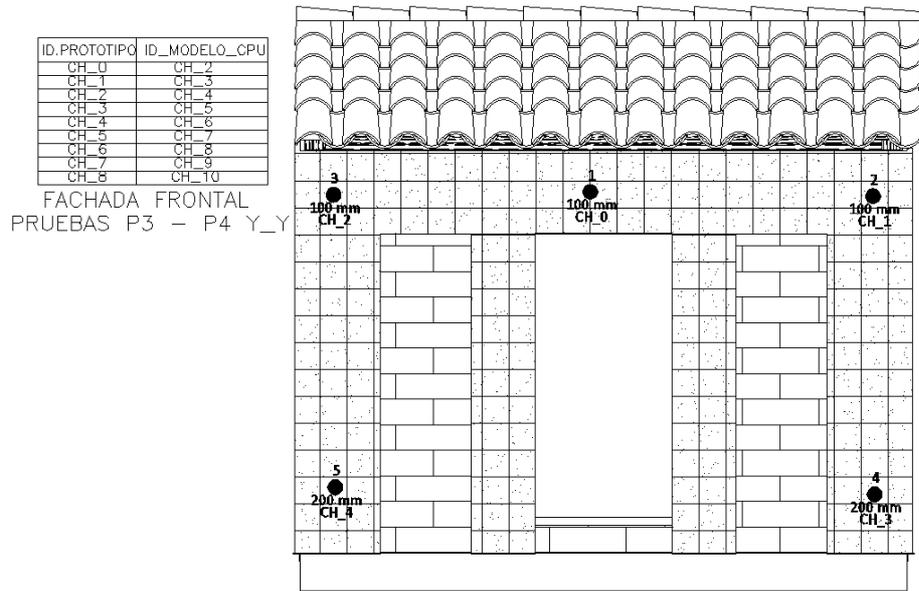
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 7-6: Ubicación de los LVDT's en la fachada lateral derecha del prototipo



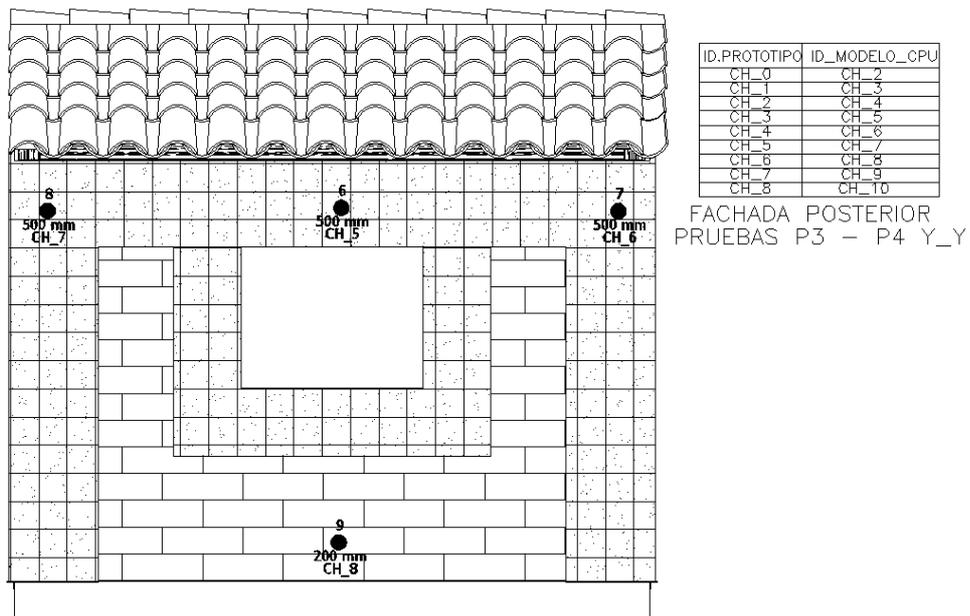
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 7-7:Ubicación de los LVDT's en la fachada frontal del prototipo



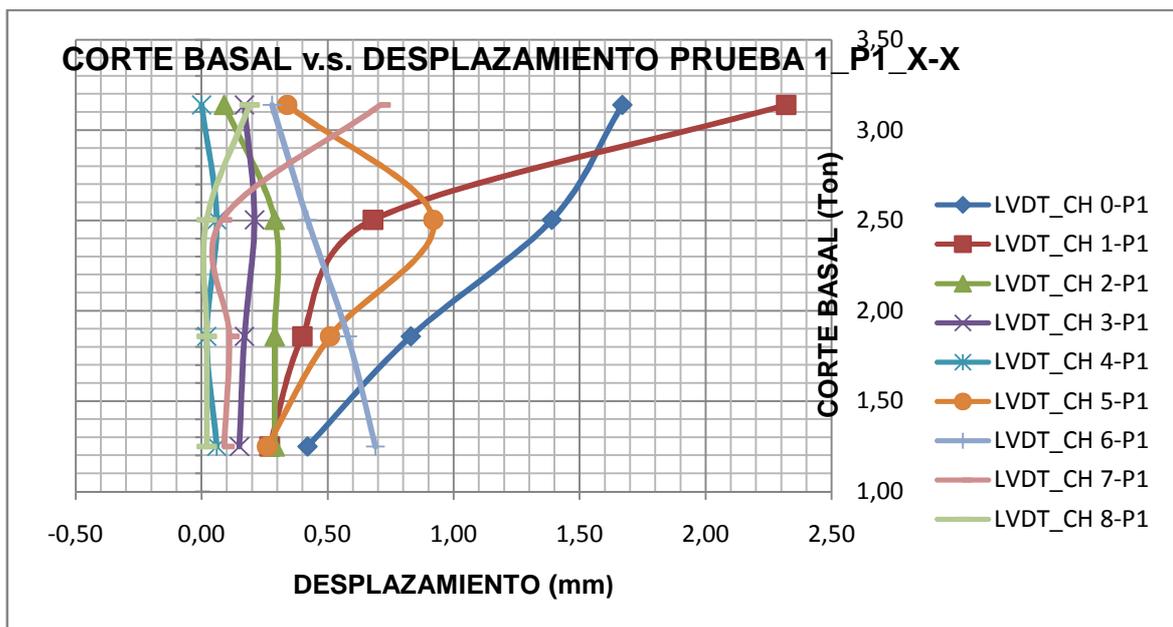
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 7-8:Ubicación de los LVDT's en la fachada posterior del prototipo



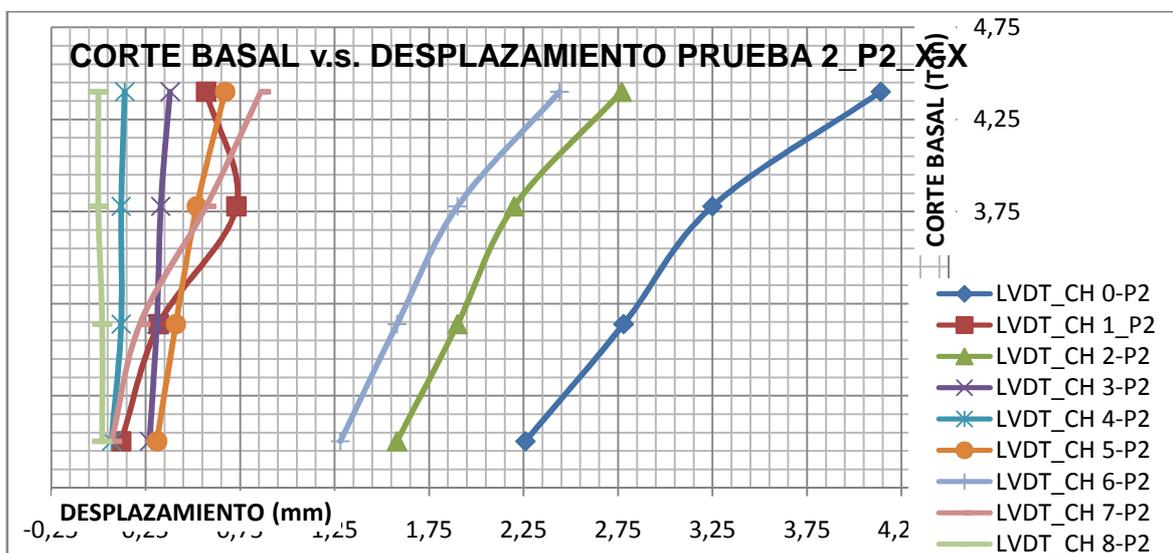
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 7-9: Sentido X-X, P1 – cargas del 20% al 50% del peso propio.



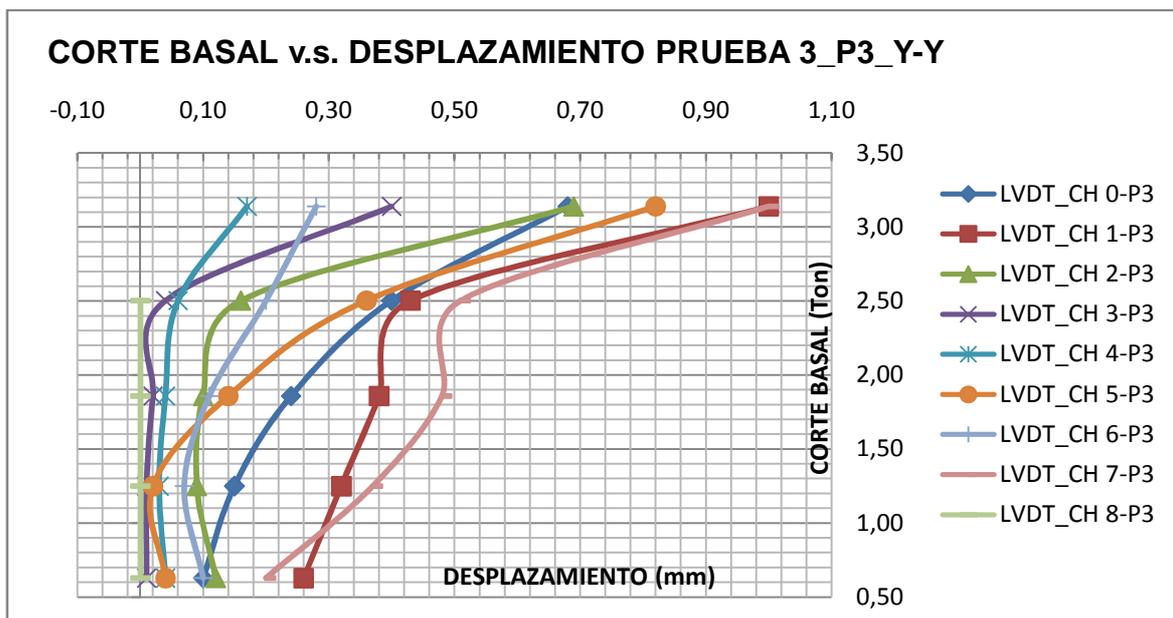
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 7-10: Sentido X-X, P2 – cargas del 40% al 70% del peso propio.



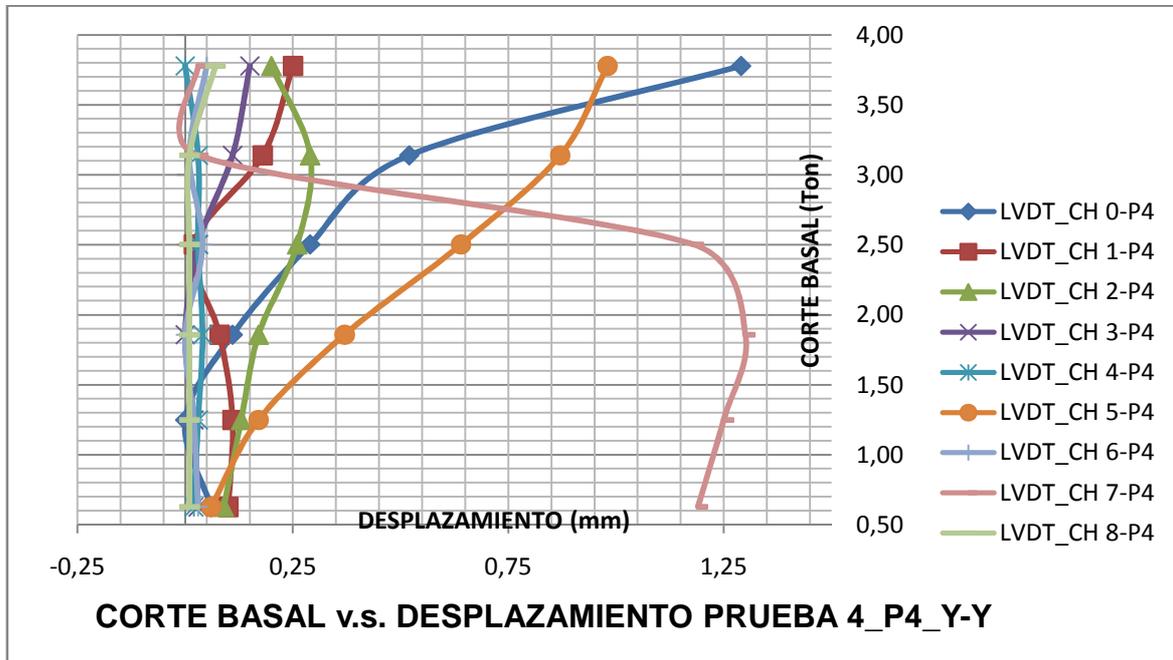
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 7-11: Sentido Y-Y, P3 – cargas del 10% al 50% del peso propio.



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 7-12: Sentido Y-Y, P4 – cargas del 10% al 60% del peso propio.



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Continuación se presentan las deflexiones registradas por cada uno de los LVDT'S colocados sobre el Prototipo durante el ensayo.

Tabla 7.1: Deflexiones en el sentido X – X P1 del experimento

SENTIDO X-X, P1										
%Wpp:	FH:(t)	CH_0	CH_1	CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
		100	100	100	200	200	500	500	500	200
		CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	CH_9	CH_10
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
10%	0,63									
20%	1,25	0,42	0,27	0,29	0,15	0,06	0,26	0,69	0,09	0,02
30%	1,86	0,83	0,40	0,29	0,17	0,02	0,51	0,58	0,11	0,02
40%	2,50	1,39	0,68	0,29	0,21	0,06	0,92	0,42	0,08	0,02
50%	3,14	1,67	2,32	0,09	0,17	0,00	0,34	0,28	0,71	0,19
60%	3,78									
70%	4,40									
80%	5,05									
90%	5,64									
100%	6,25									

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 7.2: Deflexiones en el sentido X – X P2 del experimento

SENTIDO X-X, P2										
%Wpp:	FH:(t)	CH_0	CH_1	CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
		100	100	100	200	200	500	500	500	200
		CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	CH_9	CH_10
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
10%	0,63									
20%	1,25									
30%	1,86									
40%	2,50	2,26	0,12	1,58	0,27	0,07	0,31	1,28	0,07	0,02
50%	3,14	2,78	0,32	1,90	0,31	0,12	0,41	1,58	0,22	0,02
60%	3,78	3,25	0,73	2,20	0,33	0,12	0,52	1,90	0,57	0,00
70%	4,40	4,14	0,57	2,77	0,38	0,14	0,67	2,44	0,86	0,00
80%	5,05									
90%	5,64									
100%	6,25									

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 7.3: Deflexiones en el sentido X – X P3 del experimento

		SENTIDO Y-Y, P3									
%Wpp:	FH:(t)	CH_0	CH_1	CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	CH_8
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	9
		100	100	100	200	200	500	500	500	200	200
		CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	CH_9	CH_10	CH_10
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
10%	0,63	0,1	0,26	0,12	0,01	0,04	0,04	0,1	0,2	0	
20%	1,25	0,15	0,32	0,09	0,01	0,03	0,02	0,07	0,37	0,00	
30%	1,86	0,24	0,38	0,10	0,02	0,04	0,14	0,11	0,48	0,00	
40%	2,50	0,40	0,43	0,16	0,04	0,06	0,36	0,20	0,51	0,00	
50%	3,14	0,68	1,00	0,69	0,40	0,17	0,82	0,28	1,00	0,00	
60%	3,78										
70%	4,40										
80%	5,05										
90%	5,64										
100%	6,25										

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 7.4: Deflexiones en el sentido X – X P4 del experimento

		SENTIDO Y-Y, P4									
%Wpp:	FH:(t)	CH_0	CH_1	CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	CH_8
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	9
		100	100	100	200	200	500	500	500	200	200
		CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	CH_9	CH_10	CH_10
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
10%	0,63	0,06	0,1	0,09	0,03	0,02	0,06	0,03	1,19	0,01	
20%	1,25	0	0,11	0,13	0,02	0,03	0,17	0,02	1,25	0,01	
30%	1,86	0,11	0,08	0,17	0,00	0,04	0,37	0,00	1,30	0,01	
40%	2,50	0,29	0,02	0,26	0,03	0,03	0,64	0,04	1,18	0,01	
50%	3,14	0,52	0,18	0,29	0,11	0,03	0,87	0,01	0,03	0,01	
60%	3,78	1,29	0,25	0,20	0,15	0,00	0,98	0,05	0,03	0,07	
70%	4,40										
80%	5,05										
90%	5,64										
100%	6,25										

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

7.2 REGISTRO DE LAS DEFLEXIONES OBTENIDAS EN LOS MODELOS

7.2.1 DEFLEXIONES REGISTRADAS EN LA MODELACIÓN DEL ENCHAPE

Tabla 7.5: Deflexiones en sentido X – X P1 del modelo solo enchape

		SENTIDO X-X, P1									
%WPp:	FH:(t)	CH_0	CH_1	CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
		100	100	100	200	200	500	500	500	200	
		CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	CH_9	CH_10	
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
10%	0,63										
20%	1,25	0,733	0,613	0,720	0,032	0,035	0,733	0,720	0,613	0,030	
30%	1,86	1,091	0,913	1,071	0,047	0,052	1,091	1,071	0,913	0,040	
40%	2,50	1,466	1,227	1,440	0,063	0,070	1,466	1,440	1,227	0,060	
50%	3,14	1,842	1,541	1,810	0,080	0,088	1,842	1,808	1,541	0,075	
60%	3,78										
70%	4,40										
80%	5,05										
90%	5,64										
100%	6,25										

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 7.6: Deflexiones en sentido X – X P2 del modelo solo enchape

		SENTIDO X-X, P2									
%WPp:	FH:(t)	CH_0	CH_1	CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
		100	100	100	200	200	500	500	500	200	
		CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	CH_9	CH_10	
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
10%	0,63										
20%	1,25										
30%	1,86										
40%	2,50	1,466	1,227	1,440	0,063	0,070	1,466	1,440	1,227	0,050	
50%	3,14	1,842	1,541	1,808	0,080	0,080	1,842	1,810	1,541	0,069	
60%	3,78	2,217	1,855	2,177	0,096	0,106	2,217	2,177	1,855	0,090	
70%	4,40	2,581	2,159	2,534	0,112	0,124	2,581	2,534	2,159	0,100	
80%	5,05										
90%	5,64										
100%	6,25										

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 7.7: Deflexiones en sentido X – X P3 del modelo solo enchape

		SENTIDO Y-Y, P3									
%WpP:	FH:(t)	CH_0	CH_1	CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
		100	100	100	200	200	500	500	500	200	
		CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	CH_9	CH_10	
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
10%	0,63	0,709	0,724	0,724	0,024	0,024	0,733	0,729	0,729	0,020	
20%	1,25	1,407	1,437	1,437	0,048	0,048	1,455	1,447	1,447	0,040	
30%	1,86	2,093	2,138	2,138	0,072	0,072	2,165	2,154	2,154	0,060	
40%	2,50	2,814	2,873	2,873	0,097	0,097	2,901	2,985	2,895	0,079	
50%	3,14	3,534	3,609	3,609	0,122	0,122	3,655	3,636	3,636	0,100	
60%	3,78										
70%	4,40										
80%	5,05										
90%	5,64										
100%	6,25										

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 7.8: Deflexiones en sentido X – X P4 del modelo solo enchape

		SENTIDO Y-Y, P4									
%WpP:	FH:(t)	CH_0	CH_1	CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
		100	100	100	200	200	500	500	500	200	
		CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	CH_9	CH_10	
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
10%	0,63	0,709	0,724	0,724	0,024	0,024	0,733	0,729	0,729	0,020	
20%	1,25	1,407	1,437	1,437	0,048	0,048	1,455	1,447	1,447	0,040	
30%	1,86	2,093	2,138	2,138	0,072	0,072	2,165	2,154	2,154	0,060	
40%	2,50	2,814	2,873	2,873	0,097	0,097	2,901	2,985	2,895	0,079	
50%	3,14	3,534	3,609	3,609	0,122	0,122	3,655	3,636	3,636	0,100	
60%	3,78	4,254	4,345	4,345	0,146	0,146	4,400	4,377	4,377	0,120	
70%	4,40										
80%	5,05										
90%	5,64										
100%	6,25										

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

7.2.2 DEFLEXIONES REGISTRADAS EN LA MODELACIÓN DE LAS PAREDES DE ADOBE SIN REFUERZO

Tabla 7.9: Deformaciones en sentido X-X P1 del modelo de Paredes de Adobe sin refuerzo

SENTIDO X-X, P1										
%Wpp:	FH:(t)	CH_0	CH_1	CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
		100	100	100	200	200	500	500	500	200
		CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	CH_9	CH_10
		mm								
10%	0,63									
20%	1,25	1,43	1,20	1,13	0,09	0,07	1,43	1,13	1,20	0,06
30%	1,86	2,13	1,79	1,68	0,14	0,10	2,13	1,68	1,79	0,09
40%	2,50	2,86	2,40	2,26	0,19	0,13	2,86	2,26	2,40	0,12
50%	3,14	3,60	3,02	2,83	0,23	0,16	3,59	2,83	3,02	0,15
60%	3,78									
70%	4,40									
80%	5,05									
90%	5,64									
100%	6,25									

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 7.10: Deflexiones en sentido X- X P2 del modelo de Paredes de Adobe sin refuerzo

SENTIDO X-X, P2										
%Wpp:	FH:(t)	CH_0	CH_1	CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
		100	100	100	200	200	500	500	500	200
		CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	CH_9	CH_10
		mm								
10%	0,63									
20%	1,25									
30%	1,86									
40%	2,50	2,85	2,39	2,25	0,18	0,13	2,85	2,25	2,39	0,12
50%	3,14	3,60	3,02	2,83	0,23	0,16	3,59	2,83	3,02	0,15
60%	3,78	4,33	3,63	3,41	0,28	0,20	4,33	3,41	3,63	0,18
70%	4,40	5,04	4,23	3,97	0,33	0,23	5,04	3,97	4,23	0,21
80%	5,05									
90%	5,64									
100%	6,25									

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 7.11: Deflexiones en sentido X– X P3 del modelo de Paredes de Adobe sin refuerzo

SENTIDO Y-Y, P3										
%Wp:	FH:(t)	CH_0	CH_1	CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
		100	100	100	200	200	500	500	500	200
		CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	CH_9	CH_10
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
10%	0,63	0,426	0,394	0,394	0,037	0,037	0,423	0,394	0,394	0,018
20%	1,25	0,846	0,782	0,782	0,074	0,074	0,840	0,781	0,782	0,036
30%	1,86	1,259	1,164	1,163	0,110	0,110	1,250	1,163	1,163	0,054
40%	2,50	1,692	1,564	1,564	0,148	0,148	1,680	1,563	1,563	0,073
50%	3,14	2,125	1,964	1,964	0,186	0,186	2,110	1,963	1,963	0,092
60%	3,78									
70%	4,40									
80%	5,05									
90%	5,64									
100%	6,25									

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 7.12: Deflexiones en sentido X– X P4 del modelo de Paredes de Adobe sin refuerzo

SENTIDO Y-Y, P4										
%Wp:	FH:(t)	CH_0	CH_1	CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
		100	100	100	200	200	500	500	500	200
		CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	CH_9	CH_10
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
10%	0,63	0,426	0,394	0,394	0,037	0,037	0,423	0,394	0,394	0,018
20%	1,25	0,846	0,782	0,782	0,074	0,074	0,840	0,781	0,782	0,036
30%	1,86	1,259	1,164	1,163	0,110	0,110	1,250	1,163	1,163	0,054
40%	2,50	1,692	1,564	1,564	0,148	0,148	1,680	1,563	1,563	0,073
50%	3,14	2,125	1,964	1,964	0,186	0,186	2,110	1,963	1,963	0,092
60%	3,78	2,558	2,355	2,364	0,224	0,224	2,540	2,363	2,363	0,111
70%	4,40									
80%	5,05									
90%	5,64									
100%	6,25									

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 7.13: Deflexiones en sentido X– X P2 del modelo de Paredes de Adobe con refuerzo

SENTIDO X-X, P2										
%WPP:	FH:(t)	CH_0	CH_1	CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
		100	100	100	200	200	500	500	500	200
		CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	CH_9	CH_10
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
10%	0,63									
20%	1,25									
30%	1,86									
40%	2,50	0,719	0,688	0,632	0,022	0,022	0,719	0,632	0,688	0,022
50%	3,14	0,903	0,864	0,793	0,028	0,027	0,903	0,793	0,865	0,028
60%	3,78	1,087	1,041	0,955	0,034	0,033	1,087	0,955	1,041	0,033
70%	4,40	1,265	1,211	1,111	0,040	0,038	1,265	1,111	1,211	0,039
80%	5,05									
90%	5,64									
100%	6,25									

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 7.14: Deflexiones en sentido X–X P1 del modelo de Paredes de Adobe con refuerzo

SENTIDO X-X, P1										
%WPP:	FH:(t)	CH_0	CH_1	CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
		100	100	100	200	200	500	500	500	200
		CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	CH_9	CH_10
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
10%	0,63									
20%	1,25	0,359	0,344	0,316	0,011	0,011	0,359	0,316	0,344	0,012
30%	1,86	0,535	0,512	0,470	0,017	0,016	0,535	0,470	0,512	0,016
40%	2,50	0,719	0,688	0,632	0,022	0,022	0,719	0,632	0,688	0,022
50%	3,14	0,903	0,864	0,793	0,028	0,027	0,903	0,793	0,865	0,028
60%	3,78									
70%	4,40									
80%	5,05									
90%	5,64									
100%	6,25									

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 7.15: Deflexiones en sentido X-X P3 del modelo de Paredes de Adobe con refuerzo

SENTIDO Y-Y, P3										
%WPP:	FH:(t)	CH_0	CH_1	CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
		100	100	100	200	200	500	500	500	200
		CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	CH_9	CH_10
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
10%	0,63	0,302	0,270	0,270	0,005	0,005	0,302	0,272	0,272	0,005
20%	1,25	0,599	0,537	0,537	0,010	0,010	0,599	0,539	0,539	0,010
30%	1,86	0,891	0,799	0,798	0,015	0,015	0,893	0,802	0,802	0,015
40%	2,50	1,198	1,073	1,073	0,020	0,020	1,200	1,078	1,078	0,019
50%	3,14	1,504	1,348	1,348	0,025	0,025	1,507	1,354	1,354	0,025
60%	3,78									
70%	4,40									
80%	5,05									
90%	5,64									
100%	6,25									

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Tabla 7.16: Deflexiones en sentido X-X P4 del modelo de Paredes de Adobe con refuerzo

SENTIDO Y-Y, P4										
%WPP:	FH:(t)	CH_0	CH_1	CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
		100	100	100	200	200	500	500	500	200
		CH_2	CH_3	CH_4	CH_5	CH_6	CH_7	CH_8	CH_9	CH_10
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
10%	0,63	0,302	0,270	0,270	0,005	0,005	0,302	0,272	0,272	0,005
20%	1,25	0,599	0,537	0,537	0,010	0,010	0,599	0,539	0,539	0,010
30%	1,86	0,891	0,799	0,798	0,015	0,015	0,893	0,802	0,802	0,015
40%	2,50	1,198	1,073	1,073	0,020	0,020	1,200	1,078	1,078	0,019
50%	3,14	1,504	1,348	1,348	0,025	0,025	1,507	1,354	1,354	0,025
60%	3,78	1,811	1,623	1,623	0,031	0,031	1,814	1,630	1,630	0,030
70%	4,40									
80%	5,05									
90%	5,64									
100%	6,25									

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

7.3 RESUMEN DE PREDICCIONES DE DEFLEXIONES

Tabla 7.17:Resumen predicciones de las deflexiones de las pruebas P1-P2

PRUEBAS:P1 Y P2_70% Pp.				
LVDT:	PROTOTIPO: mm	MOD_ADOBE: mm	MOD_ENCHAPE: mm	MOD_ADOBE Y ENCHAPE:mm
CH0-CH2	4,14	5,04	2,58	1,27
CH1-CH3	2,32	4,23	2,16	1,21
CH2-CH4	2,77	3,97	2,53	1,11
CH3-CH5	0,38	0,33	0,11	0,04
CH4-CH6	0,14	0,23	0,12	0,04
CH5-CH7	0,92	5,04	2,58	1,27
CH6-CH8	2,44	3,97	2,53	1,11
CH7-CH9	0,86	4,23	2,16	1,21
CH8-CH10	0,19	0,21	0,10	0,04

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

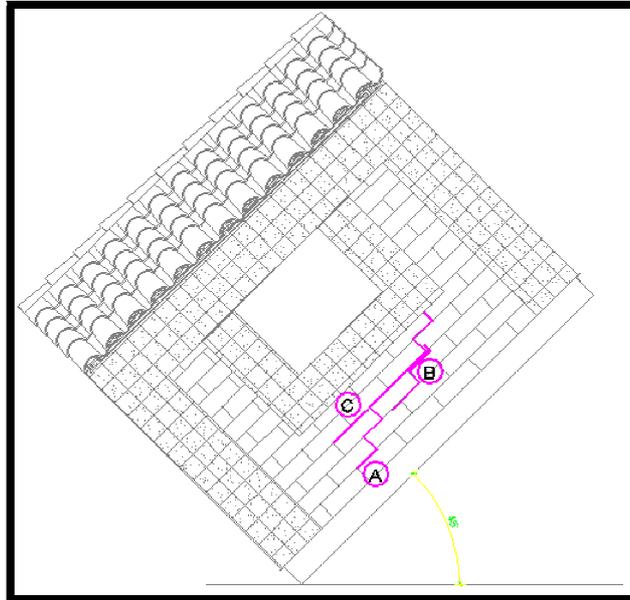
Tabla 7.18:Resumen predicciones de las deflexiones de las pruebas P3-P4

PRUEBAS:P3 Y P4 60%_Pp.				
LVDT:	PROTOTIPO: mm	MOD_ADOBE: mm	MODELO ENCHAPE: mm	MOD_ADOBE Y ENCHAPE :mm
CH0-CH2	1,29	2,56	4,35	1,81
CH1-CH3	1,00	2,36	4,35	1,62
CH2-CH4	0,69	2,36	4,35	1,62
CH3-CH5	0,40	0,22	0,15	0,03
CH4-CH6	0,17	0,22	0,15	0,03
CH5-CH7	0,98	2,54	4,40	1,81
CH6-CH8	0,28	2,36	4,38	1,63
CH7-CH9	1,30	2,36	4,38	1,63
CH8-CH10	0,07	0,11	0,12	0,03

Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

7.4 EXPLORACIÓN DEL PROTOTIPO FINALIZADAS LAS PRUEBAS

Figura 7-13: Ubicación de las fisuras más representativas del prototipo fachada posterior



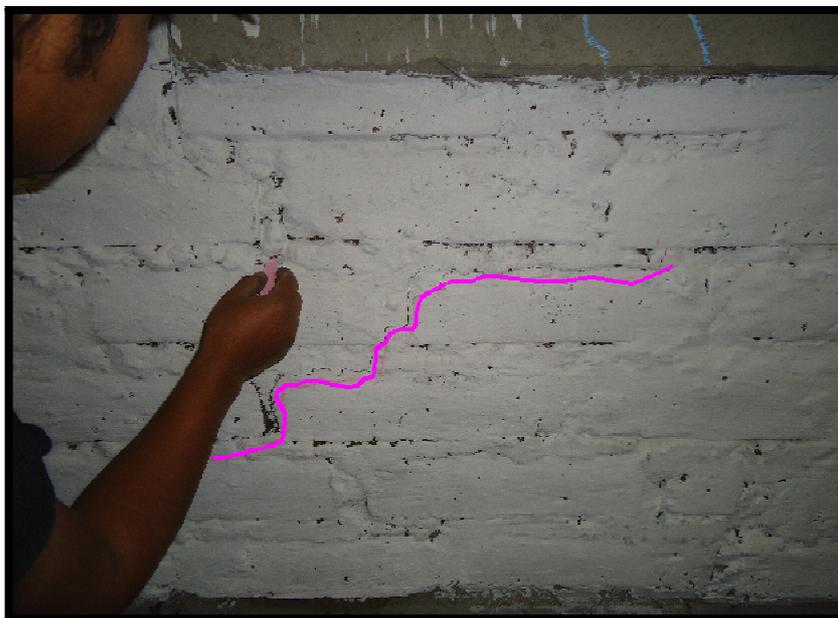
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 7-14: Fisura A-A producida con la carga correspondiente al 70% del peso propio (4.40 Ton) sentido P2



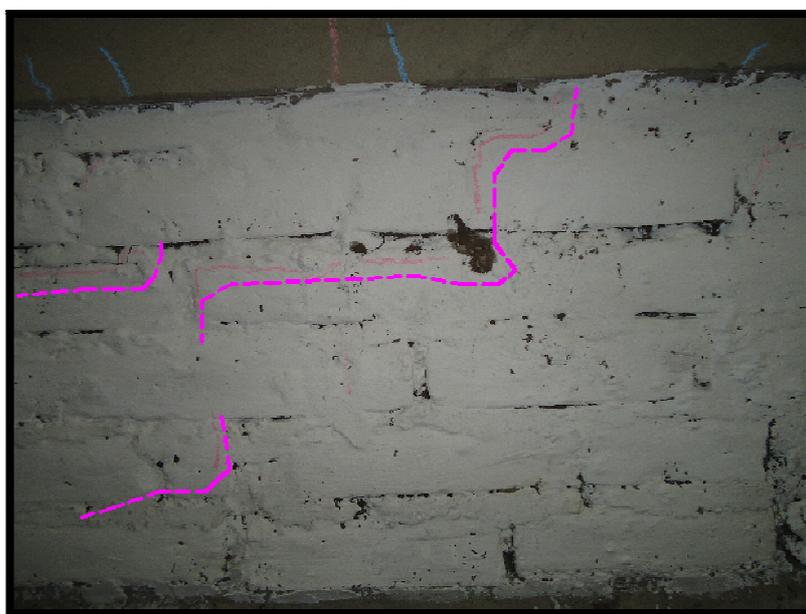
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 7-15: Fisura A-A con la carga correspondiente al 70% del peso propio (4.40 Ton) sentido P2



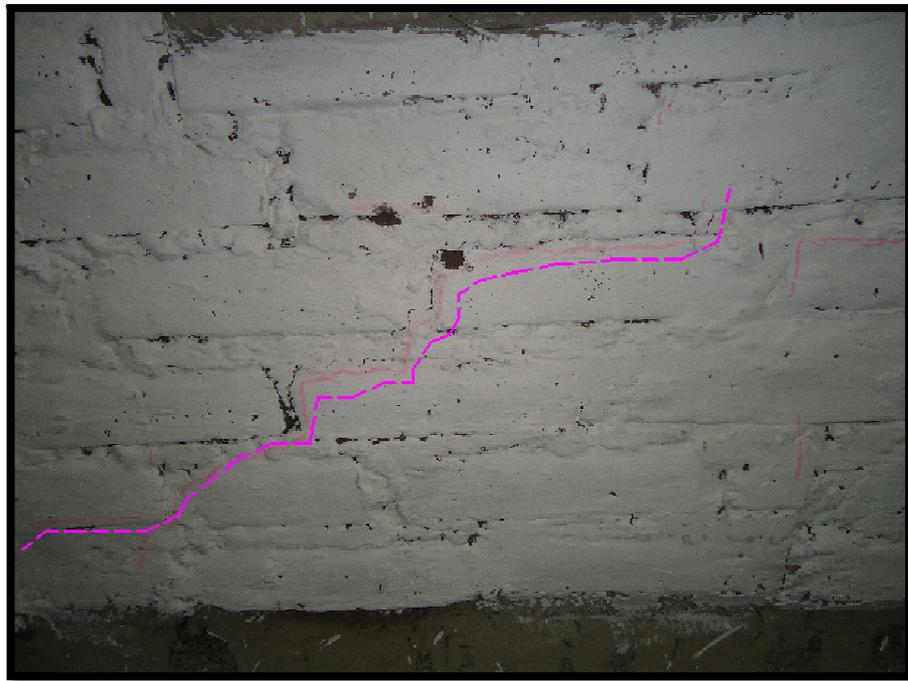
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 7-16: Fisura C-C con la carga correspondiente al 70% del peso propio (4.40 Ton) sentido P2



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

Figura 7-17: Fisura B-B con la carga correspondiente al 70% del peso propio (4.40 Ton) sentido P2



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

CAPÍTULO 8 RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

8.1 CONCLUSIONES

8.1.1 ESTRUCTURALES

- El reforzamiento planteado para que el prototipo soporte el 40% de su peso propio, es decir, 2.5 toneladas en el sentido X-X; soportó e incluso superó el 70 % de su peso (4.4 toneladas), lo que indica, que el reforzamiento ha trabajado de manera óptima ante las condiciones que se le han sometido.
- La carga máxima de 4.4 toneladas aplicada en el prototipo en sentido X_X, produjo una deflexión en la realidad de 4.14 mm que, comparada con 1.27mm deflexión obtenida en el modelo mampuestos de tierra con franjas de enchape, resulta menor lo cual indica que el sistema constructivo del prototipo, tiene una alta ductilidad en su mampostería debido a las características del material del cual esta se conforma. Esta ductilidad no se puede representar con exactitud en los modelos realizados.
- Por otra parte, en el sentido Y-Y el prototipo alcanzó el 60% de su peso propio (3.78 toneladas), dadas las limitaciones físicas del laboratorio no se pudo seguir realizando los levantamientos. No obstante el reforzamiento planteado, ha trabajado de manera óptima ante las condiciones que se le han sometido ya que superó el 40% del peso propio para el cual fue diseñado.
- En este mismo sentido Y-Y, se obtuvo como resultado una deflexión máxima de 1.29mm en el prototipo y 1.81mm en el modelo mampuesto de tierra y franjas de enchape. Por lo tanto, el sistema constructivo del prototipo una vez más, tiene una alta ductilidad en su mampostería debido a las características del material, la cual no se puede representar con exactitud en los modelos como ya se ha mencionado anteriormente.

- Según los modelos idealizados se determinó, que las paredes de adobe conjuntamente con la malla estructural, aumentan su resistencia en un 70% con respecto al modelo sin refuerzo, esto fue claramente visualizado por las deflexiones encontradas y comparadas en cada uno de los modelos realizados.
- La resistencia a la compresión de la unidad de adobe, obtenida mediante ensayos de laboratorio, fue de 6.40 kg/cm^2 , resistencia que no se encuentra en el rango establecido por la norma del Perú de 12 kg/cm^2 (Norma Peruana de Construcción del adobe E.080) esto, debido a que no se colocaron aglomerantes para la estabilización de los bloques de tierra, siendo estos únicamente de tierra cruda (Figura 8-1). A pesar de esta característica según el “modelo de paredes de adobe sin refuerzo”, se obtuvo una deflexión máxima de 5.04mm en el sentido X-X la misma que supera a todas las deflexiones determinadas en los modelos e incluso en las deflexiones encontradas en la realidad, es decir, en el prototipo. De esta manera se constata que el adobe utilizado sin ningún tipo de reforzamiento, no ofrece las garantías necesarias de seguridad y resistencia.

Figura 8-1: Cubos tallados de un bloque de tierra cruda



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- El mortero de pega fue elaborado por el mismo material con los que se elaboró los mampuestos, éste fue de mala calidad por cuanto no se consideraron aditivos tales como la cal, cemento, paja, asfalto, yeso, etc. que puedan permitir mejorar la calidad de adherencia del mismo para lograr pegar de mejor manera los bloques entre sí. Pese a esta

consideración, la elaboración de la mezcla con la utilización de la panela, ayudó a tener una cierta cohesión al momento de pegar los bloques.

- La viga solera, es un elemento fundamental en la construcción del prototipo, pues fue donde se apoyó todo el peso de la cubierta y se transmitió las cargas verticales de mejor manera por tanto, el haberla considerado para la realización de este proyecto mediante la colocación de chicotes incrustados en los muros, permitió brindarle una mayor rigidez y confinamiento a las paredes y además evitar el posible deslizamiento de la cubierta durante los ensayos.
- Según los antecedentes registrados en daños en viviendas de adobe causados por efectos sísmicos, el colapso de la cubierta por fallas del tímpano es uno de los mayores problemas observados, para contrarrestar este efecto, se colocó chicotes (Figura 8-2) en la viga solera, para evitar que se deslice la cubierta al momento de la ejecución de los ensayos; esta viga se pegó con una mezcla arena y cemento, únicamente para que se adhiera de mejor manera y además para darle un confinamiento extra al prototipo.

Figura 8-2: Chicotes colocados en la solera para apoyo del tímpano



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- La dimensión y la distribución de las franjas de enchape, fueron suficientes frente a las cargas aplicadas durante los ensayos, resultando únicamente afectada la pared donde se ubica la ventana observándose

grietas típicas de corte en la mampostería aplicando una carga correspondiente al 60% del peso propio en sentido Y-Y, es decir, una carga de 3.78 toneladas, esto se debió, a que las franjas se colocaron únicamente en el perímetro interior y exterior de la ventana y no se consideró anclar el reforzamiento como en la zona de la puerta.

- La longitud de traslape de 45cm tanto para el encuentro de mallas (Figura 8-3) de franjas horizontales como verticales, puntualmente en las zonas de la puerta, fue óptimo, ya que no se presentaron fisuras, debido a la gran concentración de esfuerzos en las esquinas de puertas y ventanas.
- Por otro lado se logró observar que las grietas no resultaron representativas, en las zonas de traslapes de mallas en la base del prototipo con la plataforma de acero, lo cual indica, que el traslape de 30cm fue adecuado, ya que evito el deslizamiento así como el desprendimiento de la estructura durante los ensayos.

Figura 8-3: Longitud para el traslape entre mallas



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- “Por normas de construcción con adobe del Perú se requieren cumplir con la relación de altura del muro y el ancho del muro en 8, es decir $h/a = 8^{37}$, entonces para un ancho del adobe de 0.15 m se requiere levantar 1.20 m; para conseguir resultados más reales, elevamos los muros a 2.00 m sin tomar en cuenta la altura de la viga solera, con este punto en contra podemos establecer una condición desfavorable que en presencia de un

³⁷ Norma Peruana de Construcción del adobe E.080

sismo, simulado con la inclinación del prototipo, se comprobó que ante la carga máxima y antes de que se produzca el volteo, el prototipo resistió adecuadamente considerando las predicciones calculadas teóricamente.

- En las fachadas laterales izquierda y derecha respectivamente del prototipo, no se presentaron grietas considerables en la mampostería ni en las franjas de enchape frente a las cargas máximas aplicadas durante los ensayos en ningún sentido, debido a que se tiene continuidad en los muros, es decir, se tiene paredes macizas de tierra y a la alta ductilidad que presentó el sistema malla electrosoldada enchape y muros de adobe.
- El material de enchape utilizado fue de resistencia muy baja, debido a la dosificación de los materiales y la calidad de los mismos, por cuanto se quiso obtener una resistencia a la compresión de 100kg/cm^2 , pero en la construcción del prototipo y mediante ensayos de cubos y cilindros se obtuvo una resistencia promedio de 40kg/cm^2 , que por una parte nos permite analizar las deficiencias constructivas sin una supervisión adecuada.
- Se logró ensayar el prototipo en no solamente una sino en varias condiciones desfavorables, y a pesar de estas, no se presentó el peligro de un colapso inminente global ni parcial de la edificación, ya que las uniones entre muros, no se separaron ni mucho menos se voltearon.
- Los espaciamientos para la colocación de los conectores para que sujeten las mallas internas con las externas, se estimó en 30cm y 20cm en las zonas de la puerta y ventana, como se observa en la figura 5-17, Esta colocación respondió de manera correcta, ya que no se presentaron separaciones de enchapes en ninguna fachada ni tampoco se densificó estas zonas por la colocación de conectores demasiado prolongada.
- Debido a que no se dispone de información preliminar o histórica de resistencias de adobe mediante muretes y pilas, el módulo de elasticidad se ha determinado teóricamente según lo expuesto en el capítulo 4.5.2, únicamente con el objetivo de utilizarlo en la modelación de las paredes en el programa, con el fin de tener una idea aproximada de las deflexiones que sufriría este material bajo las condiciones antes ya

descritas, por lo tanto, se debe entender que este módulo es el producto de ensayos de laboratorio tomando consideraciones de resistencias únicamente a compresión mas no a tensión que es lo que en la realidad sucede. Se puede observar, que el parámetro calculando, se encuentra dentro del rango de valores obtenidos en varias investigaciones realizadas con el Adobe como se muestra en la tabla 4.8.

- De la tabla 4.4 se observa que la capacidad de las paredes con enchapees menor comparada con los valores de carga máxima alcanzados en los distintos ensayos, por lo cual, se puede concluir que la resistencia del sistema de reforzamiento planteado mortero - malla electrosoldada resultó dentro de lo esperado para la capacidad del sistema. Los factores de reducción de la capacidad considerados para las paredes en el sentido X-X, permiten calcular un valor de 3.76 toneladas que en comparación con la carga máxima de ensayo equivalente a 4.40 toneladas, son parecidos dentro del rango esperado.
- Si la capacidad de la estructura del sistema de enchape supera el 40% del peso total, que es la fuerza lateral actuante, consideraremos como valor limite a la capacidad del enchape.

Figura 8-4: Distribución de conectores en puerta



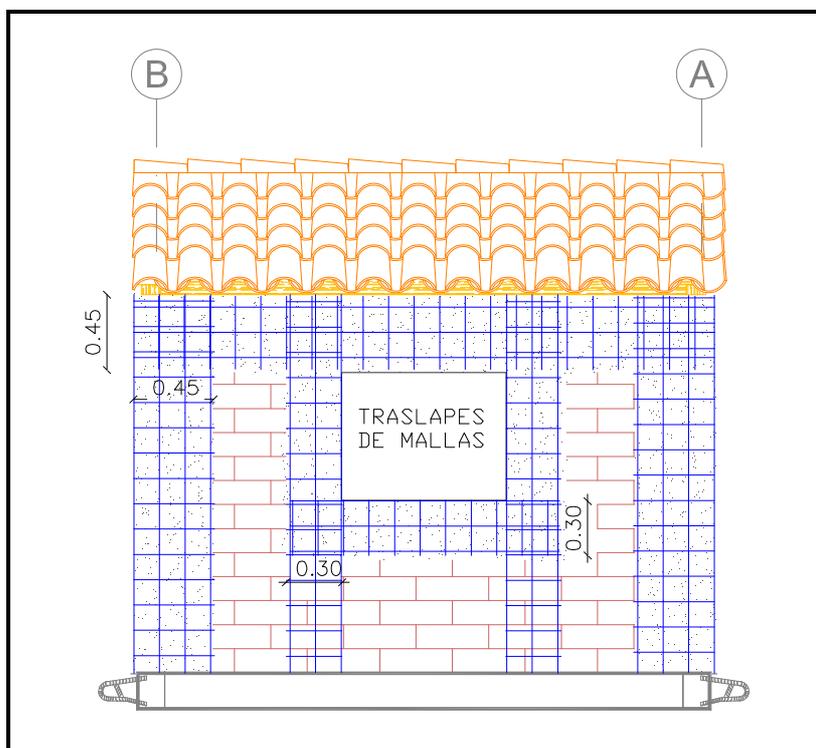
Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

8.2 RECOMENDACIONES

8.2.1 PAREDES:

- Para contrarrestar problemas de corte en las paredes ante efectos sísmicos, se recomienda colocar franjas (Figura. 8-5) de enchape en toda la altura del muro, y no solo en el borde de la ventana, debido a que este no está debidamente anclado a ningún elemento y así el peso del enchape en la ventana solo es una carga extra. Esto se puede comprobar con las franjas de enchape en la puerta, donde si tubo el anclaje necesario para resistir este agente sísmico.

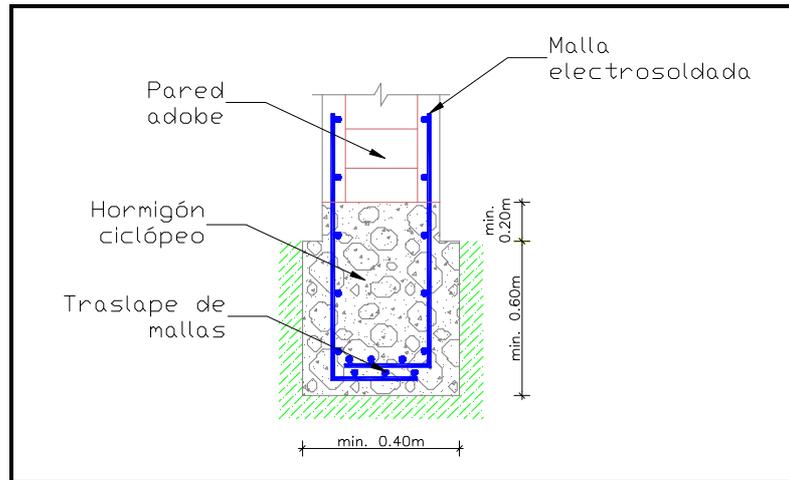
Figura 8-5: Alternativa de enchape de las ventanas



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- Para construcciones de una vivienda familiar donde se adopte este sistema alternativo de reforzamiento, las mallas deben empotrar mediante el fundido conjuntamente con los cimientos como indica la Figura 8-6.

Figura 8-6: *Traslape de mallas en los cimientos*

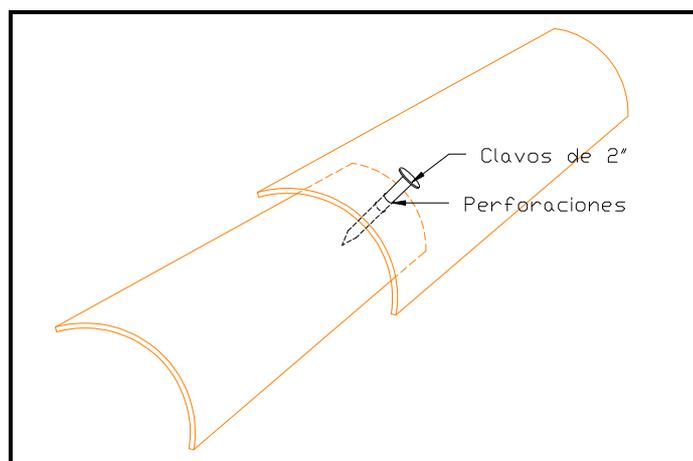


Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

8.2.2 CUBIERTA:

- Para los diferentes ciclos de carga aplicados durante los ensayos, la cubierta está sujeta a varios cambios de inclinación, y por consiguiente, el movimiento de las tejas inminente, por ello es necesario que estas deban estar fijas para que no se deslicen al momento de los levantamientos del prototipo y no afecten a los dispositivos colocados (LVDTs) más aún a los resultados. Para ello se recomienda usar clavos de dos pulgadas para traspasar las dos tejas por medio de orificios hechos con un taladro como se indica la Figura 8-7. Para una vivienda real no es recomendable este procedimiento, por la filtración de agua lluvia que puede circular por los agujeros realizados. Una buena alternativa es colocar la teja con mortero de cemento y arena para evitar problemas de deslizamiento entre ellas y posibles filtraciones.

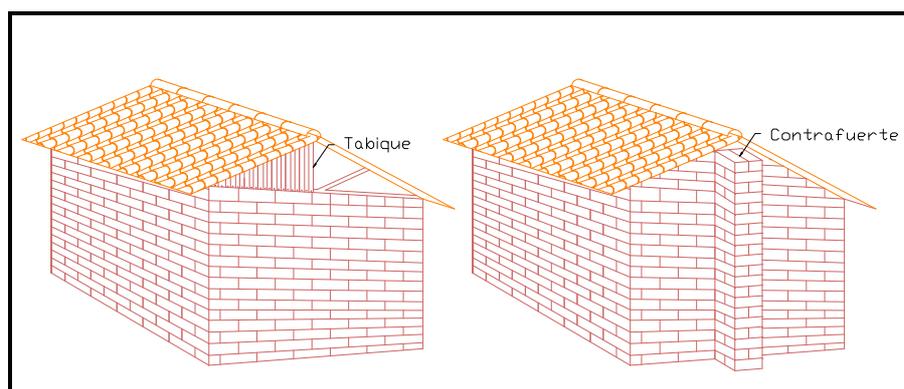
Figura 8-7:Esquema de fijación entre tejas.



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

- “Los tímpanos son las prolongaciones de los muros, estos tienden a colapsar durante un sismo, la solución más óptima es la construcción de una cubierta a cuatro aguas evitando los tímpanos. Si su construcción es necesaria, es conveniente construirlos en forma de tabiques aislados del sistema de muros, fijados a la estructura de la cubierta. Si se construye con adobes, será conveniente colocar contrafuertes (Figura. 8-8) o mediante una estructura de hormigón armado como es el caso del proyecto de enchape presentado³⁸.”

Figura 8-8:Alternativa constructiva de los tímpanos.



Elaboración: Juan C. Ramos y José L. Bonilla

³⁸Manual de construcción de viviendas antisísmicas, GernotMinke

- Para una vivienda nueva, los conectores de mallas, deben ser colocados a medida que se avanza con las hileras de los mampuestos además, de que la cantidad de conectores sea la suficiente para cubrir toda la longitud de la malla, evitando dejar longitudes de conexiones demasiadas largas que origine desconexiones de las mallas y por el contrario longitudes de conexión demasiado cortas que originen densificación de los mismos.
- Para reforzamiento de viviendas antiguas, se recomienda perforar la pared para fijar los conectores con cemento o un aditivo pegante.
- Se debe utilizar una cierta cantidad de agua que permita una adecuada manejabilidad del material. Las proporciones dependen de las características granulométricas de los agregados y de las características específicas de otros componentes que puedan incorporarse.
- Deberá emplearse la cantidad de agua que sea necesaria para una mezcla manejable.
- Las juntas horizontales y verticales deben ser llenadas completamente con este mortero para evitar posibles desprendimientos debido a las porosidades existentes.
- Con el fin de suplir las condiciones desfavorables que se han mencionado durante el desarrollado de esta tesis, en cuanto a la resistencia de compresión de hormigón de enchape, se recomienda realizar una inspección de la calidad de los materiales que se utilicen para la fabricación de este así como su dosificación, por lo tanto, se recomienda puntualmente cernir la arena en conjunto con el ripio para obtener resistencias mucho más altas a la obtenida a la presente investigación.
- Se recomienda realizar el curado respectivo de las franjas de enchape por lo menos durante las primeras 48 horas luego de haberse aplicado ala vivienda, para evitar fisuras por retracción de enchape.

CAPÍTULO 9 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Tesis de Silvana del Roció Jaguaco Canchig, 2007, USO DEL ADOBE COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN, ESCUELA DE FORMACIÓN TECNOLÓGICA-EPN, Quito, Ecuador.
2. Tesis de Lenin Fernández y Patricio Paredes, 2010, INVESTIGACIÓN TEÓRICO EXPERIMENTAL DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL ALTERNATIVO, EPN, Quito-Ecuador.
3. Tesis de Livingston G. Angulo y Carlos E. López., 2008, REFORZAMIENTO DE MAMPOSTERIA DE LADRILLO ARTESANAL, EPN, Quito, Ecuador.
4. S. Timoshenko y D.H. Young, 1962, ELEMENTOS DE RESISTENCIA DE MATERIALES, New Jersey, Estados Unidos.
5. A. Pytel y F.L. Singer, 1987 RESISTENCIA DE MATERIALES, New York, Estados Unidos.
6. J. Gere y S. Timoshenko, 1984, MECÁNICA DE MATERIALES, Estados Unidos.
7. J. McCormac, 1975, ANÁLISIS ESTRUCTURAL, New York, Estados Unidos.
8. P. Placencia, 2008, APUNTES DE LA MATERIA DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL, Quito, Ecuador.
9. Gernot Minke, 1990, MANUAL DE CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS ANTISÍSMICAS,
10. Lidia A. Juárez RUIZ, Tertuliano CABALLERO, Valentín J. MORALES, 2004, ENSAYE DE FLEXION LATERAL EN MURETES DE ADOBE COMPACTADO REFORZADO CON MALLAS DE ACERO, CIIDIR Oaxaca I.P.N Oaxaca, México.
11. Alexandra Paola Yajamin Yajamin, Septiembre 2008, Andrés Marcelo Valencia Heredia ANÁLISIS DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE TIPO PATRIMONIAL APLICACIÓN DEL ESTUDIO

12. EN LA RESIDENCIA IBARRA-CAMACHO CONSTRUIDA EN 1930, Tesis ESPE, Quito Ecuador
13. RNE2006 E.080, NORMA DE CONSTRUCCIÓN EN ADOBE DEL PERÚ
14. Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2011, CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION, Quito, Ecuador
15. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1998, NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE, NSR-98, Tomo 1, Colombia, AIS.
16. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA:<http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6230/07CAPITULO6.pdf;jsessionid=1D436B436F18AB960F4C25E793659CEA.tdx2?sequence=7>, CAPITULO 6.
17. Computers and Structures, Inc., Diciembre 2011, SHEAR WALL DESIGN TECHNICAL NOTE: GENERAL DESIGN INFORMATION, Berkeley, California.
18. American Concrete Institute, 2005, REQUISITOS Y REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL Y COMENTARIOS, Florida, Estados Unidos.
19. DorlingKindersley. 1997. LA TIERRA Y AMBIENTE. New York, McGraw
20. Lambe William, Whitman Robert V, 1997, MECÁNICA DE SUELOS. Editora Limusa. México.
21. Instituto Ecuatoriano de Normalización, 1986, Norma INEN 1485 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN. Quito Ecuador. American Society for Testing and Materials (ASTM).
22. Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, Diciembre 2008, REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE REFORZAMIENTOS DE ADOBE, Principios básicos Serie 2, El riesgo sísmico en el Ecuador.
23. CERESIS, Página internet <http://www.ceresis.org/proyect/padobe.htm>
24. P. Doat, A. Hays, H. Houben, S. Matuk F. Vitoux CONSTRUIRE EN TERRE.
25. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2000, MANUAL PARA LA REHABILITACIÓN DE VIVIENDAS CONSTRUIDAS EN ADOBE Y TÁPIA PISADA, Presidencia de la republica Red de Solidaridad Social, Colombia.

ANEXOS