

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**EVALUACION Y REFORZAMIENTO DEL SISTEMA RESISTENTE A
CARGA LATERAL DE MUROS DEL EX COLEGIO SIMON BOLIVAR**

**TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL GRADO DE MAGÍSTER EN
ESTRUCTURAS**

ING. JUAN PABLO CHACÓN SÁNCHEZ
juansagitarius@hotmail.com

DIRECTOR: ING. DIEGO ANDRES SOSA CAIZA MSc.
diego.sosac@epn.edu.ec

CO-DIRECTOR: ING. CARLOS ANDRES CELI SÁNCHEZ MSc.
normando1945@gmail.com

Quito, Junio 2017

DECLARACIÓN

Yo Juan Pablo Chacón Sánchez, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

JUAN PABLO CHACÓN SÁNCHEZ

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Juan Pablo Chacón Sánchez bajo mi supervisión.

**ING. MSc. Diego Andrés
Sosa Caiza
DIRECTOR DEL PROYECTO**

**ING. MSc. Carlos Andrés
Celi Sánchez
CO- DIRECTOR DEL PROYECTO**

AGRADECIMIENTO

Al Ing. Carlos Celi MSc. & Ing. Diego Sosa MSc, por atender de manera eficaz y razonable a varias de mis inquietudes, por compartir sus conocimientos, que fueron de gran ayuda para el desarrollo del presente proyecto.

Al Ing. Franklin Beltrán MSc, por los valiosos consejos y recomendaciones, durante el tiempo que tuve el agrado de trabajar en su empresa, lugar en el cual pude desarrollarme y crecer profesionalmente.

Al Ing. Juan Carlos Ramos, con quien trabajamos conjuntamente en un proyecto similar, del cual aprendimos mucho y que luego diera luz al desarrollo de la presente investigación.

A la Ing. Betzabeth Suquillo, por acompañarme a lo largo de todo el desarrollo de este trabajo, por las incontables horas de velada, por la motivación y la constancia.

A mi Familia por ser el apoyo incondicional en todos los aciertos y desaciertos de mi vida.

Gracias a mi Madre quien siempre vela por mi bienestar, gracias a mi padre por encaminarme en la vida con valiosos consejos. Gracias a mis hermanos por compartir momentos inolvidables

A mis queridos Amigos y colegas de profesión, Galo Cueva, Alexis Aguilar, José Miguel Juma, Cristina Rengifo, Alexandra Quispe, Dany Salazar y Carlos Beltrán, quienes han estado en los momentos precisos, para guiarme con motivación, buenos consejos y sobre todo su valiosa amistad

DEDICATORIA

Con especial cariño dedico este trabajo, a mi compañera de vida Betzabeth Suquillo, quien, gracias a su constante apoyo y comprensión en los momentos más difíciles, me impulsó a culminar el presente proyecto.

A mi querida Universidad, las Escuela Politécnica Nacional, que me preparo con valiosas herramientas para mi desarrollo profesional.

A Mis Padres Francisco y Fabiola, de quienes siempre apreciaré, sus cálidos consejos en los momentos oportunos.

A mis Hermanos Wilian y Michael, para quienes espero haber sido un ejemplo a seguir y superar, y que pueden contar conmigo hasta el fin de los tiempos

CONTENIDO

CAPÍTULO 1: INTRODUCCION	2
1.1 JUSTIFICACION.....	4
1.2 ALCANCE	5
1.3 OBJETIVOS.....	5
1.4 METODOLOGÍA	6
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	8
2.1 HISTORIA DE LA CONSTRUCCIÓN EN ADOBE.....	8
2.2 ESQUEMAS DE FALLA Y PATRONES DE AGRIETAMEINTO ANTE TERREMOTOS.....	9
2.3 ANÁLISIS DE NORMAS PARA ESTRUCTURAS DE ADOBE	10
2.3.1 E080: NORMA PERUANA PARA ADOBE	10
2.3.1.1 Configuración geométrica	10
2.3.1.2 Materiales de refuerzo	10
2.3.1.3 Parámetros de diseño sísmico.....	12
2.3.1.4 Propiedades mecánicas.....	13
2.3.2 NCH3332: NORMA CHILENA – INTERVENCIÓN DE CONSTRUCCIONES PATRIMONIALES DE TIERRA CRUDA	13
2.3.2.1 Configuración geométrica	13
2.3.2.2 Materiales de refuerzo	14
2.3.2.3 Parámetros de diseño sísmico.....	15
2.3.2.4 Propiedades mecánicas.....	17
2.4 VULNERABILIDAD SÍSMICA	17
2.4.1 MÉTODO DEL ÍNDICE DE DENSIDAD DE MUROS.....	18
2.5 REHABILITACIÓN SÍSMICA – ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO	18
CAPÍTULO 3: CALIBRACIÓN DE LA MALLA DE ELEMENTOS FINITOS	20
3.1 MODELO VIGA DE GRAN PERALTE, ELEMENTO FRAME	21
3.1.1 DEFORMACION:.....	21
3.1.2 ESFUERZOS:.....	24
3.2 MODELO VIGA DE GRAN PERALTE, ELEMENTO SHELL.....	25
3.3 MODELO VIGA DE GRAN PERALTE, DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN ELEMENTO SHEL.....	38
3.4 MODELO VIGA DE GRAN PERALTE, PARA DIFERENTES ESPESORES DE MURO.	44
3.4.1 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS, MODELO EN SOLIDOS:	48
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA	53

4.1	DESCRIPCION GENERAL DE LA ESTRUCTURA.....	53
4.2	CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO:	59
4.2.1	ESTADOS DE CARGA:	60
4.2.1.1	Carga Muerta	60
4.2.1.2	Carga Viva.....	64
4.2.1.3	Sismo de diseño:.....	66
4.2.2	COMBINACIONES DE CARGA.....	73
4.2.2.1	Servicio:.....	73
4.2.2.2	Ultima Resistencia:	74
4.2.2.3	Envolvente:.....	75
4.2.3	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:	75
4.2.4	GEOMETRIA DE LOS ELEMENTOS:.....	79
4.2.5	MODULO DE RESORTE:	81
CAPÍTULO 5: EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE		84
5.1	VULNERABILIDAD SISMICA DEL EDIFICIO	85
5.1.1	DISTRIBUCION GEOMETRICA DE MUROS.....	87
5.1.1.1	Densidad de Muros en dirección Horizontal (H00) – (X):	88
5.1.1.2	Densidad de Muros en dirección vertical (V00) – (Y):.....	92
5.2	MODELO MATEMATICO	97
5.2.1	TIPO DE FALLAS:.....	98
5.2.2	SOLICITACION DE ESFUERZOS:.....	100
5.2.3	DEFORMACIONES:.....	102
CAPÍTULO 6: REFORZAMIENTO		105
6.1	ETAPA I – VIGA CABEZA DE MURO.....	105
6.1.1	SOLICITACION DE ESFUERZOS:.....	106
6.1.2	DEFORMACIONES:.....	108
6.2	ETAPA II – MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DEL MATERIAL	
	110	
6.2.1	SOLICITACION DE ESFUERZOS:.....	111
6.3	ETAPA III – ENCHAPES.....	112
6.3.1	SOLICITACION DE ESFUERZOS:.....	115
6.3.2	DEFORMACIONES:.....	117
6.4	VOLUMENES DE OBRA	119
CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		120
7.1	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	120
7.2	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1:	Distribución mundial de estructuras de adobe	8
FIGURA 2.2:	Deficiencias sísmicas de albañilería de adobe	9
FIGURA 2.3:	Muro de adobe reforzado en sentido horizontal y vertical	11
FIGURA 2.4:	Alternativa de reforzamiento I.....	18
FIGURA 2.5:	Alternativa de reforzamiento II.....	18
FIGURA 2.6:	Alternativa de reforzamiento III.....	19
FIGURA 2.7:	Alternativa de reforzamiento III.....	19
FIGURA 3.1:	Viga isostática de gran peralte con carga puntual	21
FIGURA 3.2:	Diagrama de corte – carga externa (P)	22
FIGURA 3.3:	Diagrama de corte – carga unitaria	22
FIGURA 3.4:	Diagrama de momentos – carga externa (P)	23
FIGURA 3.5:	Diagrama de momentos – carga unitaria	23
FIGURA 3.6:	Grupo de Modelos 1	26
FIGURA 3.7:	Grupo de Modelos 2	26
FIGURA 3.8:	Grupo de Modelos 3	27
FIGURA 3.9:	Grupo de Modelos 4	27
FIGURA 3.10:	Grupo de Modelos 5	28
FIGURA 3.11:	Grupo de Modelos 6	28
FIGURA 3.12:	Grupo de Modelos 1 – Esfuerzo (mm) / Deformación (t/m ²).....	29
FIGURA 3.13:	Grupo de Modelos 2 – Esfuerzo (mm) / Deformación (t/m ²).....	30
FIGURA 3.14:	Grupo de Modelos 3 – Esfuerzo (mm) / Deformación (t/m ²).....	30
FIGURA 3.15:	Grupo de Modelos 4 – Esfuerzo (mm) / Deformación (t/m ²).....	31
FIGURA 3.16:	Grupo de Modelos 5 – Esfuerzo (mm) / Deformación (t/m ²).....	31
FIGURA 3.17:	Grupo de Modelos 6 – Esfuerzo (mm) / Deformación (t/m ²).....	32
FIGURA 3.18:	Calibración de Finitos - Numero de Partes (a).....	33
FIGURA 3.19:	Calibración de Finitos - Relación (a/L)	33
FIGURA 3.20:	Calibración de Finitos – Número de Elementos Finitos.....	34
FIGURA 3.21:	Calibración de Finitos – Relación (a/b)	34

FIGURA 3.22: Porcentaje de error estimado en modelos	37
FIGURA 3.23: Distribución de esfuerzos Promedio en elementos finitos – M2(8x2)	40
FIGURA 3.24: Distribución de Momentos en elementos finitos – M2(8x2)	40
FIGURA 3.25: Distribución de fuerza axial en elementos finitos – M2(8x2)	41
FIGURA 3.26: Distribución de esfuerzos Promedio en elementos finitos – M3(6x3)	42
FIGURA 3.27: Distribución de Momentos en elementos finitos – M3(6x3)	42
FIGURA 3.28: Distribución de fuerza axial en elementos finitos – M3(6x3)	43
FIGURA 3.29: Porcentaje de error promedio en esfuerzos	43
FIGURA 3.30: Modelo de muro con carga puntual en el plano, elemento SHELL	48
FIGURA 3.31: Modelo de muro con carga puntual en el plano, elemento SOLID	49
FIGURA 3.32: Distribución de esfuerzos S11, M20 cm - Elemento SHELL (t/m2)	49
FIGURA 3.33: Distribución de esfuerzos S11, M20 cm - Elemento SOLID (t/m2)	50
FIGURA 3.34: Distribución de esfuerzos S11, M60 cm - Elemento SHELL (t/m2)	50
FIGURA 3.35: Distribución de esfuerzos S11, M60 cm - Elemento SOLID (t/m2)	51
FIGURA 3.36: Distribución de esfuerzos S11, M120 cm - Elemento SHELL (t/m2)	51
FIGURA 3.37: Distribución de esfuerzos S11, M120 cm - Elemento SOLID (t/m2)	52
FIGURA 4.1: Perspectiva 3D – Áreas Nivel 1	53
FIGURA 4.2: Perspectiva 3D – Áreas Nivel 2	54
FIGURA 4.3: Perspectiva 3D – Áreas Nivel 3	55
FIGURA 4.4: Perspectiva 3D – Áreas Nivel 4	56
FIGURA 4.5: Perspectiva 3D – Áreas Nivel 5	56
FIGURA 4.6: Perspectiva 3D – Estructura actual	57
FIGURA 4.7: Perspectiva 3D – Estructura actual (Extrude)	58
FIGURA 4.8: Perspectiva 3D – Estructura reforzada (Viga cabeza de muro)	58
FIGURA 4.9: Perspectiva 3D - Estructura reforzada (Viga cabeza de muro, Extrude)	59
FIGURA 4.10: Tipos o estados de carga	60
FIGURA 4.11: Modelo aislado de una cercha tipo para la obtención de su peso propio (Unidades: Ton-m)	61
FIGURA 4.12: Distribución de carga muerta sobre impuesta. Cabeza de muros – Estado actual (Unidades: Ton-m)	62

FIGURA 4.13: Distribución de carga muerta sobre impuesta. Cabeza de muros, Capilla estructura - Estado actual (Unidades: Ton-m).....	62
FIGURA 4.14: Distribución de carga muerta sobre impuesta. Cubiertas Estructura reforzada (Unidades: Ton-m).....	63
FIGURA 4.15: Distribución de carga muerta sobre impuesta. Cubiertas Estructura reforzada, Capilla de estructura (Unidades: Ton-m).....	63
FIGURA 4.16: Distribución de carga viva. Cabeza de muros, Estructura actual (Unidades: Ton-m)	64
FIGURA 4.17: Distribución de carga viva. Cabeza de muros, Capilla - Estructura actual (Unidades: Ton-m).....	65
FIGURA 4.18: Distribución de carga viva. Cubiertas, Estructura reforzada (Unidades: Ton-m)	65
FIGURA 4.19: Distribución de carga viva. Cubiertas – Capilla, Estructura reforzada (Unidades: Ton-m).....	66
FIGURA 4.20: Espectro de diseño	69
FIGURA 4.21: Ecuaciones empleadas para definir el espectro de diseño	70
FIGURA 4.22: Ubicación bloques.....	72
FIGURA 4.23: Asignación del coeficiente de corte basal y factor de distribución k.....	73
FIGURA 4.24: Combinación para carga de servicio en dirección Y	73
FIGURA 4.25: Combinación de última resistencia, con sismo de dirección Y	74
FIGURA 4.26: Envolvente de diseño, con sismo en dirección Y.....	75
FIGURA 4.27: Distribución de materiales de los muros de adobe (azul) y ladrillo (rojo).....	76
FIGURA 4.28: Propiedades de los materiales (adobe).....	76
FIGURA 4.29: Propiedades de los materiales (ladrillo)	77
FIGURA 4.30: Propiedades de los materiales (madera)	77
FIGURA 4.31: Propiedades de los materiales (hormigón)	78
FIGURA 4.32: Propiedades de los materiales (acero de refuerzo)	78
FIGURA 4.33: Distribución de muros de adobe.....	79
FIGURA 4.34: Geometría de los elementos que conforman los muros (ejemplo – muro tipo) (Unidades: m)	80
FIGURA 4.35: Coeficiente de balasto para un nudo.....	82
FIGURA 4.36: Coeficiente de balasto asignado (Unidades: Ton-m).....	83

FIGURA 4.37: Coeficiente de balasto para un nudo.....	83
FIGURA 5.1: Perspectiva 3D. Estructura actual	84
FIGURA 5.2: Ubicación de bloques	88
FIGURA 5.3: Geometría de muros H00	88
FIGURA 5.4: Geometría de muros H01	89
FIGURA 5.5: Geometría de muros H02	89
FIGURA 5.6: Geometría de muros H03	90
FIGURA 5.7: Geometría de muros H04	91
FIGURA 5.8: Geometría de muros V00	92
FIGURA 5.9: Geometría de muros V01	93
FIGURA 5.10: Geometría de muros V02	94
FIGURA 5.11: Geometría de muros V03	95
FIGURA 5.12: Geometría de muros V04	95
FIGURA 5.13: Esquema de distribución de esfuerzos en elementos Shell	97
FIGURA 5.14: Ubicación de ejes locales en elementos tipo Shell	98
FIGURA 5.15: Falla en muros sin refuerzos	99
FIGURA 5.16: Falla en unión sin refuerzos	99
FIGURA 5.17: Falla muros largos	99
FIGURA 5.18: Falla por cortante	100
FIGURA 5.19: Distribución de esfuerzos Sismo X – Estado actual - S23 (t/m ²)	101
FIGURA 5.20: Distribución de esfuerzos Sismo Y – Estado actual S23 (t/m ²)	101
FIGURA 5.21: Deformaciones máximas Sismo X – Estado actual (mm).....	103
FIGURA 5.22: Deformaciones máximas Sismo Y – Estado actual (mm).....	103
FIGURA 6.1: Reforzamiento en viga cabeza de muro.....	105
FIGURA 6.2: Perspectiva 3D. Estructura reforzada – Etapa I.....	106
FIGURA 6.3: Distribución de esfuerzos Sismo X – Reforzamiento Etapa I - S23 (t/m ²)	107
FIGURA 6.4: Distribución de esfuerzos Sismo Y – Reforzamiento Etapa I - S23 (t/m ²)	107
FIGURA 6.5: Deformaciones máximas Sismo X – Reforzamiento Etapa I (mm)	108
FIGURA 6.6: Deformaciones máximas Sismo Y – Reforzamiento Etapa I (mm)	109
FIGURA 6.7: Inyección o re-colmatación de los vacíos en los mampuestos.....	111

FIGURA 6.8:	Distribución de esfuerzos Sismo X – Reforzam. Etapa II - S23 (t/m ²).	111
FIGURA 6.9:	Distribución de esfuerzos Sismo Y – Reforzam. Etapa II - S23 (t/m ²).	112
FIGURA 6.10:	Enchape mediante malla electro-soldada y mortero.....	113
FIGURA 6.11:	Muros con refuerzo tipo enchape (e=3 cm, verde), (e=5 cm, rojo)	114
FIGURA 6.12:	Propiedades geométricas de un muro con enchape	115
FIGURA 6.13:	Distribución de esfuerzos Sismo X – Reforzam. Etapa III - S23 (t/m ²)	116
FIGURA 6.14:	Distribución de esfuerzos Sismo Y – Reforzam. Etapa III - S23 (t/m ²)	116
FIGURA 6.15:	Deformaciones máximas Sismo X – Reforzamiento Etapa III (mm)	117
FIGURA 6.16:	Deformaciones máximas Sismo Y – Reforzamiento Etapa III (mm)	118

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.1:	Esbeltez de muros como condición de refuerzo de muros.....	11
TABLA 2.2:	Factor de suelo	12
TABLA 2.3:	Factor de uso para estructuras de adobe	13
TABLA 2.4:	Factor de modificación del coeficiente de demanda.....	15
TABLA 2.5:	Clasificación sísmica del terreno de fundación.....	16
TABLA 2.6:	Valor del coeficiente k ₃	16
TABLA 3.1:	Esfuerzo deformación para viga de gran peralte - FRAME.....	25
TABLA 3.2:	Calibración de finitos – Muro de adobe 20 cm.....	35
TABLA 3.3:	Proporciones Recomendadas para Elementos Finitos.....	36
TABLA 3.4:	Modelos escogidos con porcentajes estimados.....	37
TABLA 3.5:	Parámetros recomendados para modelo en elementos finitos	38
TABLA 3.6:	Propiedades geométricas de la sección, FRAME.....	39
TABLA 3.7:	Distribución de esfuerzos respecto del eje neutro – M2(8x2).....	39
TABLA 3.8:	Distribución de esfuerzos respecto del eje neutro – M3(6x3).....	41
TABLA 3.9:	Esfuerzo deformación para viga de gran peralte – FRAME – M60.....	44
TABLA 3.10:	Esfuerzo deformación para viga de gran peralte – FRAME – M120.....	45
TABLA 3.11:	Calibración de finitos – Muro de adobe 60 cm.....	46
TABLA 3.12:	Calibración de finitos – Muro de adobe 120 cm.....	47

TABLA 4.1:	Distribución de Áreas Nivel 1	53
TABLA 4.2:	Distribución de Áreas Nivel 2	54
TABLA 4.3:	Distribución de Áreas Nivel 3	55
TABLA 4.4:	Distribución de Áreas Nivel 4	55
TABLA 4.5:	Distribución de Áreas Nivel 5	56
TABLA 4.6:	Área total.....	56
TABLA 4.7:	Carga muerta sobre impuesta (P)	61
TABLA 4.8:	Carga Viva (L).....	64
TABLA 4.9:	Coeficiente de Corte Basal Norma Peruana	66
TABLA 4.10:	Coeficiente de Corte Basal Norma Chilena	67
TABLA 4.11:	Parámetros para definir el espectro de diseño	69
TABLA 4.12:	Periodos y aceleraciones, espectros de diseño.....	69
TABLA 4.13:	Periodos de vibración de la estructura	71
TABLA 4.14:	Coeficientes de corte basal Norma Ecuatoriana.....	72
TABLA 4.15:	Distribución de muros de adobe.....	79
TABLA 4.16:	Cálculo de placa equivalente.....	80
TABLA 5.1:	Vulnerabilidad metodología italiana	87
TABLA 5.2:	Densidad de muros en dirección X	92
TABLA 5.3:	Densidad de muros en dirección Y	96
TABLA 5.4:	Derivas de piso Sismo X – Estado actual	102
TABLA 5.5:	Derivas de piso ante un Sismo Y – Estado actual	103
TABLA 6.1:	Derivas de piso Sismo X – Reforzamiento Etapa I	108
TABLA 6.2:	Derivas de piso Sismo Y – Reforzamiento Etapa I	109
TABLA 6.3:	Inercia de sección compuesta para enchapes.....	113
TABLA 6.4:	Muros con enchape propuestos	114
TABLA 6.5:	Derivadas de piso Sismo X – Reforzamiento Etapa III.....	117
TABLA 6.6:	Derivadas de piso ante un sismo en dirección Y – Reforzamiento Etapa III	
	118	
TABLA 6.7:	Volúmenes de obra aproximativos	119

RESUMEN

En el Ecuador existe gran cantidad de estructuras patrimoniales, constituidas en materiales frágiles con base en tierra. Eventos sísmicos recientes han puesto de manifiesto, el pobre desempeño de estas estructuras, debido a su gran masa y poca, o casi nula capacidad, de resistir cargas fuera de su plano.

El presente proyecto, presenta la evaluación de estado actual y reforzamiento, por medio del modelamiento, con base en elementos finitos, empleando software computacional. Para el modelado, se realizó una calibración de la malla de finitos, que arrojó como resultado, valores paramétricos, como el número de partes, la proporción del elemento, con respecto a si mismo y respecto a su longitud principal, parámetros como el espesor del muro y el tipo de elemento a modelar (FRAME, SHELL, SOLID).

Se evaluó el estado actual de la estructura, frente al sismo de diseño, tomando en cuenta experiencias de países vecinos, con eventos sísmicos similares, utilizando las recomendaciones de sus normativas, en combinación con la normativa ecuatoriana (NEC).

Se planteó etapas de reforzamiento, enfocadas en la disminución de esfuerzos y control de desplazamientos.

ABSTRACT

In Ecuador, there are many patrimonial structures, made up of fragile earth-based materials. Recent seismic events have revealed the poor performance of these structures, due to their large mass and low capacity to withstand loads outside their plane.

The present project, presents the evaluation of current state and reinforcement, through the modeling, based on finite elements, using computational software. For the modeling, a calibration of the finite mesh was carried out, which resulted in parametric values, such as the number of parts, the proportion of the element, with respect to itself and with respect to its main length, parameters such as the thickness of the Wall and the type of element to model (FRAME, SHELL, SOLID).

The current state of the structure, front of the design earthquake, was evaluated, taking into account experiences from neighboring countries, with similar seismic events, using the recommendations of its regulations, in combination with the Ecuadorian norm (NEC).

Reinforcement stages were proposed, focused on the reduction of stresses and control of displacements.

PRESENTACION

El presente estudio, plantea la evaluación del estado actual, y posterior reforzamiento para una estructura patrimonial, ubicada en el casco colonial de la ciudad de Quito. Esta estructura, donde antes funcionaba el Colegio Simón Bolívar, pretende ser rehabilitada y readecuada, en lo que será la Nueva sede de las Naciones Unidas.

La estructura a ser analizada, corresponde a un sistema tradicional de muros resistentes a carga lateral, constituidos enteramente con materiales con base en tierra, principalmente adobe, con sistema de entresijos y cubiertas de madera.

El trabajo aquí presentado, pone especial énfasis en el sistema de muros del que se compone dicha estructura, para los cuales se idealiza un modelo matemático numérico, empleando software computacional común en el mercado, aplicando los conocimientos adquiridos en la maestría, para un modelamiento objetivo y aplicable de la estructura frente a efectos de carga sísmica.

Además, se utiliza la teoría de análisis estructural básica, para realizar la calibración de la malla de elementos finitos, la cual se enfoca a esfuerzos y deformaciones en el plano del muro, a fin de posteriormente poder estimar con seguridad, dichos efectos en el modelo global de la estructura.

Finalmente se proponen etapas de reforzamiento, a fin de evitar en lo posible, alteraciones en la arquitectura de los muros, se pretende más bien, en todo momento interactuar con la arquitectura existente.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

En el Ecuador existe gran cantidad de estructuras patrimoniales, principalmente en el casco colonial de las ciudades, como es el caso de la ciudad de Quito. Estas estructuras, en su mayoría, son sistemas frágiles compuestos de materiales con base en tierra amasada, tapia, bahareque y/o adobe; siendo este último uno de los más utilizados.

Antes de que aparecieran los materiales de construcción, como el acero y hormigón, las construcciones en tierra, se extendieron por todas las regiones del mundo, dado que es un material abundante en la naturaleza, y con las técnicas adecuadas de construcción y adaptables al medio, ha llegado a satisfacer la necesidad de vivienda, sobre todo para las regiones de escasos recursos económicos. Sin embargo, en regiones localizadas en zonas de alto riesgo sísmico, este tipo de construcciones no ha presentado un buen comportamiento, ante este tipo de eventos.

Varios países de la región andina, que se encuentran en zonas de alto riesgo sísmico, como Chile y Perú, han enfocado sus investigaciones en el desarrollo de nuevas tecnologías, adaptables y aplicables a construcciones existentes en tierra, en lo que tiene que ver con el reforzamiento; de la misma manera se proponen normativas y lineamientos a seguir para edificaciones nuevas, en las que se incluye el diseño sismo resistente.

En la ciudad de Quito se ha propuesto la rehabilitación del edificio del ex colegio Simón Bolívar, en el que se proyecta será la nueva sede de las Naciones Unidas (NNUU). Esta edificación se encuentra dentro del casco colonial de la ciudad de Quito declarada como Patrimonio Cultural de la Humanidad por la UNESCO el 8 de septiembre de 1978. (Instituto Nacional de Cultura y Patrimonio, 2014)

Las técnicas constructivas utilizadas en la época colonial, que perduró hasta el siglo XX, la construcción tradicional española se basó en materiales como piedra, ladrillo, tapia, adobe, madera y teja. Lo que fue una constante en la arquitectura civil y religiosa de la época (López F. S., 2013)

Como parte fundamental para la rehabilitación de la edificación, se requiere evaluar el comportamiento del sistema estructural del que está compuesto dicha estructura ante el sismo de diseño de acuerdo a la normativa vigente (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014) que corresponde al sistema de muros resistentes a carga lateral, compuestos principalmente de materiales con base en tierra amasada; tapia, adobe y bahareque.

Las construcciones con base en tierra, como el adobe, tienen algunas ventajas, además de usar una tecnología simple y a bajo costo, presenta excelentes propiedades térmicas y acústicas. Sin embargo, este tipo de estructuras son muy vulnerables ante fenómenos naturales como lluvias y principalmente sismos.

Frente a movimientos telúricos, las estructuras de este tipo sufren daños estructurales severos, incluso llegando al colapso, causando con ello pérdidas cuantiosas en términos de vidas humanas y patrimonio. En el caso de un evento que involucre el sismo de diseño, la deficiencia de este tipo de estructuras se debe a su excesivo peso y a su comportamiento frágil, durante terremotos severos; al ser estructuras de una masa considerable se traduce en niveles elevados de fuerza sísmica, para los cuales no se tiene la capacidad y se produce fallas violentas (Blondet, García, & Brzev, 2003)

Basado en experiencias e investigaciones previas de rehabilitación y reforzamiento, en las que se comprueba un mejor comportamiento de este tipo de estructuras, ante el sismo de diseño, (Casanovas & Díaz, 2007), se plantea alternativas de reforzamiento viables y aplicables a nuestro medio (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), 1997), tomando en cuenta normativas extranjeras de países de la región andina, como Perú (Norma Peruana, 2006) y Chile (Norma Chilena,

2013), cuyas características de materiales y construcción, se suponen similares a las del Ecuador.

Para esto se idealiza un modelo en elementos finitos, con la ayuda de software computacional, en el que se aplica el análisis de estructuras en base a los conocimientos adquiridos en la maestría.

1.1 JUSTIFICACION

Se requiere evaluar la capacidad de la estructura patrimonial, del Ex Colegio Simón Bolívar nueva sede NNUU, frente a la demanda del sismo de diseño, y si se requiere, proyectar el reforzamiento, para que dicha estructura pueda ser ocupada.

El análisis de estructuras de sistemas resistentes a carga lateral compuestos por muros de adobe, se basan en métodos tradicionales y empíricos, tanto para el diseño, como en el reforzamiento, por lo que, resulta necesario utilizar herramientas tecnológicas, software que permitan analizar de mejor manera, el comportamiento de este tipo de estructuras, incorporando por ejemplo un modelo en elementos finitos.

El estado del arte determina que el método de elementos finitos, logra definir y representar cualquier tipo de geometría en las tres dimensiones, además de que permite una buena definición de las características de los materiales y solicitaciones de carga, es adecuado para cualquier tipo de estructura que se pueda considerar continua. Sin embargo, este método demanda una gran cantidad de recursos computacionales. (Peña, 2010)

Las herramientas computacionales actuales permiten generar modelos numéricos, que pueden representar geometrías complejas y trabajar en el campo de esfuerzos de elementos finitos.

Resulta más práctico incorporar sistemas de reforzamiento que tengan el menor impacto en el sistema estructural original (Peña, 2010), en los que se puede emplear experiencias en tensores de acero (López, y otros, 2007), o sistema de paredes enchapadas en casos más extremos (Bonilla & Ramos, 2013), a fin de garantizar un adecuado desempeño de la edificación reforzada, frente al sismo de diseño.

1.2 ALCANCE

La presente investigación pretende reforzar el sistema de muros resistentes a carga lateral, de la estructura patrimonial histórica de la nueva sede NNUU, por medio de un modelo en elementos finitos, que se ajuste a investigaciones y experiencias previas

Los muros resistentes a carga lateral en estado actual se conforman de tierra y adobe, estos materiales tienen un comportamiento frágil, debido a su baja ductilidad, por lo tanto, la capacidad de esta estructura, frente a la demanda del sismo de diseño, en zonas de alta peligrosidad sísmica, resulta ser muy limitada. Se pretende reforzar el sistema de muros a fin de cumplir con la filosofía de diseño sismo resistente.

Al realizar, el adecuado reforzamiento, conjuntamente con un control de deformaciones y distribución de esfuerzos, se mejora la capacidad resistente a carga lateral de los muros de la estructura.

1.3 OBJETIVOS

Evaluar el comportamiento del sistema de muros resistentes a carga lateral de la nueva sede NNUU, ante un evento que involucre el sismo de diseño, basado en análisis estático lineal realizado a través de un modelo en elementos finitos, y luego proyectar el reforzamiento a fin de garantizar la ocupación segura, utilizando elementos que permitan interactuar con la arquitectura existente, conservando el patrimonio histórico de la estructura.

Generar modelos numérico computacionales con base en elementos finitos, que emulen el comportamiento de la estructura ante el sismo de diseño dentro de un control de desplazamientos bajo.

Realizar un análisis comparativo entre el modelo en elementos finitos de la estructura sin reforzamiento, con el modelo en elementos finitos de la estructura reforzada.

1.4 METODOLOGÍA

Se realiza visitas de campo al proyecto de la nueva sede NNUU, a fin de identificar claramente las patologías estructurales, además se verificará, si la información disponible en planos es suficiente para realizar el modelo matemático, espesores de los muros, niveles, vanos de puertas y ventanas.

Se digitaliza los planos en un modelo grafico en 3D con ayuda del AutoCAD, a fin de unificar niveles y geometría en general, previo a mudarlo al modelo de elementos finitos.

Se realiza el modelo de elementos finitos, que contenga las características principales de la distribución global y local en geometría, de cada uno de los elementos que compone la estructura

Se calibra la densidad de discretización de la malla de finitos en base en la revisión de la concentración de esfuerzos y medida de deformaciones para distintos elementos de gran peralte, en función del espesor.

Se traduce el espectro de diseño, basado en aceleraciones, tomando en cuenta el periodo fundamental de vibración, en fuerzas que puedan ser aplicadas de forma horizontal, a los muros resistentes a carga lateral de la estructura, tomando en cuenta la rigidez de los mismos.

Se revisa los diferentes esfuerzos presentados en los muros, e interpretará, a qué tipo de falla corresponden, para luego proyectar las alternativas de reforzamiento.

Se propone las alternativas de reforzamiento, teniendo en cuenta la evaluación de los esfuerzos obtenidos y la interacción con la arquitectura, a fin de conservar en lo posible la arquitectura existente.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 HISTORIA DE LA CONSTRUCCIÓN EN ADOBE

El adobe es uno de los materiales más antiguos, su uso es muy común en algunas de las regiones más propensas a desastres del mundo, por lo que alrededor del 30% de la población mundial vive en construcciones de tierra (Houben & Guillaud, 1994).

FIGURA 2.1: Distribución mundial de estructuras de adobe



Fuente: (De Sensi, 2003)

Este material posee como materia prima la tierra o el barro y para prevenir las grietas que se originan en el proceso de secado y endurecimiento, por lo que como material de refuerzo se utiliza la paja.

En el caso del Ecuador se conoce tradicionalmente a esta mezcla de barro con paja como chocoto, la utilización de la construcción en tierra se impulsó a partir del año 1987 por parte del Estado y de instituciones financieras nacionales e internacionales. (Boletín INVI)

Las técnicas constructivas tuvieron una influencia española, sin embargo, de acuerdo a las zonas geográficas cada ciudad de la sierra ecuatoriana tiene su propia identidad conservando ciudades coloniales realizados con muros de adobe y tapial. (López , 2013)

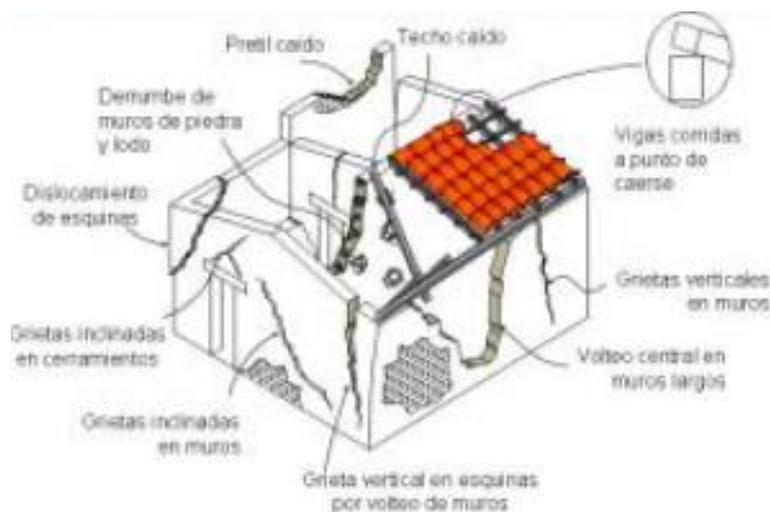
El adobe posee como materia prima la tierra o el barro y para prevenir las grietas que se originan en el proceso de secado y endurecimiento, por lo que como material de refuerzo se utiliza la paja.

2.2 ESQUEMAS DE FALLA Y PATRONES DE AGRIETAMIENTO ANTE TERREMOTOS

La construcción de adobe es simple y de bajo costo, sin embargo, este tipo de edificaciones tienen características que aumentan su vulnerabilidad sísmica debido a las propiedades mecánicas de sus materiales, por lo que son vulnerables a los efectos de fenómenos naturales. (AIS)

La deficiencia sísmica se debe al peso de la estructura, a la baja resistencia y al comportamiento frágil de las propiedades mecánicas de sus materiales, por lo que durante terremotos severos los modos típicos de falla son severo agrietamiento y desintegración de muros, separación de uros en las esquinas y separación de los techos de los muros. (Blondet, Villa, & Brzev, 2003)

FIGURA 2.2: Deficiencias sísmicas de albañilería de adobe



Fuente: (Blondet, Villa, & Brzev, 2003)

2.3 ANÁLISIS DE NORMAS PARA ESTRUCTURAS DE ADOBE

A continuación, se realiza un análisis mediante comparación de las propuestas de dos diferentes normas enfocadas a las construcciones realizadas de adobe. Se analizarán las normas de Perú, Chile al ser las más utilizadas en este ámbito.

Para comprender mejor la propuesta de las normas se va a tratar los mismos puntos con el fin de hacer una comparación entre estos puntos son la configuración geométrica, los parámetros de diseño sísmico y los materiales que se pueden utilizar como refuerzo.

2.3.1 E080: NORMA PERUANA PARA ADOBE

Se utilizó esta norma como medio de referencia porque es un país que conserva hasta la fecha muchas estructuras patrimoniales históricas:

2.3.1.1 Configuración geométrica

Se establece una verificación de la geometría entre ellos:

- El espesor de los muros se determinará en función de la altura libre de los mismos.
- La longitud máxima del muro entre arriostres verticales será 12 veces el espesor del muro.
- Los vanos deben estar centrados.
- El ancho máximo de los vanos de puertas y ventanas será de 1/3 de la longitud del muro.
- La distancia libre entre el borde libre al arriostre vertical no será menor de 3 ni mayor de 5 veces el espesor del muro.

2.3.1.2 Materiales de refuerzo

Existen algunos materiales que se recomienda utilizar para reforzar el adobe dependiendo de la esbeltez del muro con el objetivo de mejorar la conexión en los encuentros de muros o aumentar la ductilidad de los muros.

TABLA 2.1: Esbeltez de muros como condición de refuerzo de muros

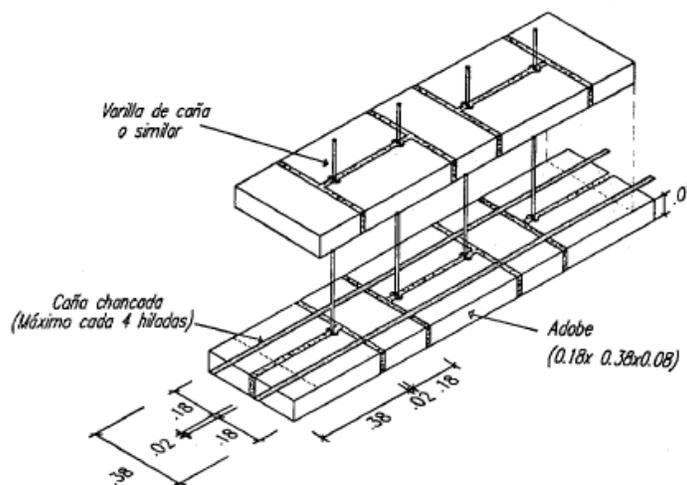
Esbeltez	Arriostres y Refuerzos Obligatorios	Espesor min. Muro (m)	Altura min. Muro (m)
$\lambda \leq 6$	Solera	0,4 – 0,5	2,4 – 3,0
$6 \leq \lambda \leq 8$	Solera + elementos de refuerzo horizontal y vertical en los encuentros de muros	0,3 – 0,5	2,4 – 4,0
$8 \leq \lambda \leq 9$	Solera + elementos de refuerzo horizontal y vertical en toda la longitud de los muros	0,3 – 0,5	2,7 – 4,5

En casos especiales λ podrá ser mayor de 9 pero menor de 12, siempre y cuando se respalde con un estudio técnico que considere refuerzos que garanticen la estabilidad de la estructura.

Fuente: Norma E080 Peruana de Adobe (NTE E.080, 2000)

Dentro de los refuerzos más usados son:

- Caña
- Madera o similares
- Malla de alambre
- Columnas de hormigón armado

FIGURA 2.3: Muro de adobe reforzado en sentido horizontal y vertical

Fuente: Norma E080 Peruana de Adobe (NTE E.080, 2000)

2.3.1.3 Parámetros de diseño sísmico

Las fallas de las estructuras de adobe no reforzadas son frágiles debido a la poca resistencia a la tracción por lo que se produce falla en el amarre de los muros en las esquinas.

Se recomienda una configuración estructural con las siguientes características con el fin de tener una resistencia sísmica:

- Suficiente longitud de muros en cada dirección.
- Una planta que tienda a ser simétrica, cuadrada de ser posible.
- Los vanos deben ser pequeños.
- Definir un sistema de refuerzo dependiendo de la esbeltez de los muros.

La fuerza sísmica horizontal se determina con la siguiente expresión:

$$H = S.U.C.P \quad (2.1)$$

Dónde:

S = Factor de suelo

U = Factor de uso

C = Coeficiente sísmico, el mismo que depende de la zona sísmica las cuales son tres y oscila de 0,10 a 0,20.

P = Peso total de la edificación incluyendo carga muerta y el 50% de la carga viva.

TABLA 2.2: Factor de suelo

Tipo	Descripción	Factor S
I	Rocas o suelos muy resistentes con capacidad portante admisible $\geq 3\text{Kg/cm}^2$	1
II	Suelos intermedios o blandos con capacidad portante admisible $\geq 1\text{Kg/cm}^2$	1.2

Fuente: Norma E080 Peruana de Adobe (NTE E.080, 2000)

Se hace hincapié en el parámetro U porque es el que puede ser comparado con otras propuestas. Porque los demás parámetros dependen de la zonificación sísmica del territorio que envolvía la norma.

TABLA 2.3: Factor de uso para estructuras de adobe

Tipo de las Edificaciones	Factor U
Colegios, Postas Médicas, Locales Comunales, Locales Publicos	1.3
Viviendas y otras edificaciones comunes	1

Fuente: Norma E080 Peruana de Adobe (NTE E.080, 2000)

2.3.1.4 Propiedades mecánicas

Propiedades mecánicas del material no se recomienda como tal, sin embargo, considera los siguientes esfuerzos mínimos para fines de diseño.

- Resistencia a la compresión de la unidad $\rightarrow f'm = 12 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$
- Resistencia a compresión de la albañilería (mínimo número de adobes igual a 4) $\rightarrow f_m = 0.2 f'm \text{ ó } 2 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$
- Resistencia a la compresión por aplastamiento $\rightarrow f_{ap} = 1.25 f_m$
- Resistencia al corte de la albañilería $\rightarrow V_m = 0.25 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

2.3.2 NCH3332: NORMA CHILENA – INTERVENCIÓN DE CONSTRUCCIONES PATRIMONIALES DE TIERRA CRUDA

Aquí se expondrán las caracterizaciones tanto de la norma (NCh 3332, 2013) así como de la norma técnica (NTM 002, 2013), de igual manera se van a exponer los puntos señalados anteriormente para poder analizar y compararlos

2.3.2.1 Configuración geométrica

Esta norma indica las siguientes verificaciones de la geometría como:

- Los vanos no deben tener un ancho mayor que 2,5 veces el espesor del muro.
- Los vanos de las puertas y ventanas deberían tener un ancho de 1/3 de la longitud del muro.
- Los vanos de ventanas y puertas se deben ubicar a una distancia no menor que tres veces el espesor del muro desde el borde libre más próximo.
- La distancia entre el borde libre no será menor de 3 ni mayor de 5 veces el espesor del muro para los vanos de ventanas y puertas.

- La verticalidad relativa de un muro no debe ser mayor que el 10% de su altura, en caso contrario se debe considerar el uso de elementos de refuerzos adicionales.
- El espesor mínimo de los muros está determinado implícitamente por la esbeltez máxima.
- La esbeltez de los muros no debe ser mayor que 8.

2.3.2.2 Materiales de refuerzo

La norma hace mención de los materiales de refuerzo, los tipos de refuerzo y los sistemas estructurales de refuerzo.

Los materiales de refuerzo que se consideran como soluciones estructuralmente incompatibles son aquellas cuya rigidez tenga más de 10 veces de la estructura base, entre los materiales de refuerzo compatibles con las construcciones de tierra cruda son:

- Geomalla de polipropileno
- Mallas de acero electrosoldadas
- Madera
- Albañilería de adobe
- Caña

Los tipos de refuerzo admisibles pueden ser:

- Continuos, los cuales pueden ser sistemas que mejoran el comportamiento de la estructura en conjunto.
- Locales, mejoran el comportamiento en zonas específicas de la estructura.
- Refuerzos de conexiones.
- Refuerzos que incluyan restitución o inclusión de nuevos elementos estructurales.

El sistema estructural que se emplea para la construcción con adobe presenta dificultades de vinculación con los elementos de cimentación y para la conexión con la

cubierta. Por lo que entre los sistemas de refuerzos compatibles se puede mencionar los:

- Muros
- Contrafuertes
- Conectores de acero para maderas
- Estructuras de madera
- Tensores de acero o sintéticos en estructuras de madera
- Cables, bandas de acero o material sintético en estructuras de madera
- Mallas poliméricas elaboradas
- Mallas de acero electro-soldadas

2.3.2.3 Parámetros de diseño sísmico

El esfuerzo de corte basal se determina mediante la expresión siguiente:

$$Q_o = k_1 k_2 k_3 C \cdot P \quad (2.2)$$

Dónde:

k_1 = Factor de modificación por desempeño previo

k_2 = Factor de modificación por categoría de ocupación

k_3 = Factor de modificación por clasificación del tipo de suelo

C = Coeficiente de demanda sísmica para las estructuras de tierra cruda $C=0,1$.

P = Peso sísmico del elemento a verificar

Se hace hincapié en el parámetro k_2 porque es el que puede ser comparado con otras propuestas. Porque los demás parámetros dependen de la zonificación sísmica del territorio que envolvía la norma.

TABLA 2.4: Factor de modificación del coeficiente de demanda

Factor	Condicion de la Estructura	Valor
k1	Daño estructural importante durante sismos anteriores	1.2
	Buen desempeño estructural durante sismos anteriores	1.0
k2	Categoría de ocupación I	1.0
	Categoría de ocupación II	1.2

Fuente: Norma Chilena (NCh 3332, 2013)

Las características del suelo se deben determinar mediante la velocidad de propagación de la onda de corte en los 30m superiores del terreno (V_s 30). De acuerdo a esto la norma Chilena presenta la siguiente tabla de clasificación de suelos:

TABLA 2.5: Clasificación sísmica del terreno de fundación

Suelo tipo		V_s 30 m/s
A	Roca, suelo cementado	≥ 900
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	≥ 500
C	Suelo denso o firme	≥ 350
D	Suelo medianamente denso, o firme	≥ 180
E	Suelo de compacidad, o consistencia mediana	< 180
F	Suelos especiales

Fuente: Norma Chilena (NCh 3332, 2013)

Los valores del factor de modificación k_3 para los distintos tipos de suelo se muestran en la tabla siguiente:

TABLA 2.6: Valor del coeficiente k_3

Tipo de suelo	Valor k_3
E y F	1.30
D	1.20
B y C	1.00
A	0.80

Fuente: Norma Chilena (NCh 3332, 2013)

2.3.2.4 Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas del material se deberían obtener mediante ensayos específicos de laboratorio, sino existen pruebas de laboratorio se debe considerar las siguientes propiedades:

- Módulo de elasticidad $\rightarrow E = 200$ [MPa]
- Resistencia última a la compresión de la unidad de adobe $\rightarrow f'_{o} = 1,2$ [MPa]
- Resistencia última a la compresión de pilas de albañilería de adobe $\rightarrow f'_{m} = 0,6$ [MPa]
- Resistencia admisible a la compresión por aplastamiento de la albañilería de adobe $\rightarrow f_{b} = 1,25 f'_{m}$
- Resistencia al corte de la albañilería de adobe $\rightarrow v_{m} = 0,025$ [MPa]

2.4 VULNERABILIDAD SÍSMICA

La vulnerabilidad sísmica es indispensable en estudios sobre riesgo sísmico y para la mitigación de desastres por terremotos. Este concepto está relacionado con la afectación y daño, en el cual la afectación se refiere al nivel de perturbación funcional que puede sufrir una estructura y el daño al deterioro físico que pueden sufrir los elementos de una estructura (Yépez, 1996).

El estudio de vulnerabilidad sísmica depende de la descripción del daño y del movimiento sísmico (Aguilar, Gonzalez, & Gómez, 2014).

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica depende de los siguientes factores como:

- ❖ Objetivo del estudio
- ❖ Información disponible
- ❖ Características del elemento en estudio
- ❖ Metodología para evaluar el riesgo

Cuando se califica la vulnerabilidad sísmica que presentan las construcciones, se cuenta con diferentes metodologías, las mismas que se utilizan tanto en términos relativos (clases e índices de vulnerabilidad) como en términos absolutos (matrices de

probabilidad de daño, funciones de vulnerabilidad y curvas de fragilidad) (Aguilar, Gonzalez, & Gómez, 2014).

2.4.1 MÉTODO DEL ÍNDICE DE DENSIDAD DE MUROS

Se basa en la densidad de muros, el cual se define como el porcentaje de superficie en planta ocupada por los muros estructurales en cada dirección principal.

Este método se basa en la relación entre el área en planta de los muros resistentes y el área total en planta.

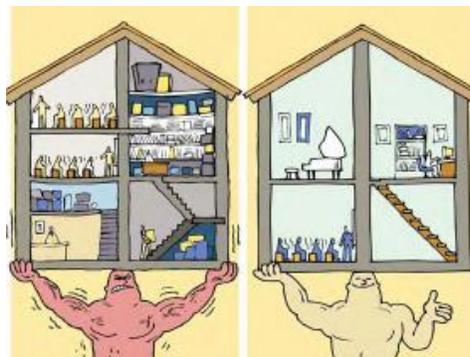
Este método tiene una desventaja ya que no toma en cuenta la altura de la estructura por lo que no influye la esbeltez de las paredes y de la masa en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica (Sánchez, 2013).

2.5 REHABILITACIÓN SÍSMICA – ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO

Existen distintas alternativas de reforzamiento, lo cual puede reducir la vulnerabilidad, entre estas alternativas se encuentran:

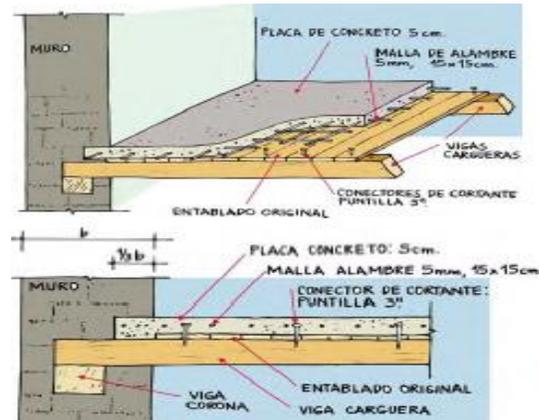
- Disminución del peso, de esta manera se reducen las fuerzas inerciales ante la acción de un evento sísmico.

FIGURA 2.4: Alternativa de reforzamiento I



- Mejoramiento de diafragmas de entrepiso, porque de esta manera se distribuyen las fuerzas de manera adecuada a los elementos verticales y de esta manera se puede absorber efectos de torsión.

FIGURA 2.5: Alternativa de reforzamiento II



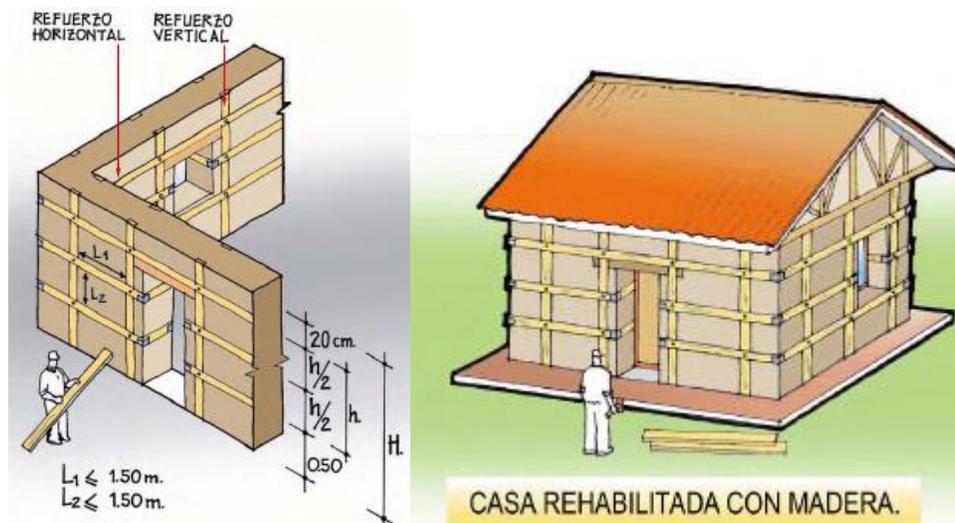
- Rehabilitación con malla de acero y mortero de arena y cal, lo cual sirve para reforzar los muros principales de la vivienda, este procedimiento se realiza simulando franjas horizontales y verticales.

FIGURA 2.6: Alternativa de reforzamiento III



- Rehabilitación con elementos de madera confinantes, los cuales se colocan tanto por la cara externa como por la cara interna de todos los muros con el fin de aumentar su resistencia.

FIGURA 2.7: Alternativa de reforzamiento III



CAPÍTULO 3

CALIBRACION DE LA MALLA DE ELEMENTOS FINITOS

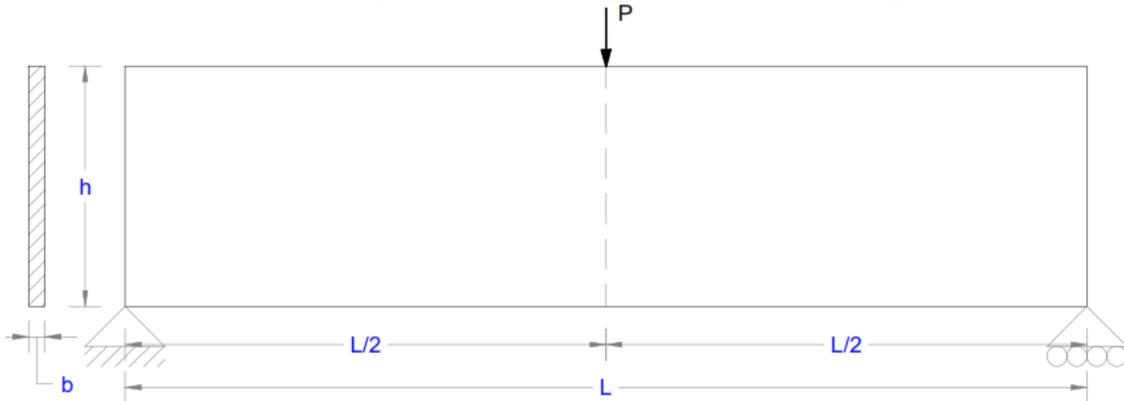
En el presente capítulo se propone calibrar el mallado en elementos finitos, con la finalidad de verificar que alternativas se acoplan mejor al modelamiento planteado, tomando en cuenta características como la proporción, el número de partes, el número y el espesor del elemento finito.

Con este objeto, se propone comparar el modelo de una viga de gran peralte, definida como un elemento FRAME utilizando la teoría de análisis de estructuras, frente a 36 modelos de una viga de gran peralte, definida como elemento SHELL. Cada uno de los modelos de viga definida como elemento SHELL presenta diferentes alternativas de mallado. Se propone la comparación entre esfuerzos y deformaciones, dado que dichos efectos pretenden ser analizados en el modelo general del presente proyecto

3.1 MODELO VIGA DE GRAN PERALTE, ELEMENTO FRAME

Dado que se pretende analizar el sistema de muros resistentes a carga lateral, se plantea la condición de carga en la dirección del plano del muro. Para esto se propone la analogía de una viga isostática de gran peralte con carga puntual concentrada en medio vano.

FIGURA 3.1: Viga isostática de gran peralte con carga puntual



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

3.1.1 DEFORMACION:

Aplicando el principio de trabajos virtuales, se puede determinar el desplazamiento en el sitio de interés para el elemento viga, debido a que los desplazamientos son el efecto acumulado de las deformaciones de todos los efectos a los que pueda estar sometido el elemento viga, el desplazamiento se define como:

$$\delta = \int \frac{N \cdot n \cdot dx}{E \cdot A} + f \cdot \int \frac{V \cdot v \cdot dx}{G \cdot A} + \int \frac{M \cdot m \cdot dx}{E \cdot I} + \int \frac{T \cdot t \cdot dx}{G \cdot J}$$

$$\delta = \sum_{i=1}^n \frac{N \cdot n}{E \cdot A} \cdot \int_0^n dx + f \cdot \sum_{i=1}^v \frac{V \cdot v}{G \cdot A} \cdot \int_0^v dx + \sum_{i=1}^m \frac{M \cdot m}{E \cdot I} \cdot \int_0^m dx + \sum_{i=1}^t \frac{T \cdot t}{G \cdot J} \cdot \int_0^t dx$$

$$\delta = \sum_{i=1}^n \frac{N \cdot n \cdot L}{E \cdot A} + f \cdot \sum_{i=1}^v \frac{V \cdot v \cdot L}{G \cdot A} + \sum_{i=1}^m \frac{M \cdot m \cdot L}{E \cdot I} + \sum_{i=1}^t \frac{T \cdot t \cdot L}{G \cdot J}$$

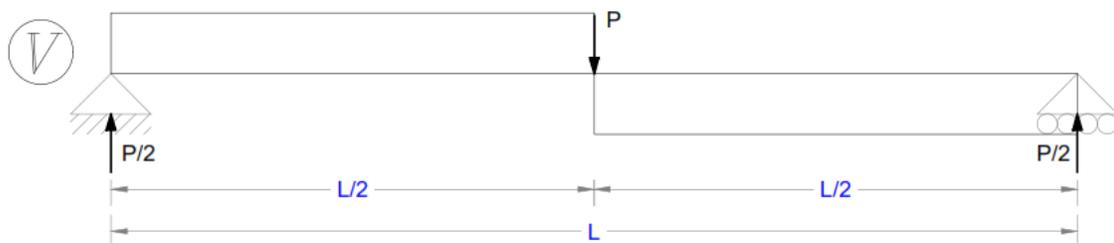
Donde:

- N = Efecto de carga axial para carga externa
- V = Efecto de corte para carga externa
- M = Efecto de flexión para carga externa
- T = Efecto de torsión para carga externa
- n = Efecto de carga axial para carga unitaria
- v = Efecto de corte para carga unitaria
- m = Efecto de flexión para carga unitaria
- t = Efecto de torsión para carga unitaria
- E = Módulo de elasticidad del elemento
- G = Módulo de elasticidad a corte del elemento
- A = Área de la sección transversal del elemento
- L = Longitud del elemento
- I = Inercia de la sección transversal del elemento
- J = Constante de torsión
- f = factor de forma para corte

Se calcula la deformación en el centro de la viga, utilizando el método de carga unitaria por integración gráfica de los diagramas de fuerzas, para los que se considera únicamente los efectos de corte y momento, causados por la condición de carga (P) aplicada en el elemento viga.

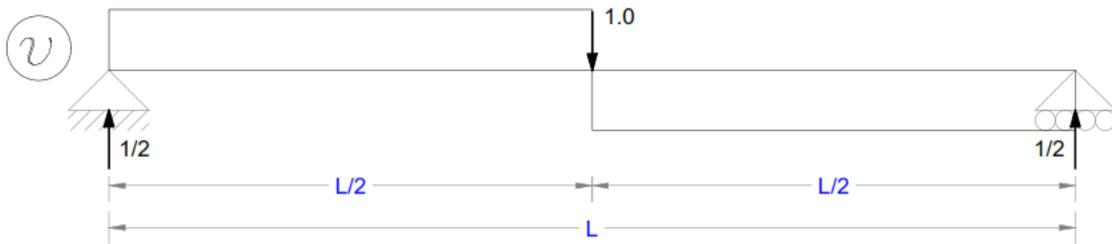
$$\delta = f \cdot \sum_{i=1}^v \frac{V \cdot v \cdot L}{G \cdot A} + \sum_{i=1}^m \frac{M \cdot m \cdot L}{E \cdot I}$$

FIGURA 3.2: Diagrama de corte – carga externa (P)



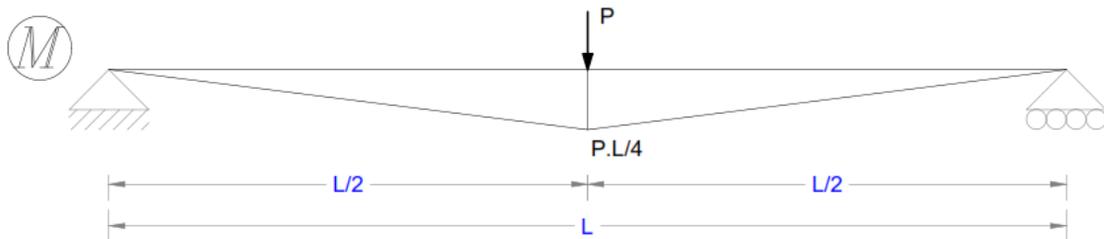
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.3: Diagrama de corte – carga unitaria



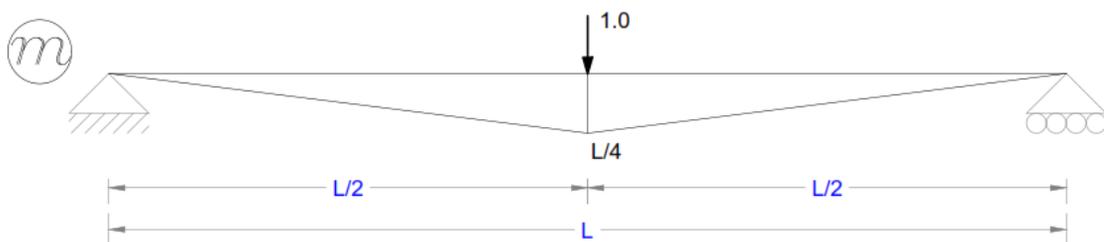
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.4: Diagrama de momentos – carga externa (P)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.5: Diagrama de momentos – carga unitaria



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

$$\delta = \frac{f}{G.A} \cdot 2 \left[\frac{L}{2} \cdot \frac{P}{2} \right] \cdot \left[\frac{1}{2} \right] + \frac{1}{E.I} \cdot 2 \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{P.L}{4} \right] \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{L}{2} \right]$$

$$\delta = \frac{f.P.L}{4.G.A} + \frac{P.L^3}{48.E.I}$$

Donde la deformación por corte es:

$$\delta_v = \frac{f.P.L}{4.G.A}$$

Y la deformación por flexión:

$$\delta_m = \frac{P.L^3}{48.E.I}$$

El módulo de elasticidad a corte:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

La inercia de la sección rectangular:

$$I = \frac{b.h^3}{12}$$

El factor de forma para una sección rectangular es $f = 6/5 = 1.2$

3.1.2 ESFUERZOS:

El esfuerzo que se genera en el punto donde se aplica la carga se define como

$$M = \sigma . S$$

Donde:

σ = Efecto de carga axial para carga externa

S = Módulo seccional

El módulo seccional se define como la relación entre, la inercia de la sección transversal del elemento, dividido para la distancia medida, desde el centroide de la sección al borde más alejado del elemento.

$$S = \frac{I}{d} = \frac{\frac{b.h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{2.b.h^3}{12.h} \rightarrow S = \frac{b.h^2}{6}$$

A continuación, se calcula los efectos de deformación y esfuerzos para la viga de gran peralte definida como elemento FRAME, con la geometría mostrada en el cuadro siguiente:

TABLA 3.1: Esfuerzo deformación para viga de gran peralte - FRAME

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCIÓN:				
<i>Carga puntual aplicada</i>	P	100.00	t	$A = b \cdot h$ $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ $S = \frac{b \cdot h^2}{6}$ $G = \frac{E}{2(1 + u)}$ $\delta_m = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \quad \delta_v = \frac{f \cdot P \cdot L}{4 \cdot G \cdot A}$
<i>Longitud del elemento</i>	L	12.00	m	
<i>base de la sección transversal</i>	b	0.20	m	
<i>altura de la sección transversal</i>	h	3.00	m	
<i>factor de forma de la sección</i>	f	1.20	s.u	
<i>coeficiente de poisson</i>	u	0.20	s.u	
<i>Modulo de elasticidad</i>	E	21000.00	t/m2	
<i>Área de la sección transversal</i>	A	0.60	m2	
<i>Inercia de la sección</i>	I	0.45	m4	
<i>Módulo seccional</i>	S	0.30	m3	
<i>Modulo de elasticidad a corte</i>	G	8750.00	t/m2	
DEFORMACION:				
<i>Deformación por corte</i>	δ_v	68.57	mm	$\delta = \frac{f \cdot P \cdot L}{4 \cdot G \cdot A} + \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \quad M = \frac{P \cdot L}{4}$
<i>Deformación por flexión</i>	δ_m	380.95	mm	
<i>Deformación total</i>	δ	449.52	mm	
ESFUERZO:				
<i>Momento máximo en el centro</i>	M	300.00	t.m	$M = \sigma \cdot S \quad \sigma = \frac{M}{S}$
<i>Esfuerzo admisible</i>	σ_{ad}	1000.00	t/m2	

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

3.2 MODELO VIGA DE GRAN PERALTE, ELEMENTO SHELL

Se analiza la sensibilidad de mallado para 36 modelos, con geometría similar a la definida como elemento FRAME, a fin de comparar los efectos de esfuerzo y deformación que presentan en cada tipo de mallado, y calcular cual es el error para una u otra forma de mallado, a fin de seleccionar cual es el modelo que garantice mejores resultados y presente menos errores.

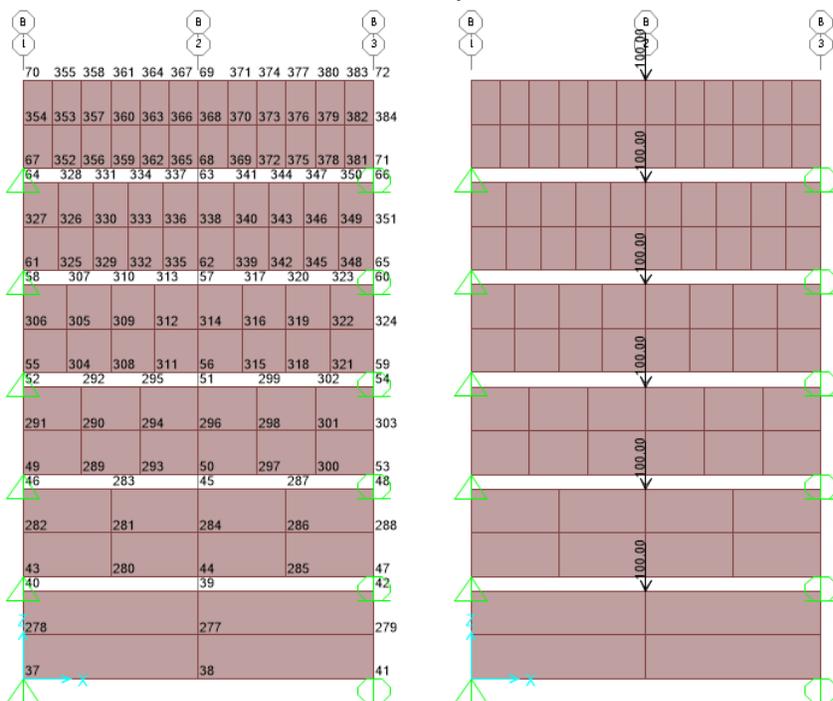
Los 36 modelos analizados se han dividido en 6 grupos de 6 modelos cada uno, en los que se hace diferencia entre el número de divisiones en la longitud (L), definida como el parámetro (a), y el número de divisiones en altura del elemento (h), definida como el parámetro (b). Por ejemplo, para el grupo de modelos 1, el número de partes (b) es 1, y el número de partes (a) varía entre los 6 modelos desde 2 a 12 partes respectivamente, de acuerdo a como se puede apreciar en las figuras siguientes:

FIGURA 3.6: Grupo de Modelos 1



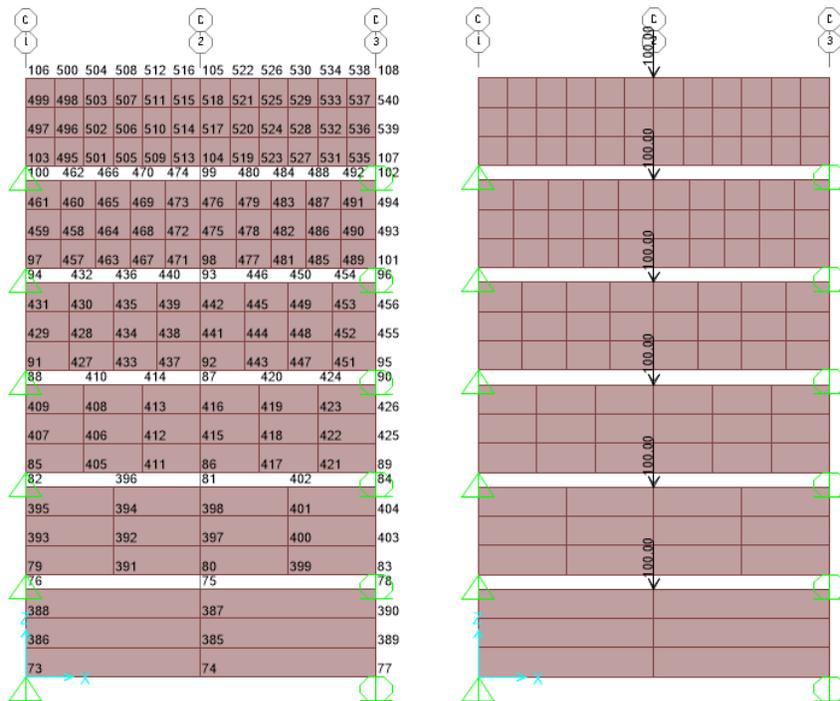
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.7: Grupo de Modelos 2



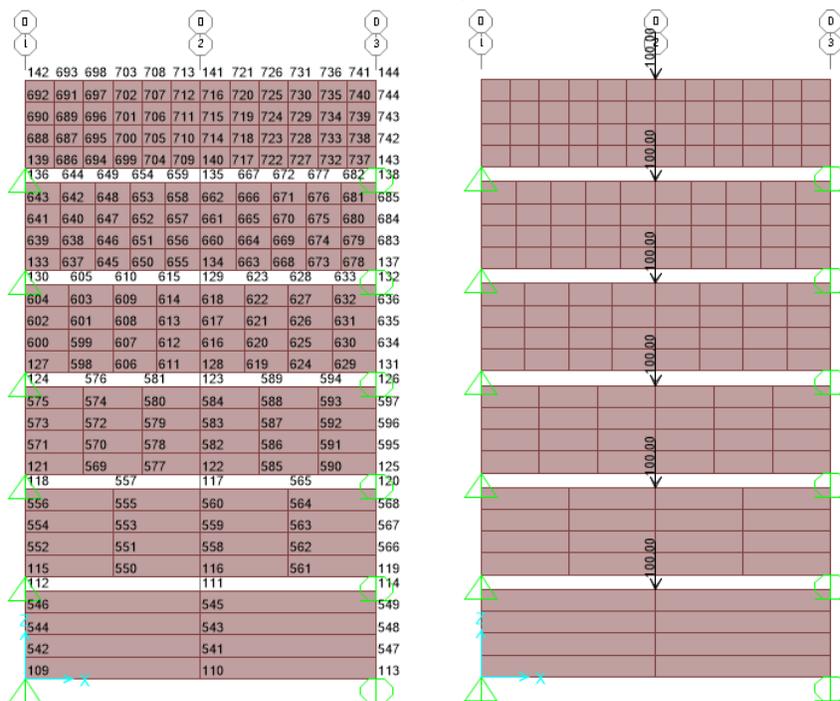
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.8: Grupo de Modelos 3



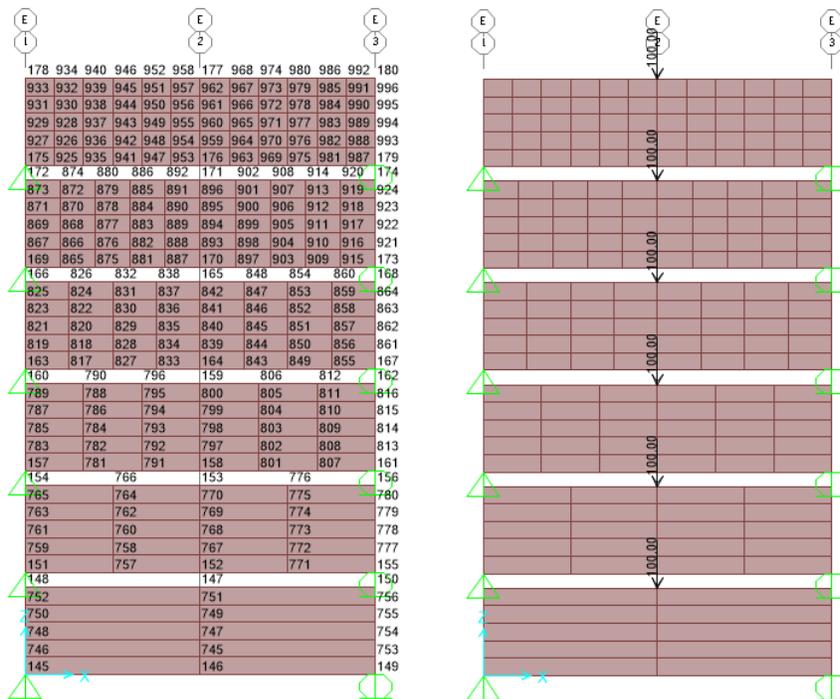
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.9: Grupo de Modelos 4



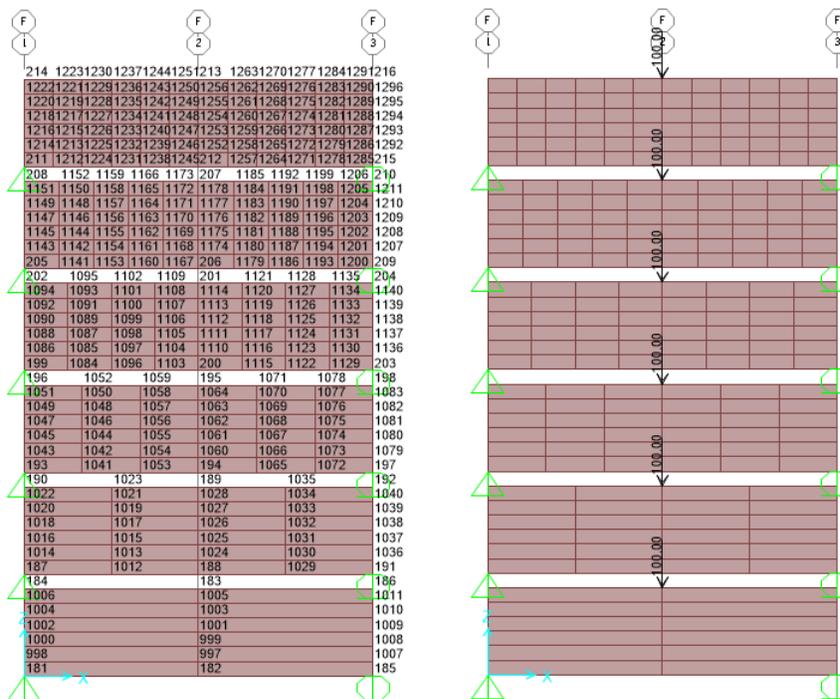
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.10: Grupo de Modelos 5



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

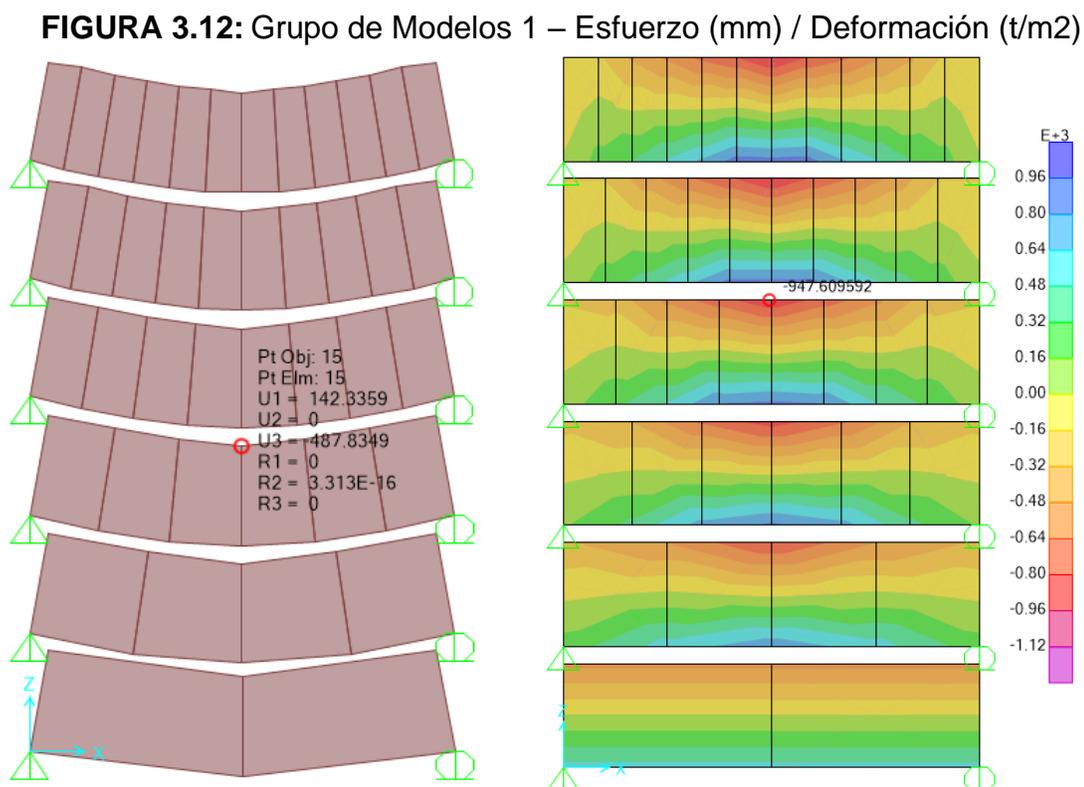
FIGURA 3.11: Grupo de Modelos 6



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

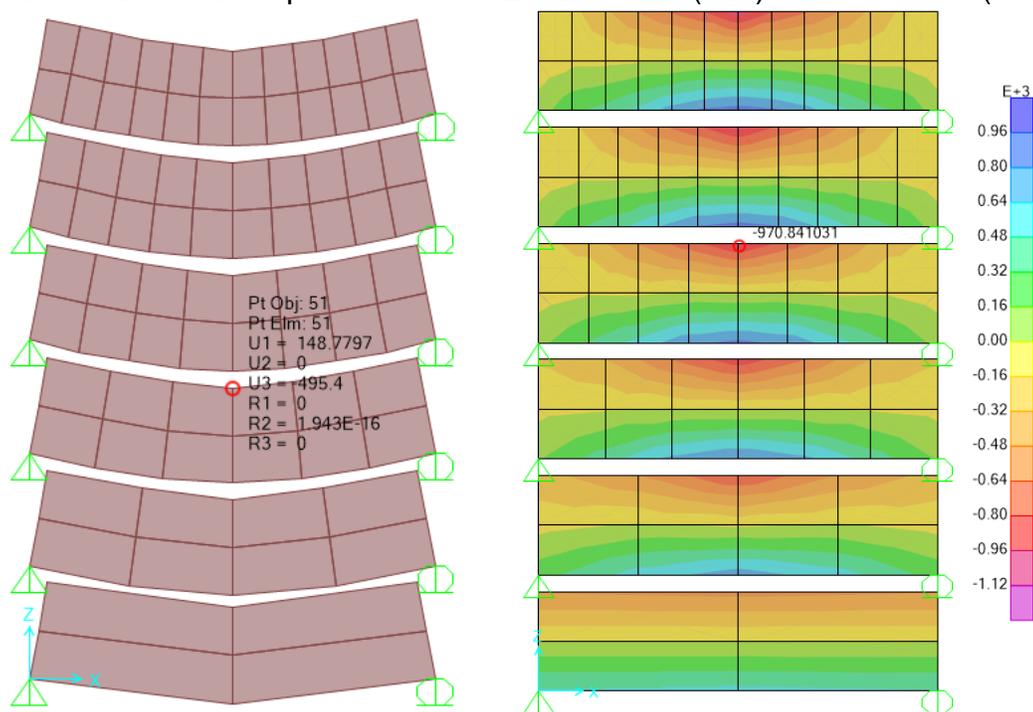
Se realiza la lectura de esfuerzos y deformaciones para cada uno de los modelos, que presentan diferentes alternativas de mallado, tomando en cuenta que modelos de cada grupo se ajustan más a la respuesta esperada, en la que se tiene el menor error para los parámetros mencionados, al ser comparado con las respuestas obtenidas en la viga de gran peralte definida como elemento FRAME.

Las respuestas mostradas en las figuras siguientes corresponden a los modelos que menor porcentaje de error presentan para cada grupo, tanto para esfuerzos como para deformaciones a la vez.



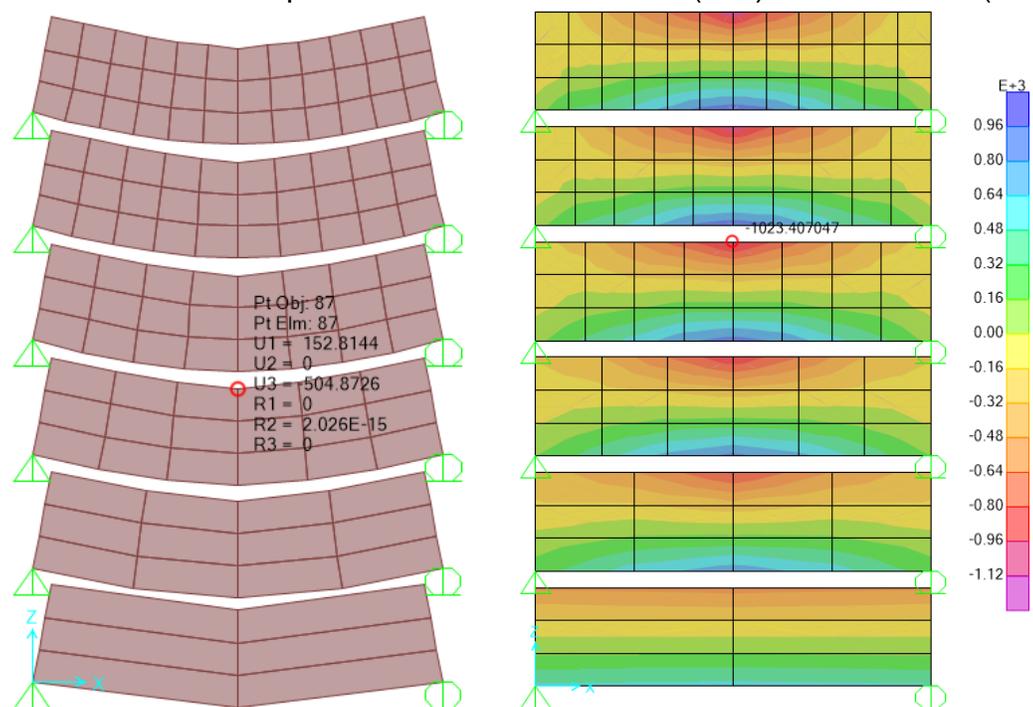
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.13: Grupo de Modelos 2 – Esfuerzo (mm) / Deformación (t/m²)



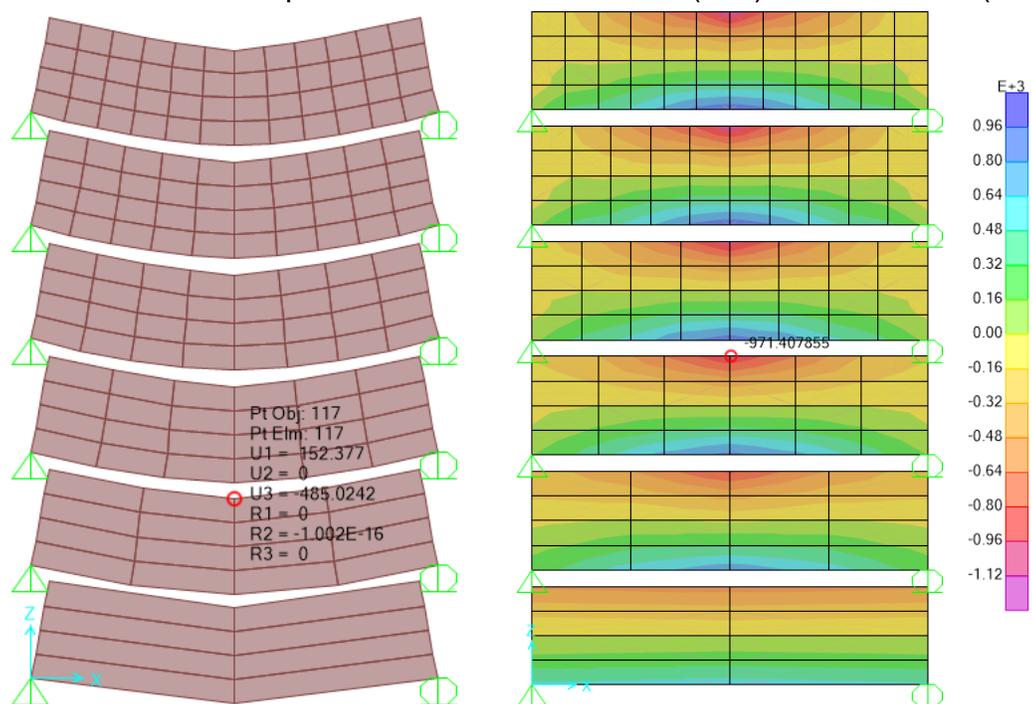
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.14: Grupo de Modelos 3 – Esfuerzo (mm) / Deformación (t/m²)



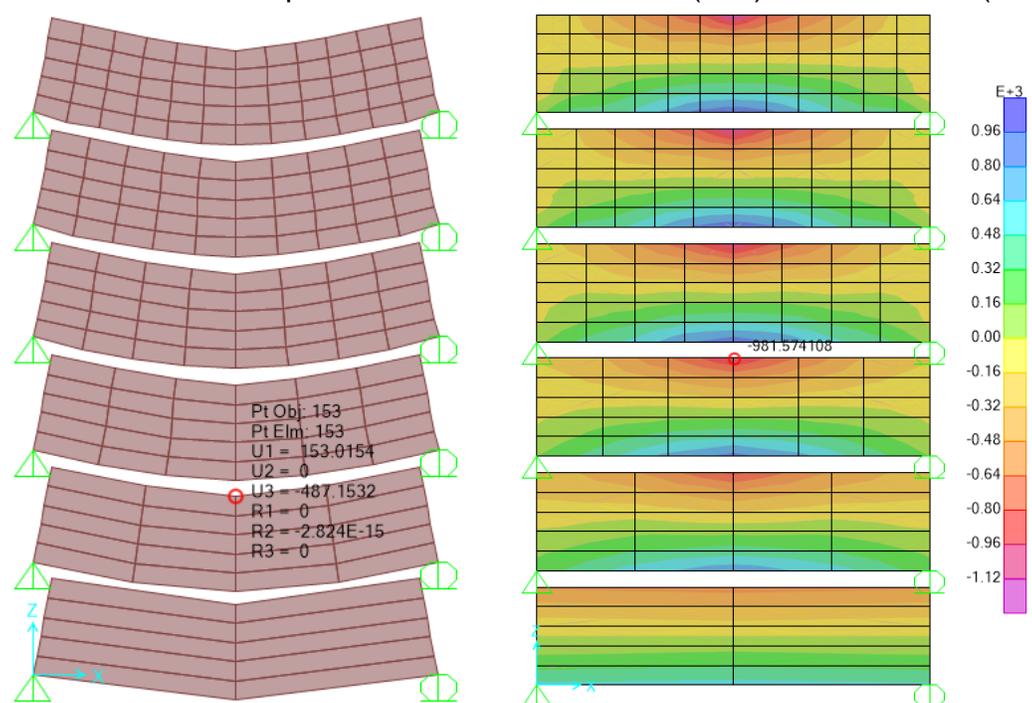
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.15: Grupo de Modelos 4 – Esfuerzo (mm) / Deformación (t/m²)

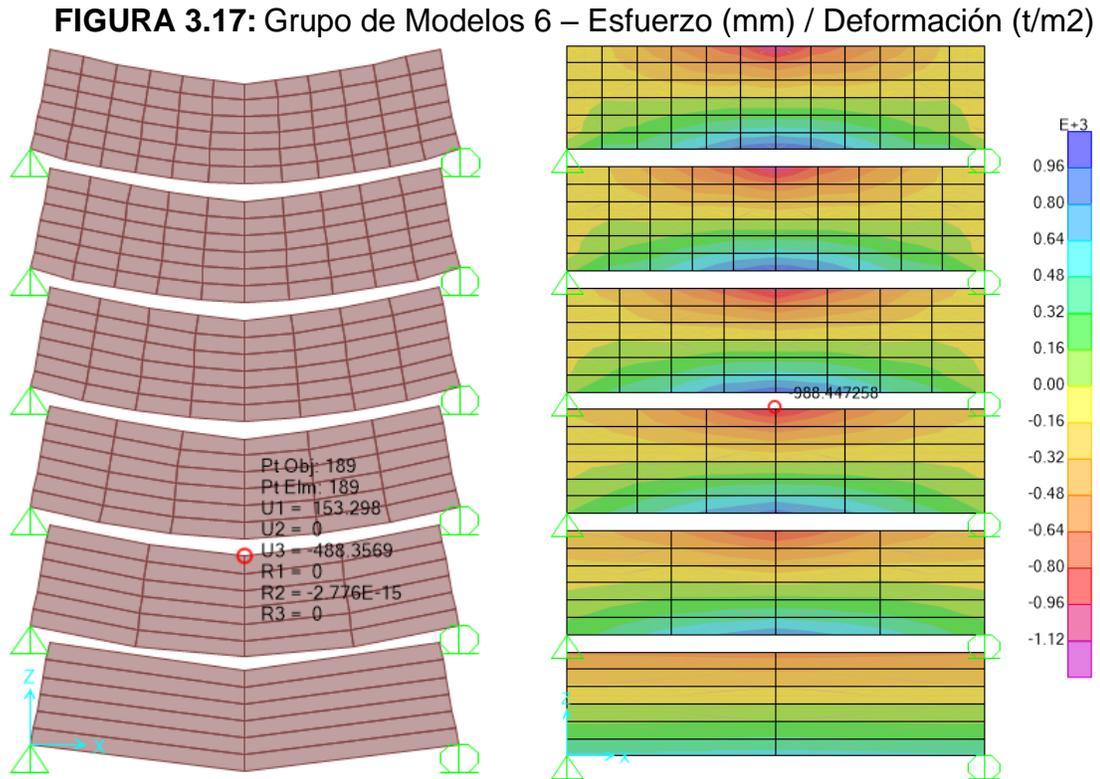


Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.16: Grupo de Modelos 5 – Esfuerzo (mm) / Deformación (t/m²)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

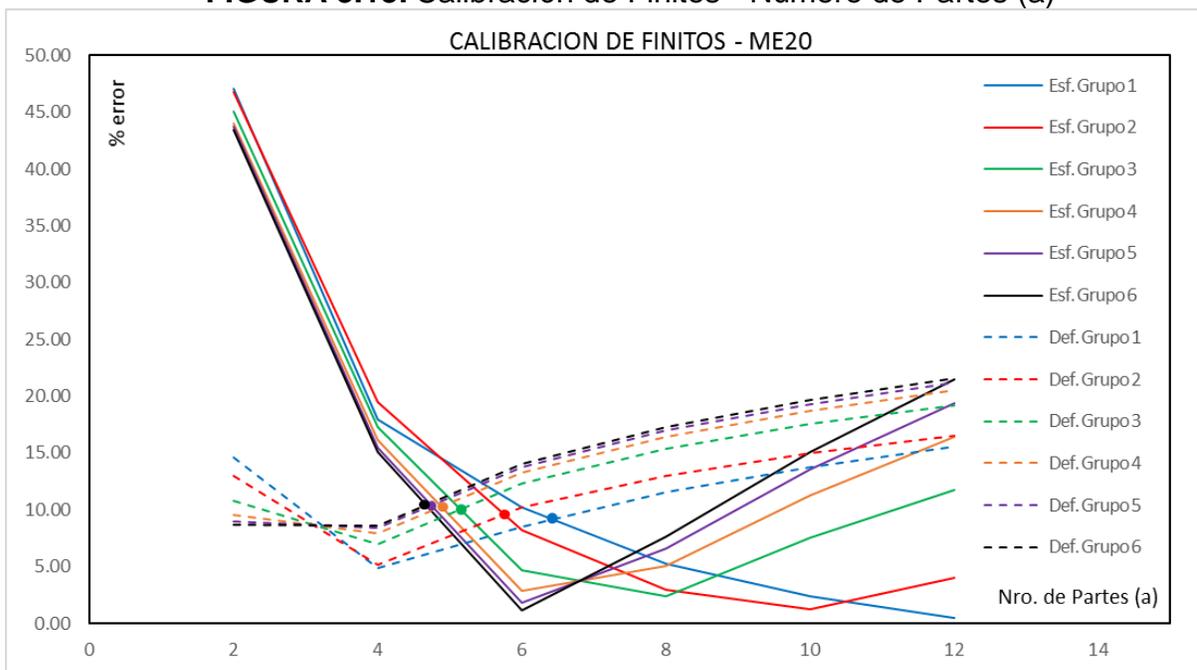


Elaborado por: Juan Pablo Chacón

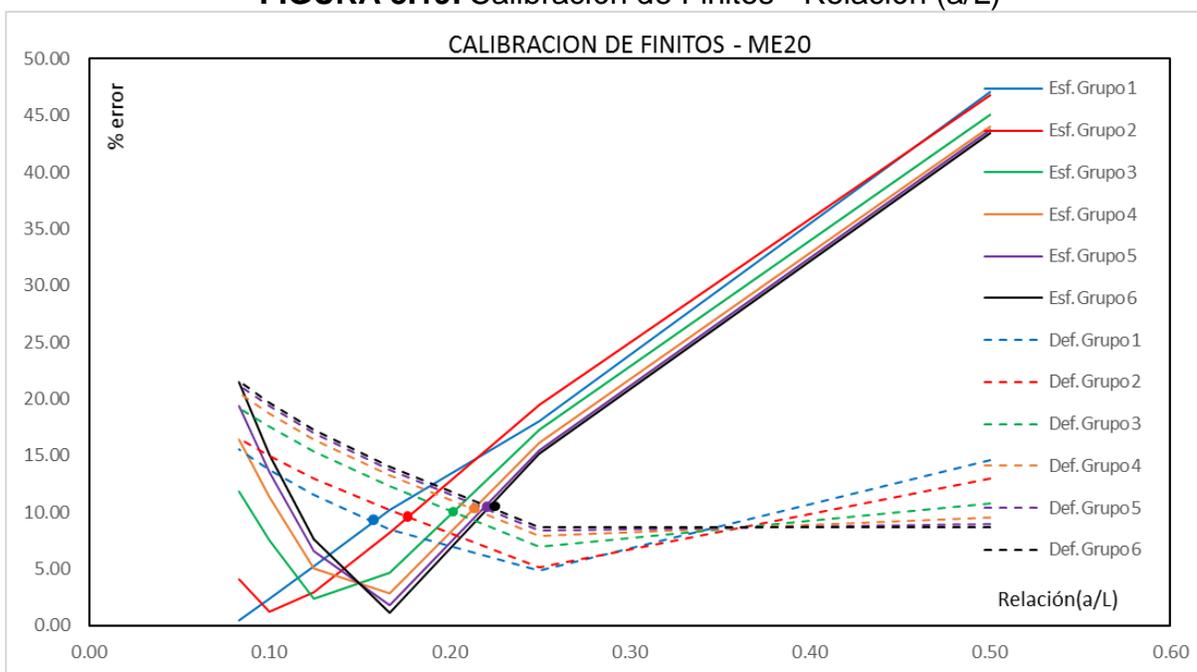
En las figuras siguientes se muestra la variación del error en porcentaje, tomando en cuenta el Numero de partes (a), la relación (a/L), Numero de elementos finitos y Relación (a/b). Para todas estas relaciones se muestra una curva de tendencia para cada grupo de modelos.

Además, se muestra el punto en el que la curva de variación de error en esfuerzos, intercepta a la curva de variación de error en deformaciones, dicho punto muestra el porcentaje de error mínimo tanto para esfuerzos como para deformaciones a la vez, lo que indica el modelo cual es el mejor modelo para cada grupo.

El número de partes (a), que mejor se ajusta con errores mínimos, de manera global se encuentra entre los valores de 5 a 6 partes como se puede apreciar en la figura 3.18. Para la relación (a/L) los valores recomendados están entre los valores de 0.13 y 0.25, de acuerdo a como se muestra en la figura 3.19 y la tabla 3.2.

FIGURA 3.18: Calibración de Finitos - Numero de Partes (a)

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.19: Calibración de Finitos - Relación (a/L)

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

En cuanto al número de elementos finitos y la relación (a/b), para los puntos de intersección el error se encuentra alrededor del 10%, lo que indica que cualquiera de estos modelos podría ser viable, en función de estas relaciones

FIGURA 3.20: Calibración de Finitos – Número de Elementos Finitos

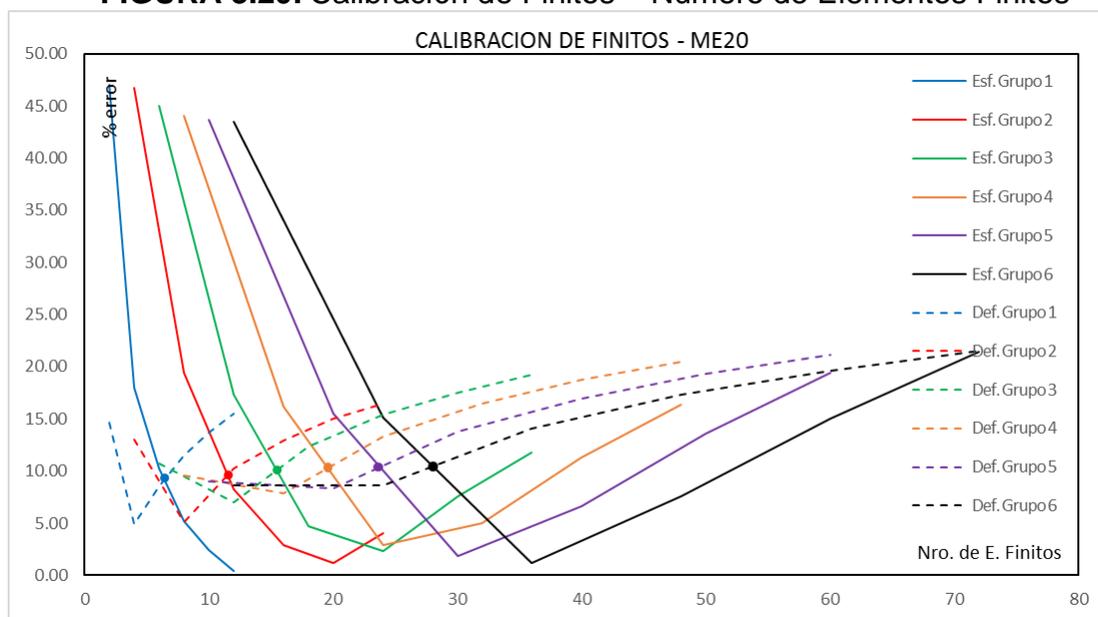


FIGURA 3.21: Calibración de Finitos – Relación (a/b)

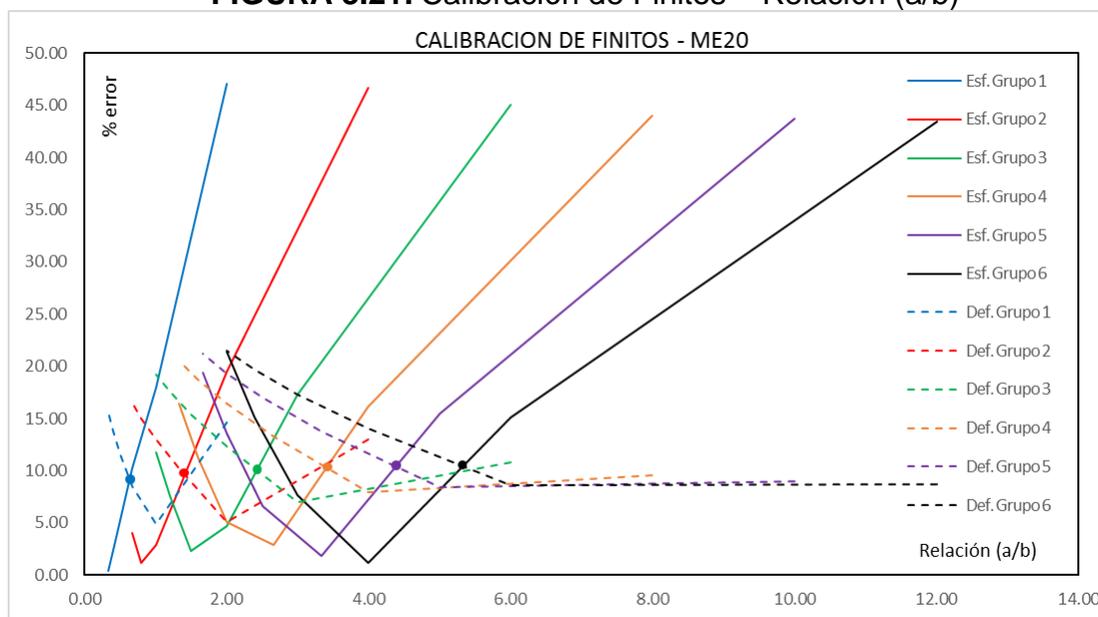


TABLA 3.2: Calibración de finitos – Muro de adobe 20 cm

CALIBRACION DE FINITOS - MURO DE ADOBE 20 CM										
GRUPO DE MODELOS 1										
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	DEFORMACION		ESFUERZO	
							δ (mm)	% error	σ	% error
2	1	2	600.00	300.00	0.50	2.00	383.90	14.599	529.52	47.048
4	1	4	300.00	300.00	0.25	1.00	471.40	4.867	820.11	17.989
6	1	6	200.00	300.00	0.17	0.67	487.83	8.523	897.85	10.215
8	1	8	150.00	300.00	0.13	0.50	501.28	11.513	947.61	5.239
10	1	10	120.00	300.00	0.10	0.40	511.19	13.718	976.20	2.380
12	1	12	100.00	300.00	0.08	0.33	519.41	15.547	995.73	0.427
GRUPO DE MODELOS 2										
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	DEFORMACION		ESFUERZO	
							δ (mm)	% error	σ	% error
2	2	4	600.00	150.00	0.50	4.00	391.01	13.017	532.57	46.743
4	2	8	300.00	150.00	0.25	2.00	472.50	5.111	805.50	19.450
6	2	12	200.00	150.00	0.17	1.33	495.40	10.205	917.98	8.202
8	2	16	150.00	150.00	0.13	1.00	507.82	12.967	970.84	2.916
10	2	20	120.00	150.00	0.10	0.80	516.93	14.996	1011.96	1.196
12	2	24	100.00	150.00	0.08	0.67	523.64	16.488	1040.45	4.045
GRUPO DE MODELOS 3										
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	DEFORMACION		ESFUERZO	
							δ (mm)	% error	σ	% error
2	3	6	600.00	100.00	0.50	6.00	401.16	10.758	549.67	45.033
4	3	12	300.00	100.00	0.25	3.00	480.91	6.983	826.97	17.303
6	3	18	200.00	100.00	0.17	2.00	504.87	12.313	953.14	4.686
8	3	24	150.00	100.00	0.13	1.50	518.59	15.365	1023.41	2.341
10	3	30	120.00	100.00	0.10	1.20	528.35	17.536	1075.72	7.572
12	3	36	100.00	100.00	0.08	1.00	535.88	19.211	1117.80	11.780
GRUPO DE MODELOS 4										
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	DEFORMACION		ESFUERZO	
							δ (mm)	% error	σ	% error
2	4	8	600.00	75.00	0.50	8.00	406.55	9.561	559.47	44.053
4	4	16	300.00	75.00	0.25	4.00	485.02	7.897	838.54	16.146
6	4	24	200.00	75.00	0.17	2.67	509.25	13.288	971.41	2.859
8	4	32	150.00	75.00	0.13	2.00	523.40	16.435	1050.38	5.038
10	4	40	120.00	75.00	0.10	1.60	533.70	18.725	1113.06	11.306
12	4	48	100.00	75.00	0.08	1.33	541.64	20.493	1164.11	16.411
GRUPO DE MODELOS 5										
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	DEFORMACION		ESFUERZO	
							δ (mm)	% error	σ	% error
2	5	10	600.00	60.00	0.50	10.00	409.03	9.008	563.00	43.700
4	5	20	300.00	60.00	0.25	5.00	487.15	8.371	845.11	15.489
6	5	30	200.00	60.00	0.17	3.33	511.45	13.776	981.57	1.843
8	5	40	150.00	60.00	0.13	2.50	525.81	16.970	1065.93	6.593
10	5	50	120.00	60.00	0.10	2.00	536.38	19.322	1135.68	13.568
12	5	60	100.00	60.00	0.08	1.67	544.63	21.156	1194.03	19.403
GRUPO DE MODELOS 6										
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	DEFORMACION		ESFUERZO	
							δ (mm)	% error	σ	% error
2	6	12	600.00	50.00	0.50	12.00	410.54	8.673	565.46	43.454
4	6	24	300.00	50.00	0.25	6.00	488.36	8.639	848.72	15.128
6	6	36	200.00	50.00	0.17	4.00	512.74	14.063	988.45	1.155
8	6	48	150.00	50.00	0.13	3.00	527.18	17.275	1076.21	7.621
10	6	60	120.00	50.00	0.10	2.40	537.89	19.658	1150.72	15.072
12	6	72	100.00	50.00	0.08	2.00	546.31	21.531	1214.41	21.441

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

Como se puede observar en la tabla 3.2, y en las figuras 3.18 a 3.21, a medida que se tiene un mallado más fino, los esfuerzos se estabilizan, por lo que el porcentaje en error resulta cada vez menor, sin embargo, un mallado más fino para las deformaciones dispara el error. En el cuadro siguiente se muestran los modelos para los cuales se obtuvo los errores mínimos para cada grupo de modelos, haciendo diferencia entre los efectos de deformación y esfuerzos, para los cuales, el parámetro más significativo resultó ser la relación (a/L), la que para ambos casos se encuentra entre los valores 0.13 y 0.25 como se mencionó anteriormente.

TABLA 3.3: Proporciones Recomendadas para Elementos Finitos

CALIBRACION DE FINITOS - RESUMEN MODELOS - PROPORCION IDEAL								
DEFORMACION								
MODELO	Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	% error
M1(6X1)	6	1	6	200	300	0.17	0.67	8.52
M2(6X2)	6	2	12	200	150	0.17	1.33	10.21
M3(6X3)	6	3	18	200	100	0.17	2.00	12.31
M4(4X4)	4	4	16	300	75	0.25	4.00	7.90
M5(4X5)	4	5	20	300	60	0.25	5.00	8.37
M6(4X6)	4	6	24	300	50	0.25	6.00	8.64
ESFUERZOS								
MODELO	Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	% error
M1(8X1)	8	1	8	150	300	0.13	0.50	5.24
M2(8X2)	8	2	16	150	150	0.13	1.00	2.92
M3(8X3)	8	3	24	150	100	0.13	1.50	2.34
M4(6X4)	6	4	24	200	75	0.17	2.67	2.86
M5(6X5)	6	5	30	200	60	0.17	3.33	1.84
M6(6X6)	6	6	36	200	50	0.17	4.00	1.16

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

Dado que existe una marcada variación entre esfuerzos y deformaciones, se debe tener en cuenta, cuál de estos dos efectos resulta más significativo, para el análisis al cual se va a someter el modelo de la estructura. Al tratarse de una estructura de muros de adobe, resultan más significativo, el análisis de la capacidad de dichos elementos tomando en cuenta los esfuerzos, sin embargo, no se debe descartar el control de deformaciones.

De acuerdo a esto, se propone como primer parámetro de control los esfuerzos, en los que se acepta un error alrededor del 5%, y como segundo parámetro el de deformaciones para los que se puede aceptar un error del 12%.

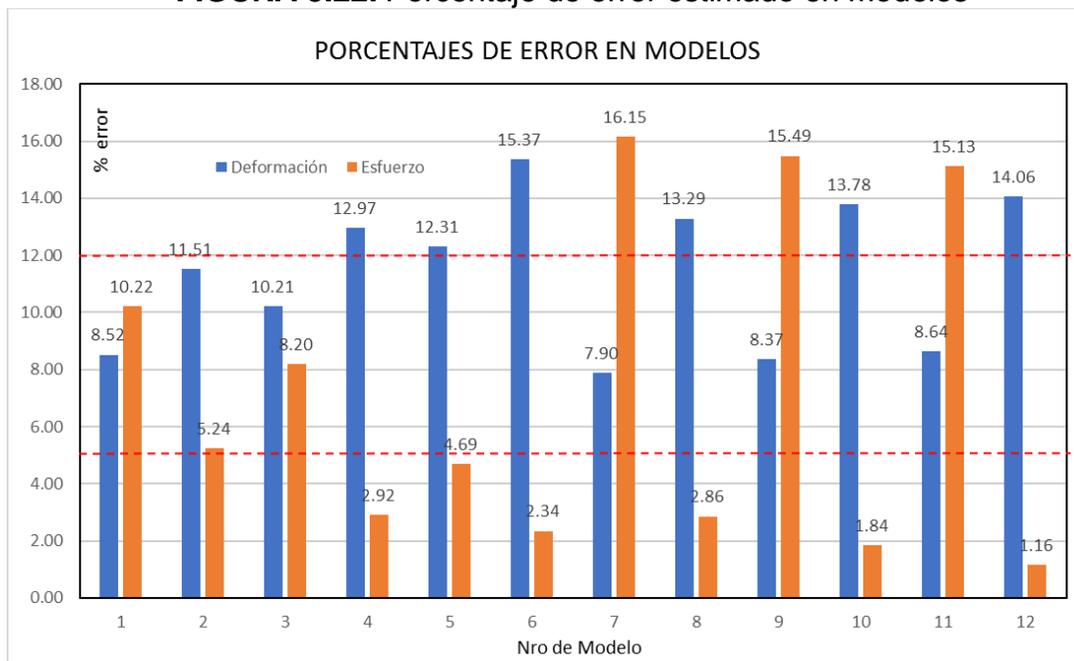
TABLA 3.4: Modelos escogidos con porcentajes estimados

CALIBRACION DE FINITOS - RESUMEN MODELOS MENOR % DE ERROR							
MODELO		RELACION		DEFORMACION		ESFUERZO	
Nro	Prop.	a/L	a/b	δ (mm)	% error	σ	% error
1	M1(6X1)	0.17	0.67	487.83	8.52	897.85	10.22
2	M1(8X1)	0.13	0.50	501.28	11.51	947.61	5.24
3	M2(6X2)	0.17	1.33	495.40	10.21	917.98	8.20
4	M2(8X2)	0.13	1.00	507.82	12.97	970.84	2.92
5	M3(6X3)	0.17	2.00	504.87	12.31	953.14	4.69
6	M3(8X3)	0.13	1.50	518.59	15.37	1023.41	2.34
7	M4(4X4)	0.25	4.00	485.02	7.90	838.54	16.15
8	M4(6X4)	0.17	2.67	509.25	13.29	971.41	2.86
9	M5(4X5)	0.25	5.00	487.15	8.37	845.11	15.49
10	M5(6X5)	0.17	3.33	511.45	13.78	981.57	1.84
11	M5(4X6)	0.25	6.00	488.36	8.64	848.72	15.13
12	M5(6X6)	0.17	4.00	512.74	14.06	988.45	1.16

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

Correspondiente al porcentaje de error estimado, tanto para el control de esfuerzos y deformaciones, se han escogido 5 modelos, que se encuentran dentro del rango estimado, conforme se puede apreciar en la figura 3.22. Además, tomando en cuenta que la proporción máxima, de la relación (a/b) para un elemento finito debería estar entre 1 y 2 se escogen los modelos Nro. 4 y 5 de la tabla 3.4.

FIGURA 3.22: Porcentaje de error estimado en modelos



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

En adelante, para el modelo en elementos finitos, que se plantea para el análisis de los muros resistentes a carga lateral de la estructura, se propone garantizar, que las proporciones de elementos finitos, se encuentren dentro de los valores recomendados en la tabla siguiente.

TABLA 3.5: Parámetros recomendados para modelo en elementos finitos

PARAMETROS RECOMENDADOS		
DESCRIPCION	PARAMETRO	VALORES
Numero de partes	(a)	6 a 8
Relación	(a/L)	0.13 a 0.25
Relación	(a/b)	1 a 2

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

3.3 MODELO VIGA DE GRAN PERALTE, DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN ELEMENTO SHELL

Se analiza la distribución del esfuerzo con respecto al eje neutro, del elemento definido como SHELL, para el modelo que representa la viga de gran peralte, bajo las mismas condiciones de carga y geometría expuestas en el capítulo 3.1 y 3.2, con el fin de verificar cual es la distribución de esfuerzos, que definen las componentes de fuerza axial y momento.

Este análisis fue realizado para los 36 modelos propuestos, para un murete que contiene las propiedades del adobe, modelado como un elemento viga de gran peralte. En los cuadros siguientes se muestra el análisis únicamente para los modelos escogidos en el capítulo 3.2, esto es; el M2(8x2) y M3(6x3)

TABLA 3.6: Propiedades geométricas de la sección, FRAME

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCIÓN:				
Carga puntual aplicada	P	100	t	$A = b \cdot h$ $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ $S = \frac{b \cdot h^2}{6}$ $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$ $\delta_m = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \quad \delta_v = \frac{f \cdot P \cdot L}{4 \cdot G \cdot A}$
Longitud del elemento	L	12	m	
base de la sección transversal	b	0.2	m	
altura de la sección transversal	h	3	m	
factor de forma de la sección	f	1.2	s.u	
coeficiente de poisson	u	0.2	s.u	
Modulo de elasticidad	E	21000	t/m2	
Área de la sección transversal	A	0.60	m2	
Inercia de la sección	I	0.45	m4	
Módulo seccional	S	0.30	m3	
Modulo de elasticidad a corte	G	8750.00	t/m2	
DEFORMACION:				
Deformación por corte	δ_v	68.571429	mm	$\delta = \frac{f \cdot P \cdot L}{4 \cdot G \cdot A} + \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \quad M = \frac{P \cdot L}{4}$
Deformación por flexión	δ_m	380.952381	mm	
Deformación total	δ	449.523810	mm	
ESFUERZO:				
Momento máximo en el centro	M	300.00	t.m	$M = \sigma \cdot S \quad \sigma = \frac{M}{S} \quad \sigma = \frac{M}{I} \cdot d$
Esfuerzo admisible	σ	1000.00	t/m2	

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 3.7: Distribución de esfuerzos respecto del eje neutro – M2(8x2)

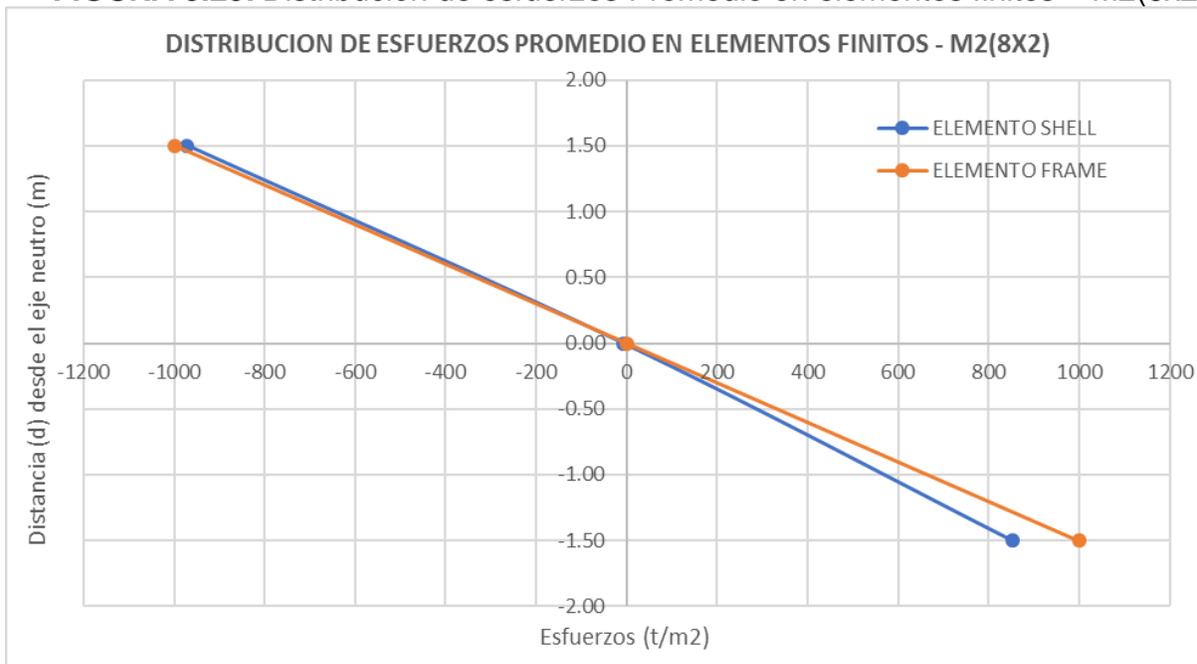
PROPORCIONES DEL MODELO - M2(8X2)						
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b
8	2	16	150	150	0.13	1.00

ESFUERZOS PROMEDIO EN ELEMENTOS FINITOS				INTEGRACION NUMERICA EN ELEMENTOS FINITOS					ERROR	
SHELL		FRAME		SHELL			FRAME			
Joint	S11 prom	d	S11 prom	Coef. Simp	Axial	Momento	Axial	Momento	%	
57	-970.84	1.50	-1000.00	1	-194.17	-291.25	-200.00	-300.00	2.92	
314	-6.77	0.00	0.00	4	-5.41	0.00	0.00	0.00	0.00	
56	853.92	-1.50	1000.00	1	170.78	-256.18	200.00	-300.00	14.61	
									error prom	8.76

Joint	S11Top
Text	Tonf/m2
311	877.24
56	853.92
314	0.15
312	23.48
312	93.44
314	-13.68
57	-970.84
313	-863.72
56	853.92
315	877.24
316	23.48
314	0.15
314	-13.68
316	93.44
317	-863.72
57	-970.84

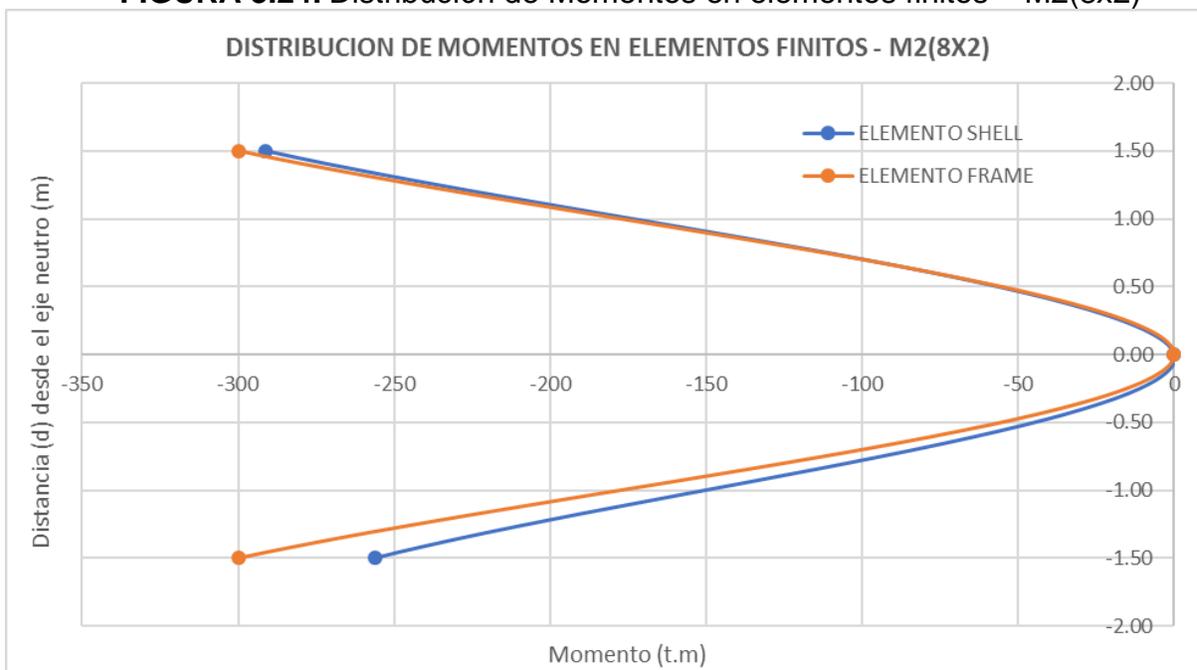
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.23: Distribución de esfuerzos Promedio en elementos finitos – M2(8x2)

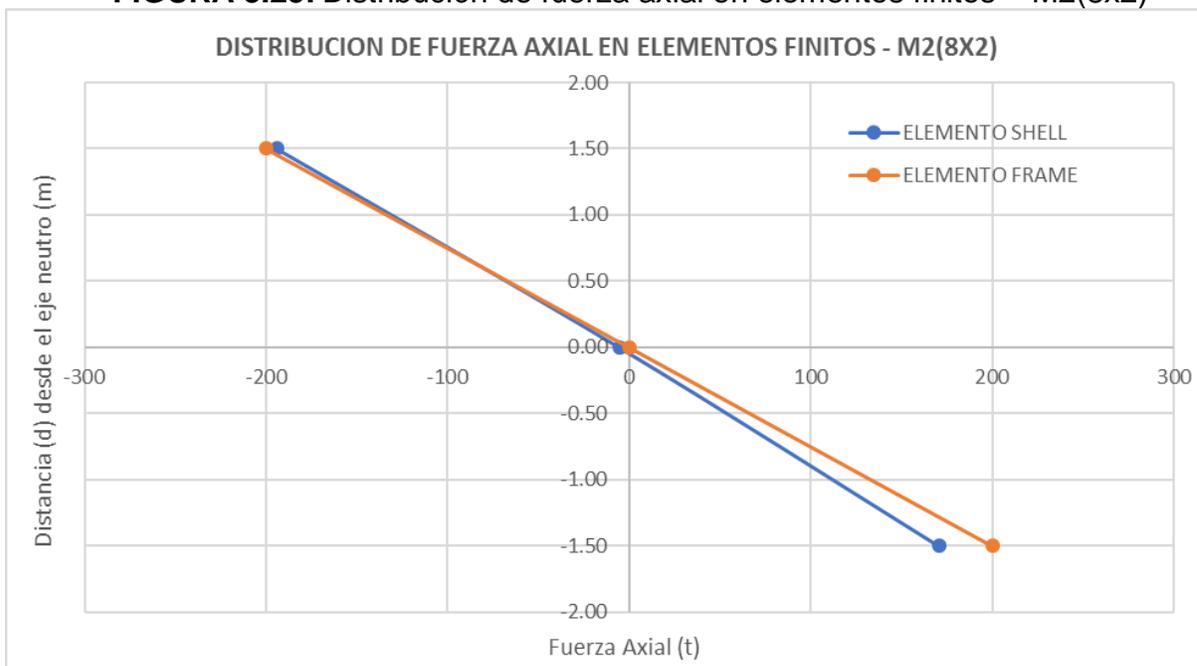


Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.24: Distribución de Momentos en elementos finitos – M2(8x2)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.25: Distribución de fuerza axial en elementos finitos – M2(8x2)

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 3.8: Distribución de esfuerzos respecto del eje neutro – M3(6x3)

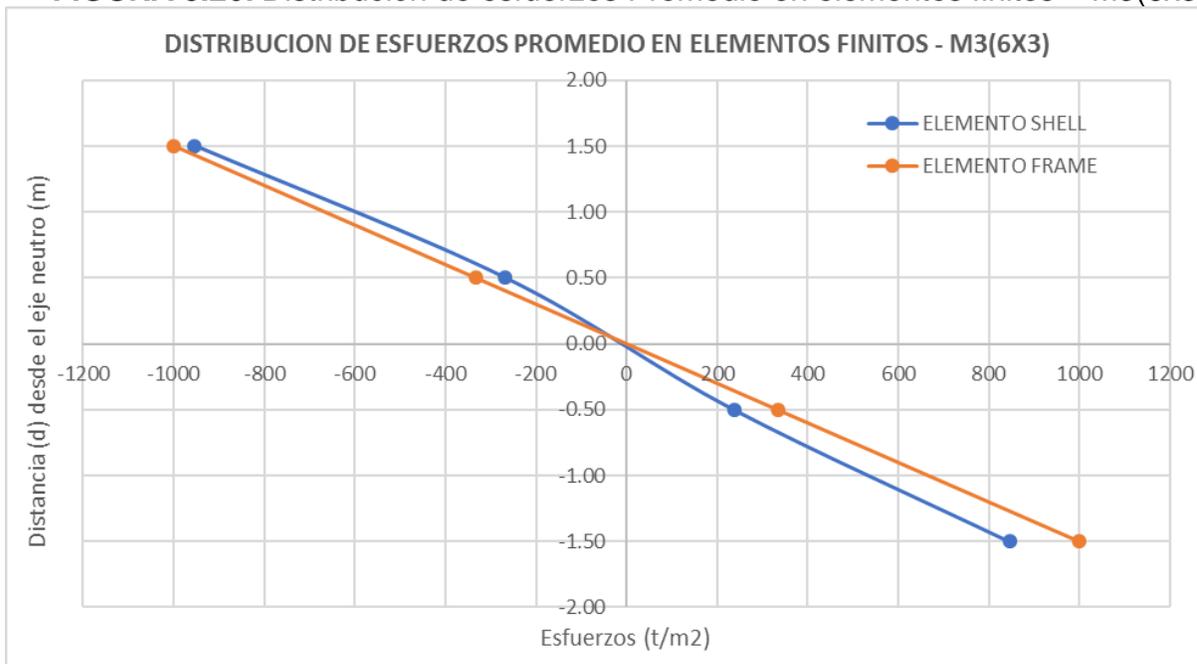
PROPORCIONES DEL MODELO - M3(6X3)						
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b
6	3	18	200	100	0.17	2.00

ESFUERZOS PROMEDIO EN ELEMENTOS FINITOS				INTEGRACION NUMERICA EN ELEMENTOS FINITOS					ERROR
SHELL		FRAME		SHELL			FRAME		
Joint	S11 prom	d	S11 prom	Coef. Simp	Axial	Momento	Axial	Momento	%
87	-953.14	1.50	-1000.00	1	-190.63	-285.94	-200.00	-300.00	4.69
416	-267.29	0.50	-333.33	2	-106.91	-53.46	-133.33	-66.67	19.81
415	236.85	-0.50	333.33	2	94.74	-47.37	133.33	-66.67	28.95
86	845.61	-1.50	1000.00	1	169.12	-253.68	200.00	-300.00	15.44
									17.22

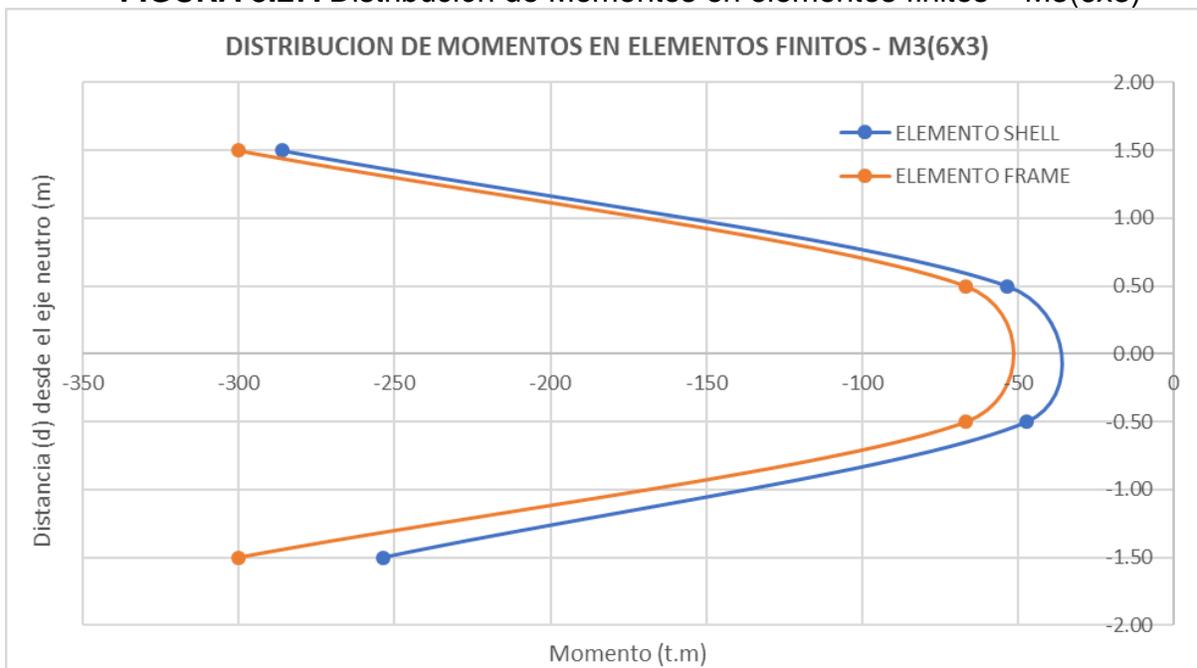
Joint	S11Top
Text	Tonf/m2
411	859.36
86	845.61
415	235.92
412	249.67
412	290.7
415	237.77
416	-265.5
413	-212.57
413	-167.34
416	-269.07
87	-953.14
414	-851.41

Joint	S11Top
Text	Tonf/m2
86	845.61
417	859.36
418	249.67
415	235.92
415	237.77
418	290.7
419	-212.57
416	-265.5
416	-269.07
419	-167.34
420	-851.41
87	-953.14

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

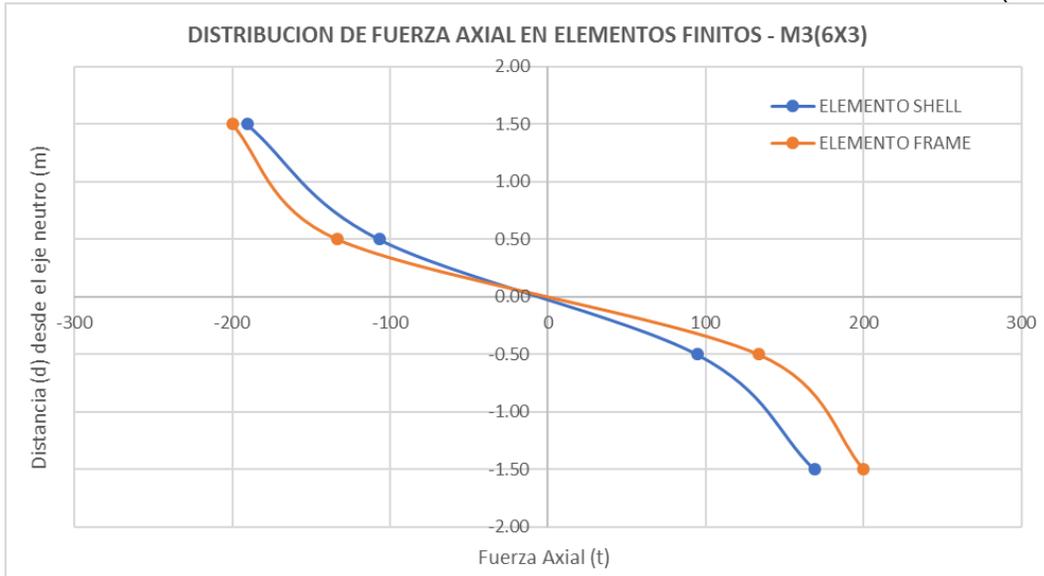
FIGURA 3.26: Distribución de esfuerzos Promedio en elementos finitos – M3(6x3)

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.27: Distribución de Momentos en elementos finitos – M3(6x3)

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

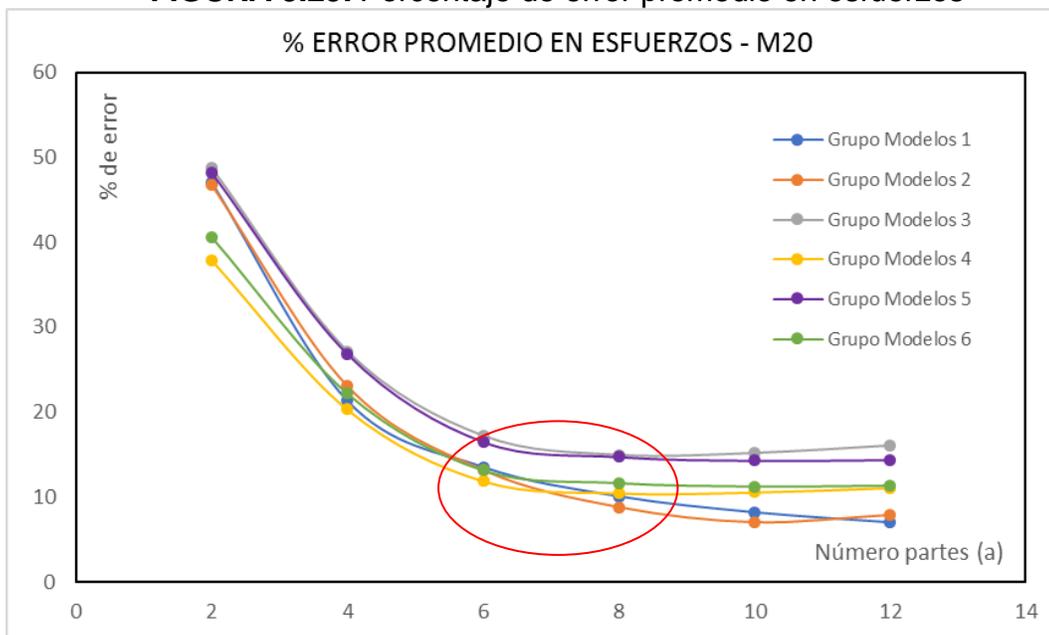
FIGURA 3.28: Distribución de fuerza axial en elementos finitos – M3(6x3)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

A continuación, se muestra la distribución de errores para cada grupo de modelos, en el que se puede apreciar que el error promedio en esfuerzos, se estabiliza en un valor de alrededor del 10% para todos los grupos, en los modelos que tienen número de partes (a) entre 6 y 8.

FIGURA 3.29: Porcentaje de error promedio en esfuerzos



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

3.4 MODELO VIGA DE GRAN PERALTE, PARA DIFERENTES ESPEORES DE MURO.

Se analiza lo expuesto en los capítulos 3.1 a 3.3, correspondiente a un muro de adobe de 20 cm de espesor M20, ahora para los muros con espesores de 60 cm y 120 cm M60 y M120 respectivamente, a fin de evaluar de qué manera influye la variación de espesor del elemento definido como SHELL, al momento de seleccionar que alternativa de mallado es la mejor.

En las tablas siguientes se muestran los resultados para los elementos mencionados, en los que se puede apreciar, que la variación en porcentaje para los modelos M60 y M120 son exactamente iguales a las expuestas para los modelos de M20, por lo que se deduce que, el espesor del elemento no influye en los porcentajes de error, para los parámetros analizados de esfuerzo y deformación.

TABLA 3.9: Esfuerzo deformación para viga de gran peralte – FRAME – M60

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCIÓN:				
<i>Carga puntual aplicada</i>	P	100.00	t	$A = b \cdot h$ $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ $S = \frac{b \cdot h^2}{6}$ $G = \frac{E}{2(1 + u)}$ $\delta_m = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \quad \delta_v = \frac{f \cdot P \cdot L}{4 \cdot G \cdot A}$
<i>Longitud del elemento</i>	L	12.00	m	
<i>base de la sección transversal</i>	b	0.60	m	
<i>altura de la sección transversal</i>	h	3.00	m	
<i>factor de forma de la sección</i>	f	1.20	s.u	
<i>coeficiente de poisson</i>	u	0.20	s.u	
<i>Modulo de elasticidad</i>	E	21000.00	t/m2	
<i>Área de la sección transversal</i>	A	1.80	m2	
<i>Inercia de la sección</i>	I	1.35	m4	
<i>Módulo seccional</i>	S	0.90	m3	
<i>Modulo de elasticidad a corte</i>	G	8750.00	t/m2	
DEFORMACION:				
<i>Deformación por corte</i>	δ_v	22.86	mm	$\delta = \frac{f \cdot P \cdot L}{4 \cdot G \cdot A} + \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \quad M = \frac{P \cdot L}{4}$
<i>Deformación por flexión</i>	δ_m	126.98	mm	
<i>Deformación total</i>	δ	149.84	mm	
ESFUERZO:				
<i>Momento máximo en el centro</i>	M	300.00	t.m	$M = \sigma \cdot S \quad \sigma = \frac{M}{S}$
<i>Esfuerzo admisible</i>	σ_{ad}	333.33	t/m2	

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 3.10: Esfuerzo deformación para viga de gran peralte – FRAME – M120

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCIÓN:				
<i>Carga puntual aplicada</i>	P	100.00	t	$A = b \cdot h$ $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ $S = \frac{b \cdot h^2}{6}$ $G = \frac{E}{2(1 + u)}$ $\delta_m = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \quad \delta_v = \frac{f \cdot P \cdot L}{4 \cdot G \cdot A}$
<i>Longitud del elemento</i>	L	12.00	m	
<i>base de la sección transversal</i>	b	1.20	m	
<i>altura de la sección transversal</i>	h	3.00	m	
<i>factor de forma de la sección</i>	f	1.20	s.u	
<i>coeficiente de poisson</i>	u	0.20	s.u	
<i>Modulo de elasticidad</i>	E	21000.00	t/m2	
<i>Área de la sección transversal</i>	A	3.60	m2	
<i>Inercia de la sección</i>	I	2.70	m4	
<i>Módulo seccional</i>	S	1.80	m3	
<i>Modulo de elasticidad a corte</i>	G	8750.00	t/m2	
DEFORMACION:				
<i>Deformación por corte</i>	δ_v	11.43	mm	$\delta = \frac{f \cdot P \cdot L}{4 \cdot G \cdot A} + \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \quad M = \frac{P \cdot L}{4}$
<i>Deformación por flexión</i>	δ_m	63.49	mm	
<i>Deformación total</i>	δ	74.92	mm	
ESFUERZO:				
<i>Momento máximo en el centro</i>	M	300.00	t.m	$M = \sigma \cdot S \quad \sigma = \frac{M}{S}$
<i>Esfuerzo admisible</i>	σ_{ad}	166.67	t/m2	

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 3.11: Calibración de finitos – Muro de adobe 60 cm

CALIBRACION DE FINITOS - MURO DE ADOBE 60 CM										
GRUPO DE MODELOS 1										
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	DEFORMACION		ESFUERZO	
							δ (mm)	% error	σ	% error
2	1	2	600.00	300.00	0.50	2.00	127.97	14.599	176.51	47.047
4	1	4	300.00	300.00	0.25	1.00	157.13	4.867	273.37	17.989
6	1	6	200.00	300.00	0.17	0.67	162.61	8.523	299.28	10.216
8	1	8	150.00	300.00	0.13	0.50	167.09	11.513	315.87	5.239
10	1	10	120.00	300.00	0.10	0.40	170.40	13.718	325.40	2.380
12	1	12	100.00	300.00	0.08	0.33	173.14	15.547	331.91	0.427
GRUPO DE MODELOS 2										
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	DEFORMACION		ESFUERZO	
							δ (mm)	% error	σ	% error
2	2	4	600.00	150.00	0.50	4.00	130.34	13.017	177.52	46.744
4	2	8	300.00	150.00	0.25	2.00	157.50	5.111	268.50	19.450
6	2	12	200.00	150.00	0.17	1.33	165.13	10.205	305.99	8.203
8	2	16	150.00	150.00	0.13	1.00	169.27	12.967	323.61	2.917
10	2	20	120.00	150.00	0.10	0.80	172.31	14.996	337.32	1.196
12	2	24	100.00	150.00	0.08	0.67	174.55	16.488	346.82	4.046
GRUPO DE MODELOS 3										
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	DEFORMACION		ESFUERZO	
							δ (mm)	% error	σ	% error
2	3	6	600.00	100.00	0.50	6.00	133.72	10.758	183.22	45.034
4	3	12	300.00	100.00	0.25	3.00	160.30	6.983	275.66	17.302
6	3	18	200.00	100.00	0.17	2.00	168.29	12.313	317.71	4.687
8	3	24	150.00	100.00	0.13	1.50	172.86	15.365	341.14	2.342
10	3	30	120.00	100.00	0.10	1.20	176.12	17.536	358.57	7.571
12	3	36	100.00	100.00	0.08	1.00	178.63	19.211	372.60	11.780
GRUPO DE MODELOS 4										
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	DEFORMACION		ESFUERZO	
							δ (mm)	% error	σ	% error
2	4	8	600.00	75.00	0.50	8.00	135.52	9.561	186.49	44.053
4	4	16	300.00	75.00	0.25	4.00	161.67	7.897	279.51	16.147
6	4	24	200.00	75.00	0.17	2.67	169.75	13.288	323.80	2.860
8	4	32	150.00	75.00	0.13	2.00	174.47	16.435	350.13	5.039
10	4	40	120.00	75.00	0.10	1.60	177.90	18.725	371.02	11.306
12	4	48	100.00	75.00	0.08	1.33	180.55	20.493	388.04	16.412
GRUPO DE MODELOS 5										
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	DEFORMACION		ESFUERZO	
							δ (mm)	% error	σ	% error
2	5	10	600.00	60.00	0.50	10.00	136.34	9.008	187.67	43.699
4	5	20	300.00	60.00	0.25	5.00	162.38	8.371	281.70	15.490
6	5	30	200.00	60.00	0.17	3.33	170.48	13.776	327.19	1.843
8	5	40	150.00	60.00	0.13	2.50	175.27	16.970	355.31	6.593
10	5	50	120.00	60.00	0.10	2.00	178.79	19.322	378.56	13.568
12	5	60	100.00	60.00	0.08	1.67	181.54	21.156	398.01	19.403
GRUPO DE MODELOS 6										
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	DEFORMACION		ESFUERZO	
							δ (mm)	% error	σ	% error
2	6	12	600.00	50.00	0.50	12.00	136.85	8.673	188.49	43.453
4	6	24	300.00	50.00	0.25	6.00	162.79	8.639	282.91	15.127
6	6	36	200.00	50.00	0.17	4.00	170.91	14.063	329.48	1.156
8	6	48	150.00	50.00	0.13	3.00	175.73	17.275	358.74	7.622
10	6	60	120.00	50.00	0.10	2.40	179.30	19.658	383.57	15.071
12	6	72	100.00	50.00	0.08	2.00	182.10	21.531	404.80	21.440

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 3.12: Calibración de finitos – Muro de adobe 120 cm

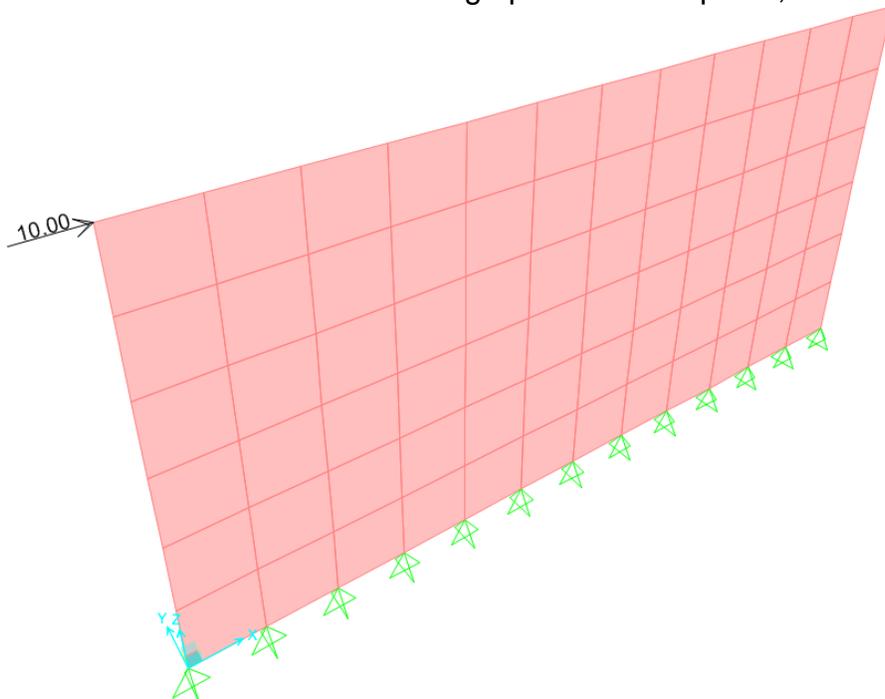
CALIBRACION DE FINITOS - MURO DE ADOBE 120 CM										
GRUPO DE MODELOS 1										
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	DEFORMACION		ESFUERZO	
							δ (mm)	% error	σ	% error
2	1	2	600.00	300.00	0.50	2.00	63.98	14.599	88.25	47.050
4	1	4	300.00	300.00	0.25	1.00	78.57	4.867	136.69	17.986
6	1	6	200.00	300.00	0.17	0.67	81.31	8.523	149.64	10.216
8	1	8	150.00	300.00	0.13	0.50	83.55	11.513	157.93	5.242
10	1	10	120.00	300.00	0.10	0.40	85.20	13.718	162.70	2.380
12	1	12	100.00	300.00	0.08	0.33	86.57	15.547	165.96	0.424
GRUPO DE MODELOS 2										
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	DEFORMACION		ESFUERZO	
							δ (mm)	% error	σ	% error
2	2	4	600.00	150.00	0.50	4.00	65.17	13.017	88.76	46.744
4	2	8	300.00	150.00	0.25	2.00	78.75	5.111	134.25	19.450
6	2	12	200.00	150.00	0.17	1.33	82.57	10.205	153.00	8.200
8	2	16	150.00	150.00	0.13	1.00	84.64	12.967	161.81	2.914
10	2	20	120.00	150.00	0.10	0.80	86.16	14.996	168.66	1.196
12	2	24	100.00	150.00	0.08	0.67	87.27	16.488	173.41	4.046
GRUPO DE MODELOS 3										
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	DEFORMACION		ESFUERZO	
							δ (mm)	% error	σ	% error
2	3	6	600.00	100.00	0.50	6.00	66.86	10.758	91.61	45.034
4	3	12	300.00	100.00	0.25	3.00	80.15	6.983	137.83	17.302
6	3	18	200.00	100.00	0.17	2.00	84.15	12.313	158.86	4.684
8	3	24	150.00	100.00	0.13	1.50	86.43	15.365	170.57	2.342
10	3	30	120.00	100.00	0.10	1.20	88.06	17.536	179.29	7.574
12	3	36	100.00	100.00	0.08	1.00	89.31	19.211	186.30	11.780
GRUPO DE MODELOS 4										
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	DEFORMACION		ESFUERZO	
							δ (mm)	% error	σ	% error
2	4	8	600.00	75.00	0.50	8.00	67.76	9.561	93.24	44.056
4	4	16	300.00	75.00	0.25	4.00	80.84	7.897	139.76	16.144
6	4	24	200.00	75.00	0.17	2.67	84.88	13.288	161.90	2.860
8	4	32	150.00	75.00	0.13	2.00	87.23	16.435	175.06	5.036
10	4	40	120.00	75.00	0.10	1.60	88.95	18.725	185.51	11.306
12	4	48	100.00	75.00	0.08	1.33	90.27	20.493	194.02	16.412
GRUPO DE MODELOS 5										
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	DEFORMACION		ESFUERZO	
							δ (mm)	% error	σ	% error
2	5	10	600.00	60.00	0.50	10.00	68.17	9.008	93.83	43.702
4	5	20	300.00	60.00	0.25	5.00	81.19	8.371	140.85	15.490
6	5	30	200.00	60.00	0.17	3.33	85.24	13.776	163.60	1.840
8	5	40	150.00	60.00	0.13	2.50	87.64	16.970	177.66	6.596
10	5	50	120.00	60.00	0.10	2.00	89.40	19.322	189.28	13.568
12	5	60	100.00	60.00	0.08	1.67	90.77	21.156	199.00	19.400
GRUPO DE MODELOS 6										
Np (a)	Np (b)	NEF	a (cm)	b (cm)	a/L	a/b	DEFORMACION		ESFUERZO	
							δ (mm)	% error	σ	% error
2	6	12	600.00	50.00	0.50	12.00	68.42	8.673	94.24	43.456
4	6	24	300.00	50.00	0.25	6.00	81.39	8.639	141.45	15.130
6	6	36	200.00	50.00	0.17	4.00	85.46	14.063	164.74	1.156
8	6	48	150.00	50.00	0.13	3.00	87.86	17.275	179.37	7.622
10	6	60	120.00	50.00	0.10	2.40	89.65	19.658	191.79	15.074
12	6	72	100.00	50.00	0.08	2.00	91.05	21.531	202.40	21.440

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

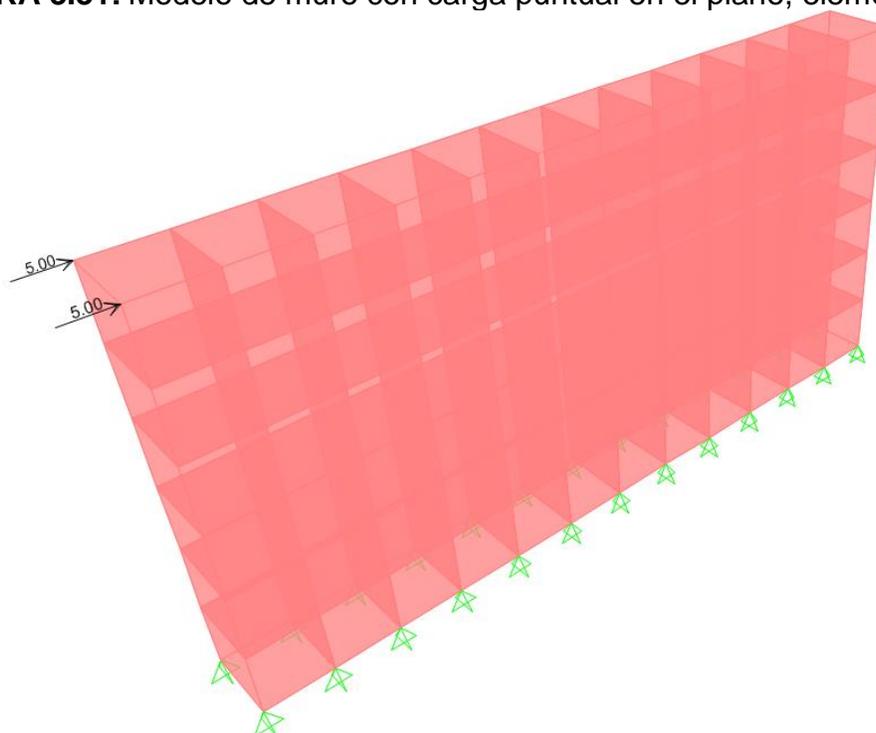
3.4.1 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS, MODELO EN SOLIDOS:

También, resulta necesario analizar cuál es la posibilidad de modelar, los muros como elemento SOLID, y verificar si el modelo proyectado en elementos SHELL, emula las condiciones reales, teniendo en cuenta que un muro de gran espesor ya no trabajaría como una placa plana, sino como un elemento sólido. Cabe mencionar que la condición de análisis para dichos muros, es una carga con la dirección en el plano del muro, y siguiendo esta hipótesis se verifican 3 modelos en elementos SHELL, utilizando el mallado recomendado en la tabla 3.5, para diferentes espesores, de 20, 60 y 120 cm, comparado con 3 modelos en elementos SOLID, de espesores correspondientes.

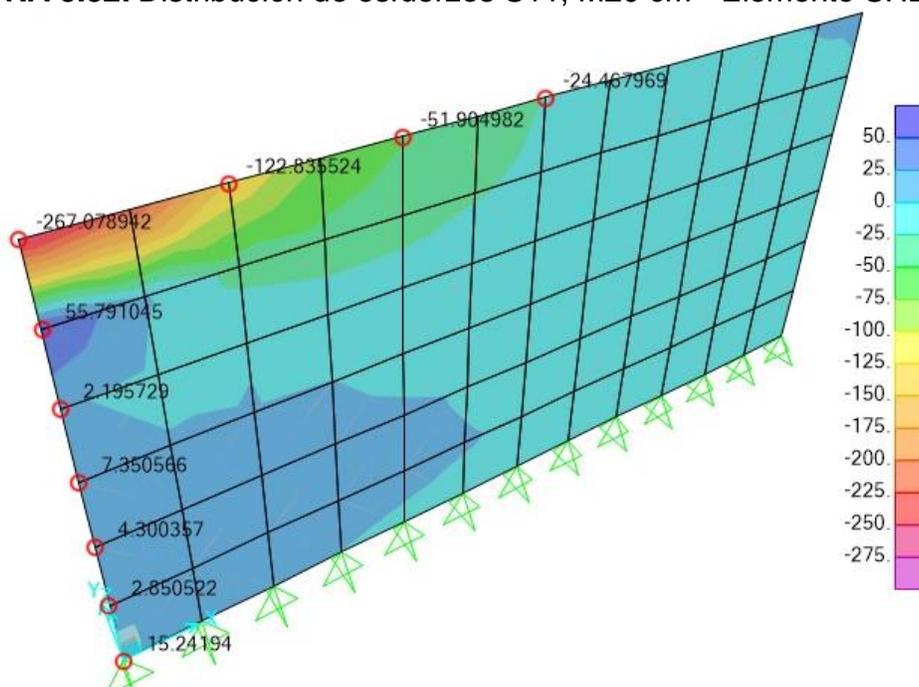
FIGURA 3.30: Modelo de muro con carga puntual en el plano, elemento SHELL



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.31: Modelo de muro con carga puntual en el plano, elemento SOLID

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.32: Distribución de esfuerzos S11, M20 cm - Elemento SHELL (t/m²)

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.33: Distribución de esfuerzos S11, M20 cm - Elemento SOLID (t/m²)

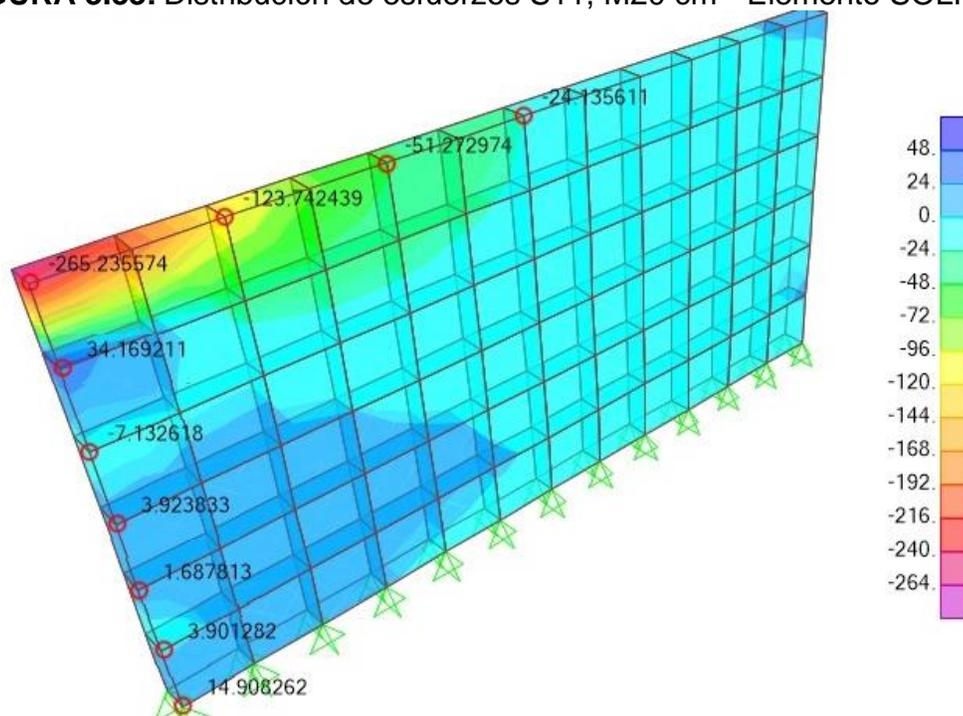


FIGURA 3.34: Distribución de esfuerzos S11, M60 cm - Elemento SHELL (t/m²)

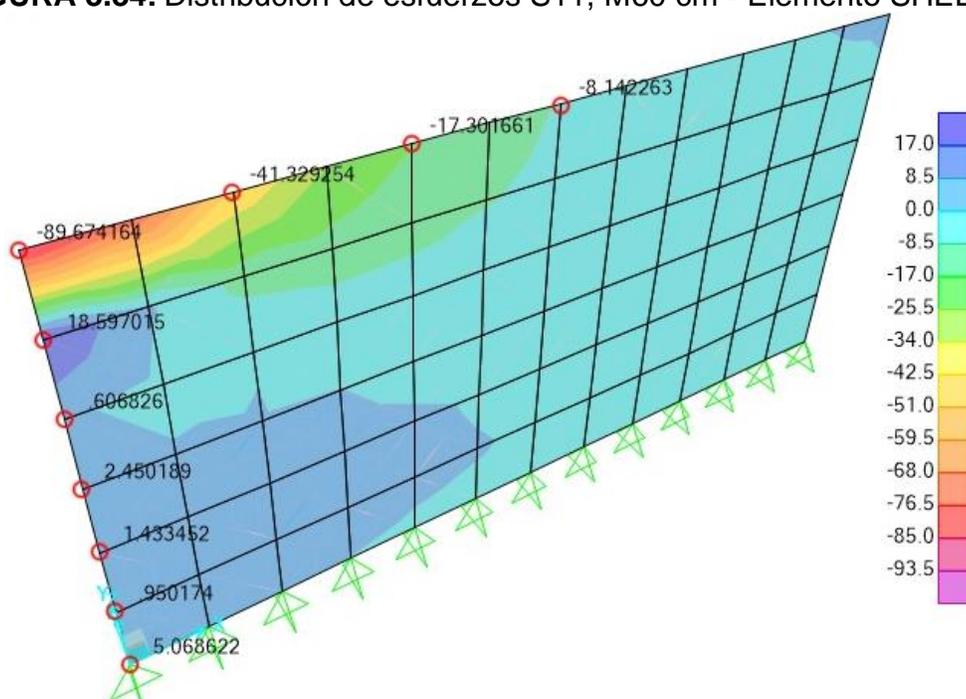
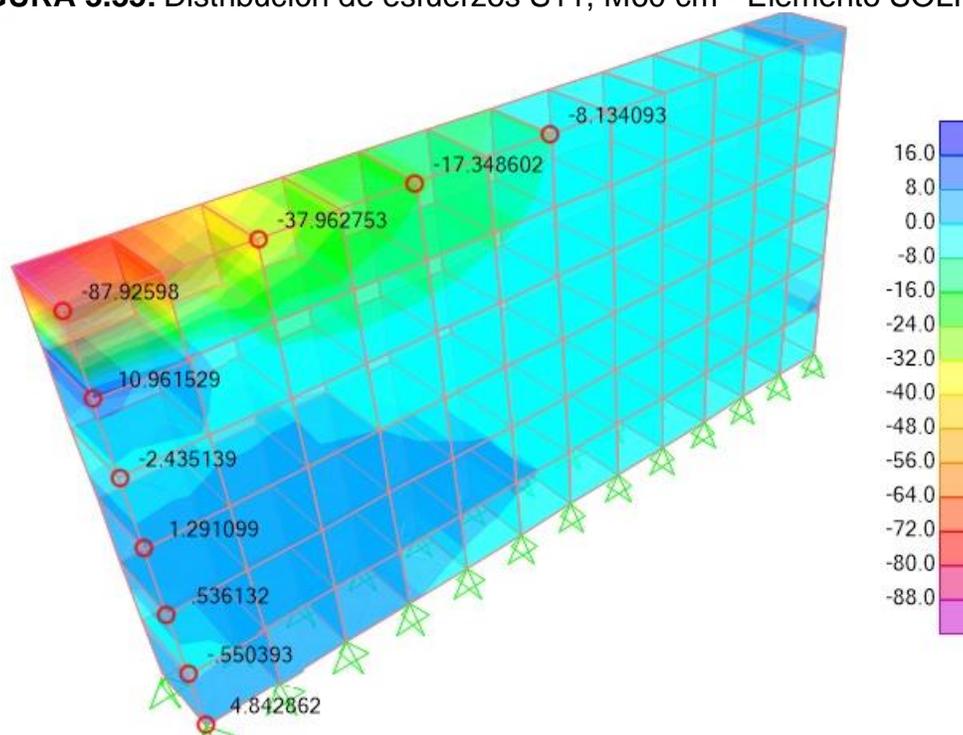
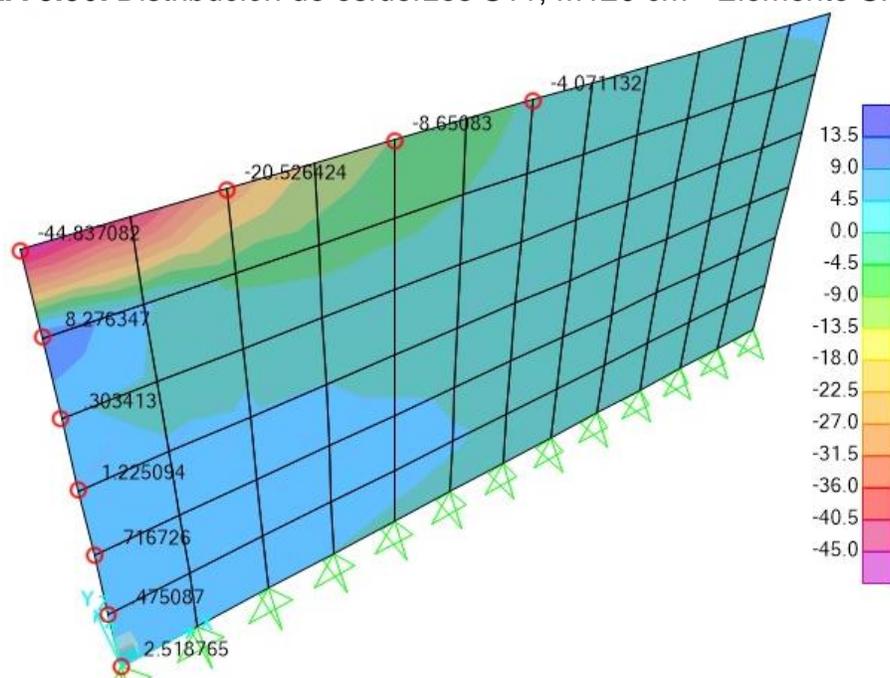


FIGURA 3.35: Distribución de esfuerzos S11, M60 cm - Elemento SOLID (t/m²)



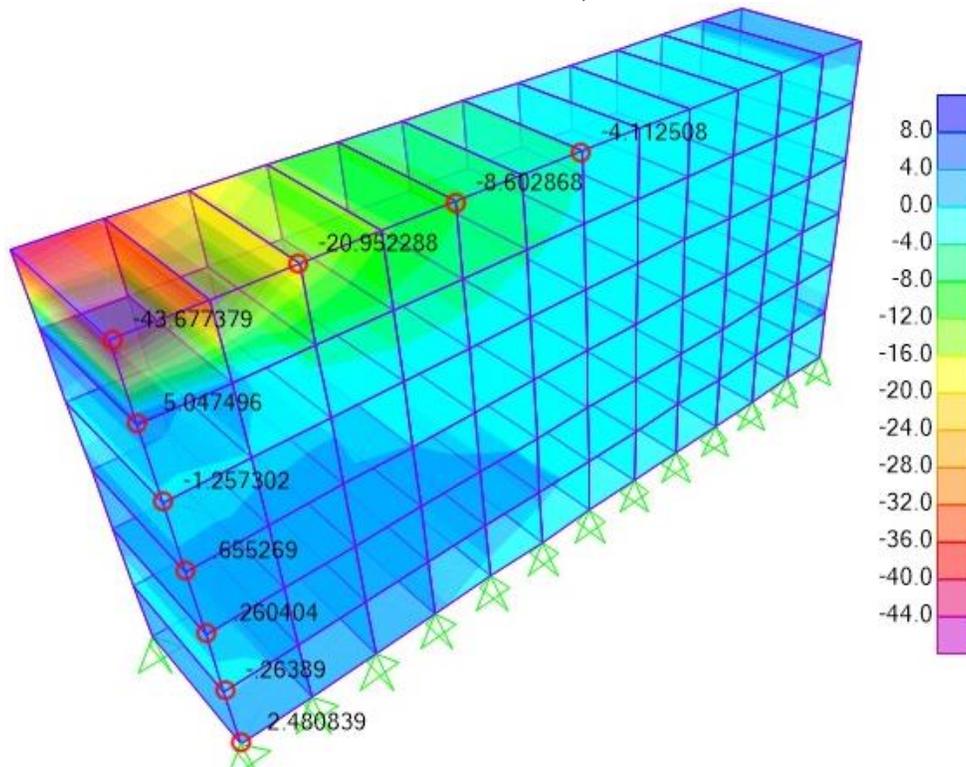
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.36: Distribución de esfuerzos S11, M120 cm - Elemento SHELL (t/m²)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 3.37: Distribución de esfuerzos S11, M120 cm - Elemento SOLID (t/m²)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

En los modelos analizados se puede verificar, que la distribución de esfuerzos para un modelo definido como elemento SHELL, comparado con un modelo definido como elemento SOLID, presentan similar distribución de esfuerzos para el mismo espesor del elemento, tomando en cuenta que se analizó únicamente la condición de carga paralela al plano del muro.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS SISMICO DE LA ESTRUCTURA

4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

La edificación principal proyectada consta de una estructura en su mayoría de Adobe distribuido en niveles diferentes, conforme lo requiere la topografía del sitio y de acuerdo a los planos arquitectónicos respectivos. El sistema de entre pisos y cubiertas está compuesto de madera como componente principal

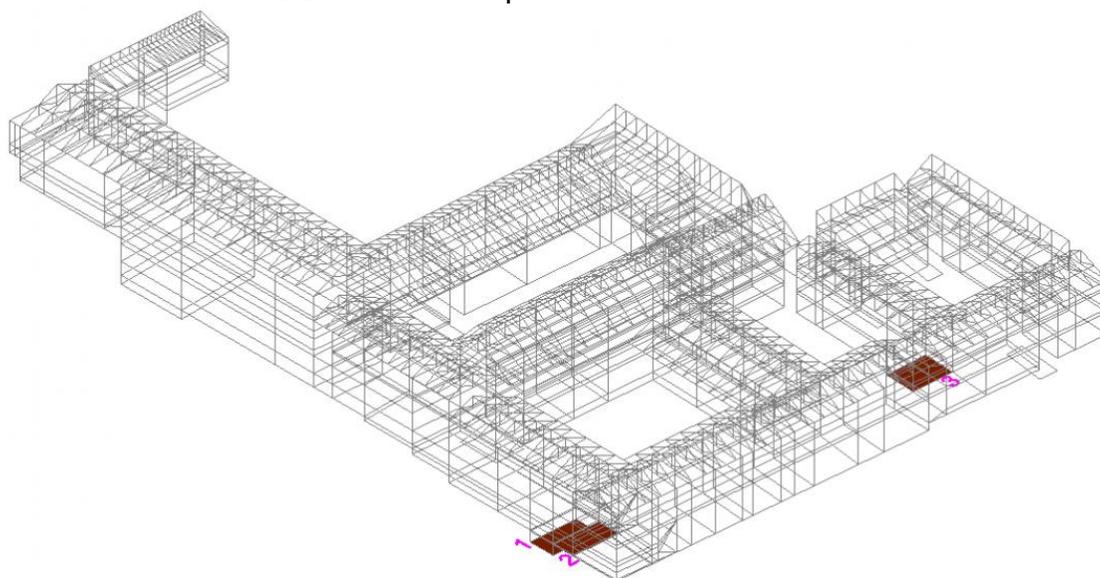
De acuerdo a la propuesta arquitectónica del proyecto, se tiene en cuenta la siguiente distribución de áreas:

TABLA 4.1: Distribución de Áreas Nivel 1

COD	NIVEL	ÁREA	UNIDAD
1	-1.09	20.91	m ²
2	0.29	17.96	m ²
3	1.23	21.85	m ²

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.1: Perspectiva 3D – Áreas Nivel 1

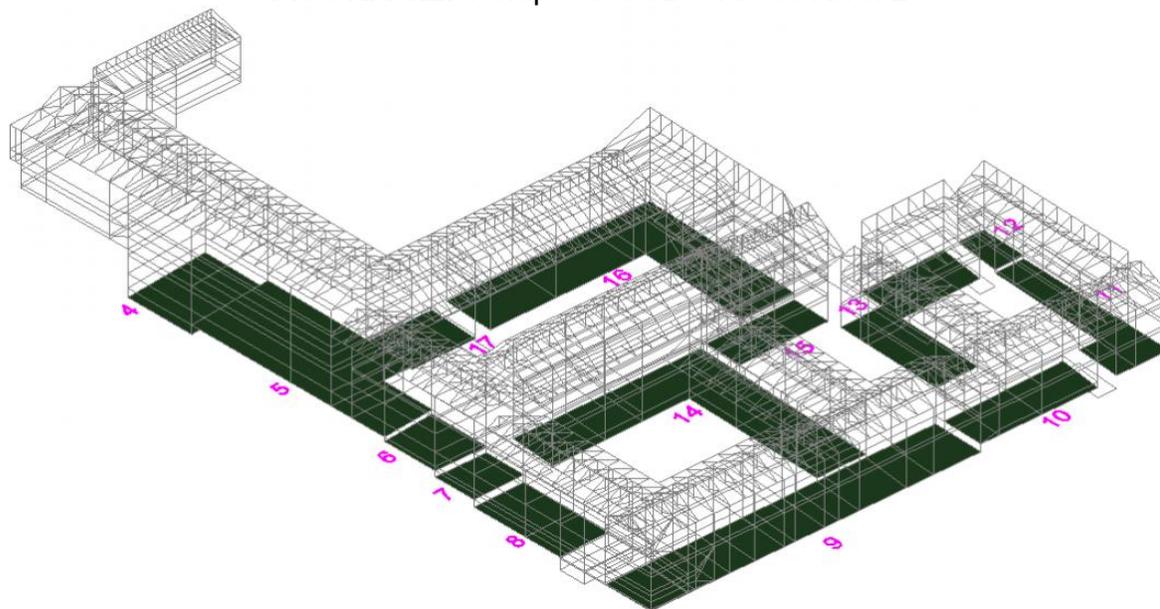


Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 4.2: Distribución de Áreas Nivel 2

COD	NIVEL	ÁREA	UNIDAD
4	1.48	93.16	m ²
5	2.6	251.16	m ²
6	2.09	47.33	m ²
7	1.36	33.67	m ²
8	0.45	74.24	m ²
9	0.29	267.51	m ²
10	1.23	81.22	m ²
11	1.57	95.31	m ²
12	1.97	20.15	m ²
13	1.88	136.38	m ²
14	0.68	254.74	m ²
15	1.67	55.19	m ²
16	2.47	261.92	m ²
17	2.28	52.75	m ²

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

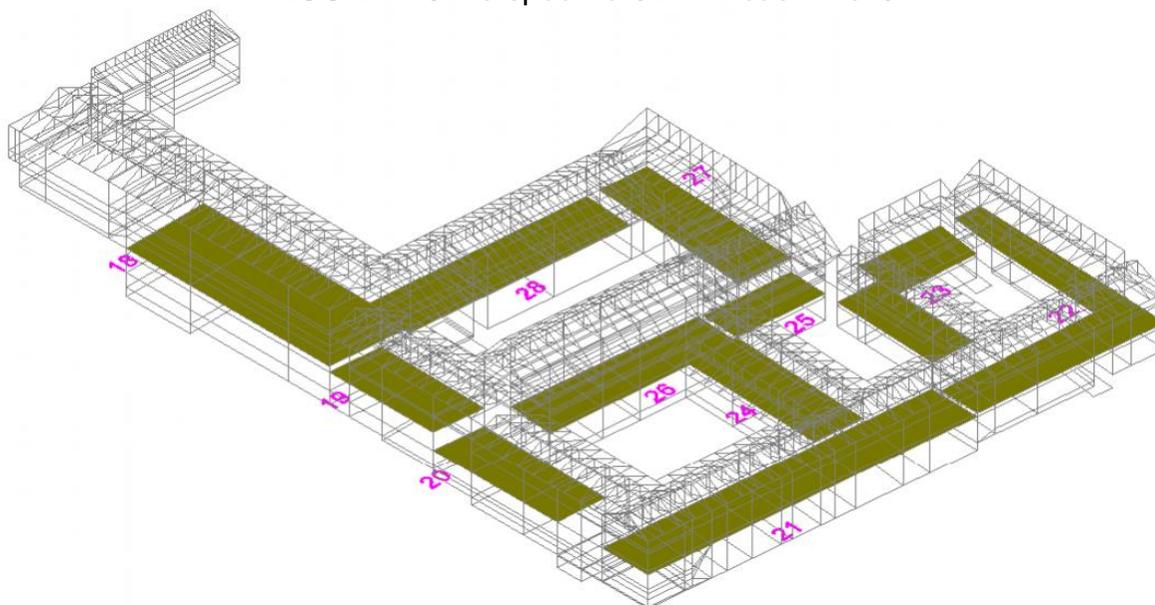
FIGURA 4.2: Perspectiva 3D – Áreas Nivel 2

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 4.3: Distribución de Áreas Nivel 3

COD	NIVEL	ÁREA	UNIDAD
18	7.23	297.84	m ²
19	6.53	93.81	m ²
20	4.33	107.91	m ²
21	4.33	267.58	m ²
22	4.76	209.29	m ²
23	4.76	136.35	m ²
24	4.86	116.44	m ²
25	4.86	55.19	m ²
26	4.38	138.55	m ²
27	6.55	133.45	m ²
28	6.53	182.57	m ²

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

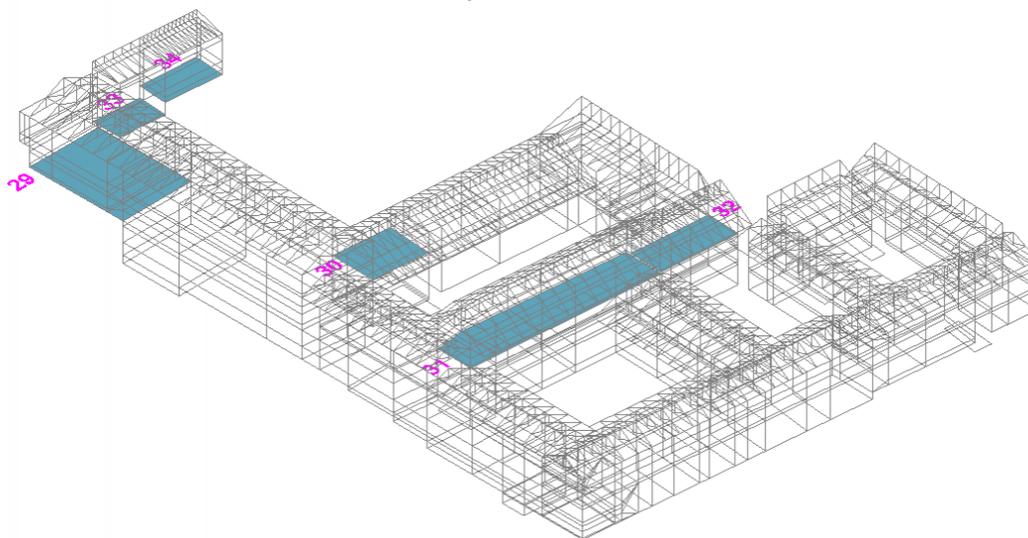
FIGURA 4.3: Perspectiva 3D – Áreas Nivel 3

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 4.4: Distribución de Áreas Nivel 4

COD	NIVEL	ÁREA	UNIDAD
29	7.23	155.73	m ²
30	8.65	52.75	m ²
31	8.29	160.48	m ²
32	8.55	55.19	m ²
33	7.68	28.66	m ²
34	9.33	35.67	m ²

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

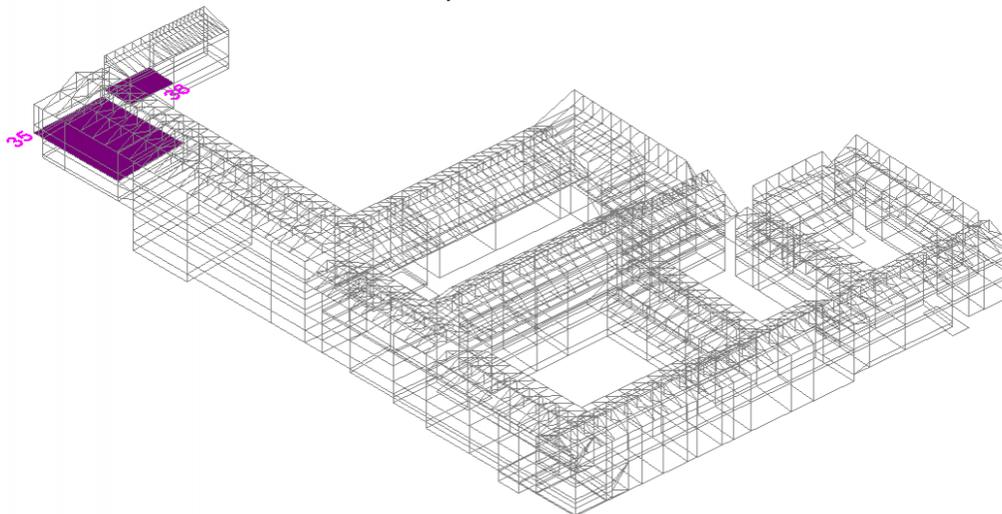
FIGURA 4.4: Perspectiva 3D – Áreas Nivel 4

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 4.5: Distribución de Áreas Nivel 5

COD	NIVEL	ÁREA	UNIDAD
35	10.00	143.33	m ²
36	11.09	28.66	m ²

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.5: Perspectiva 3D – Áreas Nivel 5

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 4.6: Área total

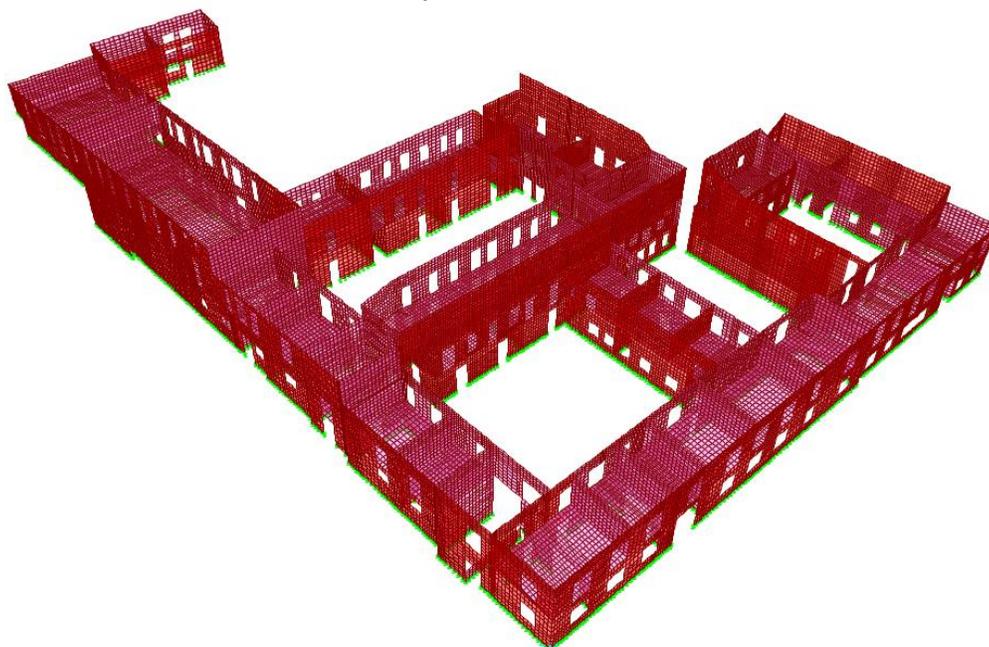
TOTAL	4184.86	m2
--------------	---------	----

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

Para obtener la sollicitación de esfuerzos en los diferentes elementos que componen la estructura, se idealizó un modelo matemático tridimensional mediante el uso de elementos finitos con la ayuda del programa SAP v15.2.1. La modelación de los elementos que conforman la estructura como las paredes, fueron modelados como elementos tipo SHELL, los elementos como vigas y viguetas se modelan como elementos tipo FRAME, todo esto con el fin de representar la distribución espacial que contenga las características geométricas de la estructura real. Luego mediante una adecuada representación de las diferentes cargas que pueden estar presentes a lo largo de la vida útil de la estructura, a manera de obtener los máximos esfuerzos presentes en cada uno de los elementos que componen la estructura, se diseña tomando en cuenta las normas pertinentes y aplicables.

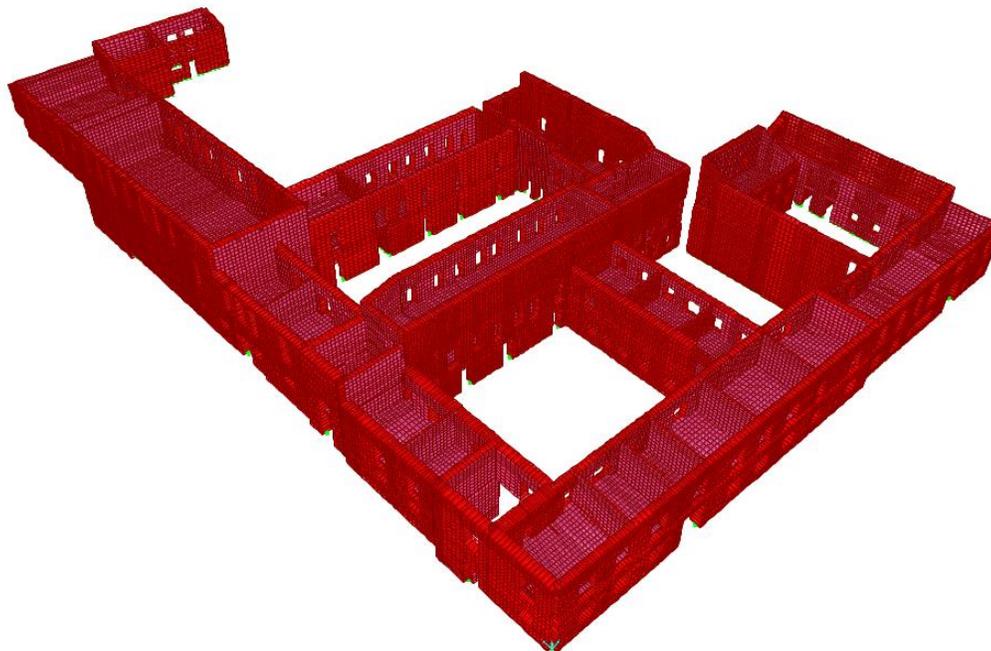
A continuación, se muestra el modelo 3D generado en SAP2000 v15.2.1, en el que se puede apreciar la geometría global de la estructura

FIGURA 4.6: Perspectiva 3D – Estructura actual



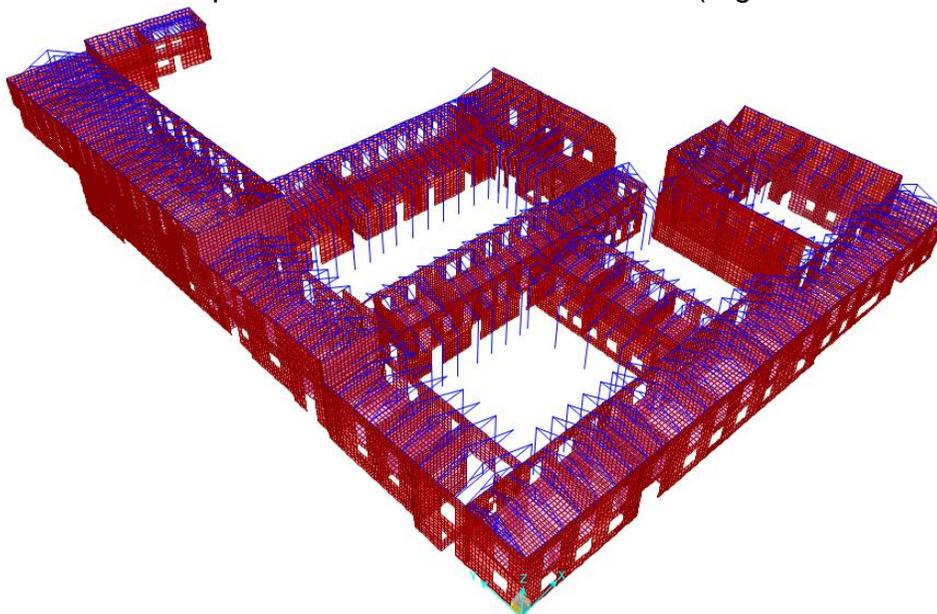
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.7: Perspectiva 3D – Estructura actual (Extrude)



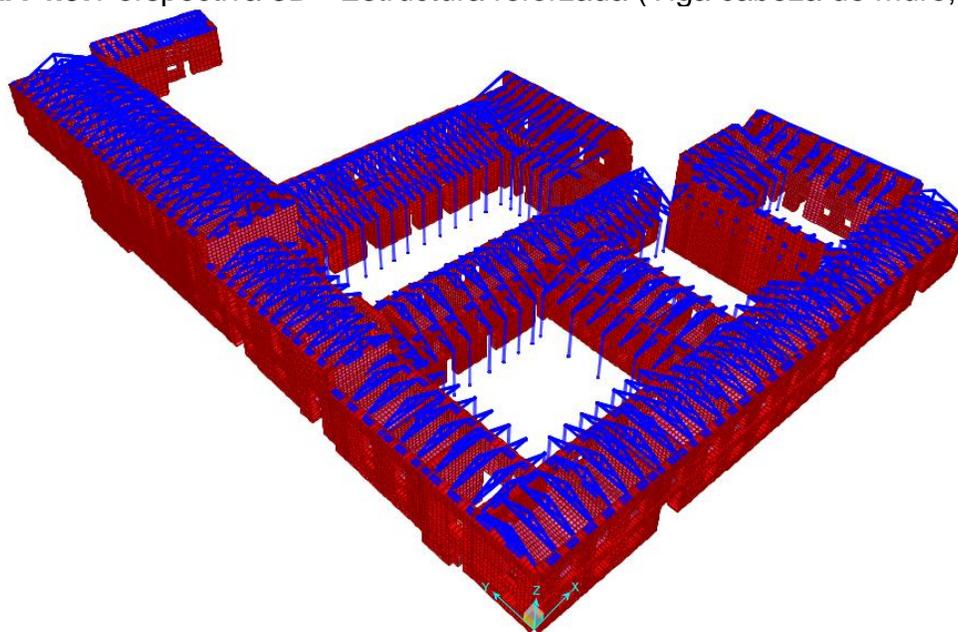
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.8: Perspectiva 3D – Estructura reforzada (Viga cabeza de muro)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.9: Perspectiva 3D - Estructura reforzada (Viga cabeza de muro, Extrude)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

4.2 CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO:

En el presente estudio se hace uso de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), Norma Peruana, Norma Chilena (Minvu), Manual de diseño para Maderas y apartados correspondientes:

- NEC-SE-CG: Cargas no Sísmicas
- NEC-SE-DS: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente
- NEC-SE-MD: Estructuras de Madera.
- E020: Norma Peruana para Cargas
- E070: Norma Peruana para Albañilería
- E080: Norma Peruana para Adobe
- NTM002: Proyecto de Intervención Estructural de Construcciones de Tierra
- JUNAC: Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino

Además de las normas americanas complementarias ACI318-08 para los refuerzos y elementos de hormigón

En cuanto al método de análisis para los elementos tanto de acero como de hormigón, se diseña con coeficientes de última resistencia LRFD.

4.2.1 ESTADOS DE CARGA:

Las cargas consideradas en la estructura a lo largo de toda su vida útil son las siguientes:

FIGURA 4.10: Tipos o estados de carga

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
D	DEAD	1	
D	DEAD	1	
L	LIVE	0	
PP	SUPER DEAD	0	
EX	QUAKE	0	User Coefficient
EY	QUAKE	0	User Coefficient

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

4.2.1.1 Carga Muerta

Las cargas muertas son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y con una posición fija durante la vida útil de la estructura. Para este diseño las cargas muertas consisten en el peso propio de cada uno de los elementos que componen la estructura, es decir, el peso propio del adobe, de la madera, de los elementos de reforzamiento como acero de refuerzo y hormigón y demás elementos adicionales como acabados y mampostería.

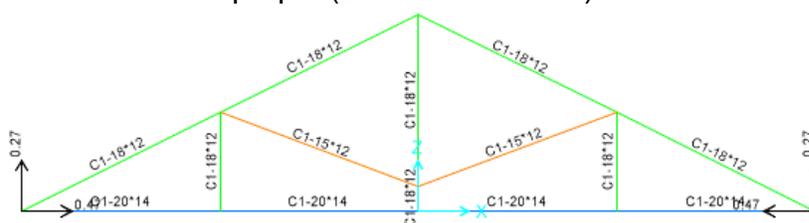
El peso específico del adobe es de 1.6 t/m³, de la madera tipo B 0.7 t/m³, hormigón es de 2.4 t/m³, para el acero de refuerzo 7.85t/m³.

La carga muerta se define como el peso propio de cada uno de los elementos que componen el sistema estructural principal como muros o paredes, vigas y viguetas de la cubierta, los mismos que se representan geométricamente en el modelo espacial y que por medio de su geometría y material (peso específico) el programa SAP2000

v15.2.1 calcula internamente su valor, en adelante se conocerá como carga muerta (D).

Adicionalmente se tiene en cuenta una componente de carga muerta adicional o carga muerta sobre impuesta, referente a pesos de acabados y distribución de mampostería no portante, que no se representan en el modelo directamente como geometría, y que en adelante se lo representa como una carga muerta (PP). A continuación, se muestra un ejemplo de la obtención de dicha carga muerta sobre impuesta:

FIGURA 4.11: Modelo aislado de una cercha tipo para la obtención de su peso propio (Unidades: Ton-m)



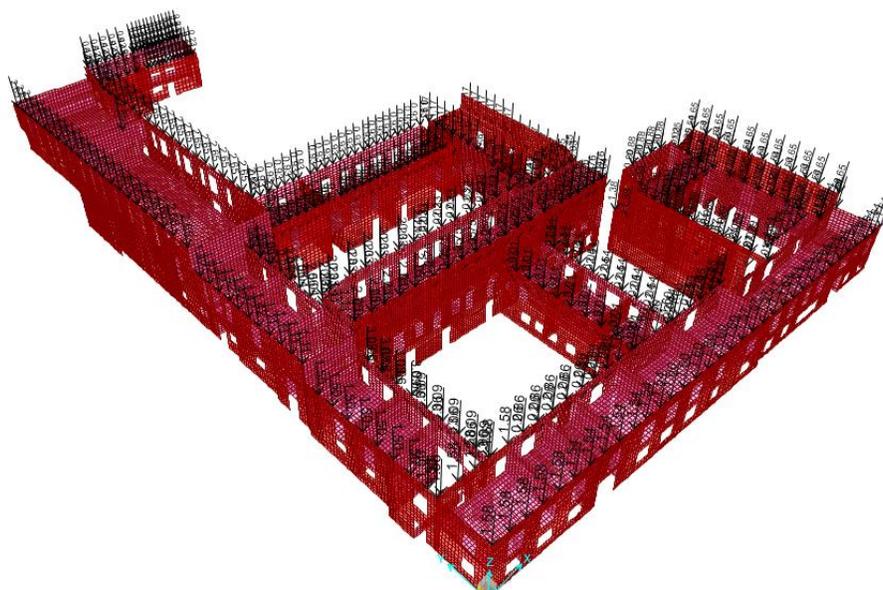
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 4.7: Carga muerta sobre impuesta (P)

CARGA MUERTA SOBREIMPUESTA (PP)			
DESCRIPCION	VARIABLE	VALOR	UNIDAD
Peso de tejas	PP (1)	200.00	kg/m ²
Longitud entre cerchas	Lap	2.00	m
Peso de tejas (carga lineal)	q (tejas)	0.40	t/m
Luz de la cercha	L	10.68	m
Altura de la cercha	H	2.65	m
Lon. desarrollada (cubierta)	Ld	11.92	m
Reacción (Peso tejas)	R(1)	2.38	t
Reacción (Peso cercha)	R(2)	0.27	t
Reacción sobre muro	R(1+2)	2.65	t

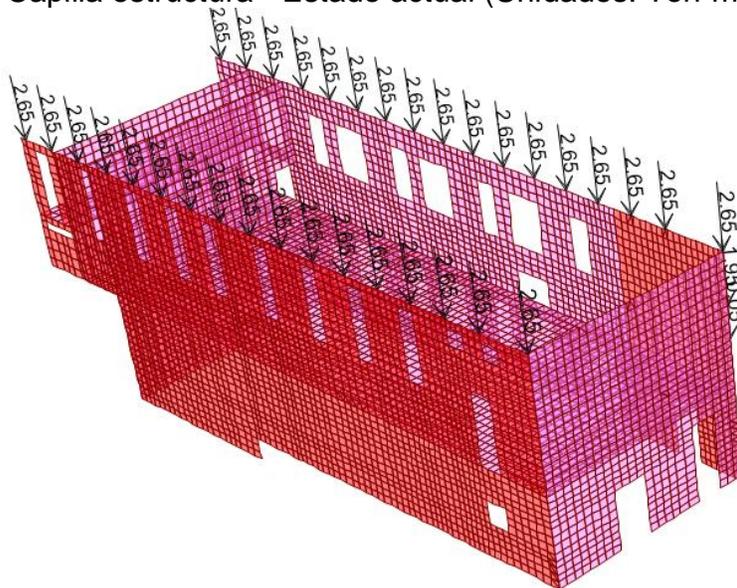
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.12: Distribución de carga muerta sobre impuesta. Cabeza de muros – Estado actual (Unidades: Ton-m)



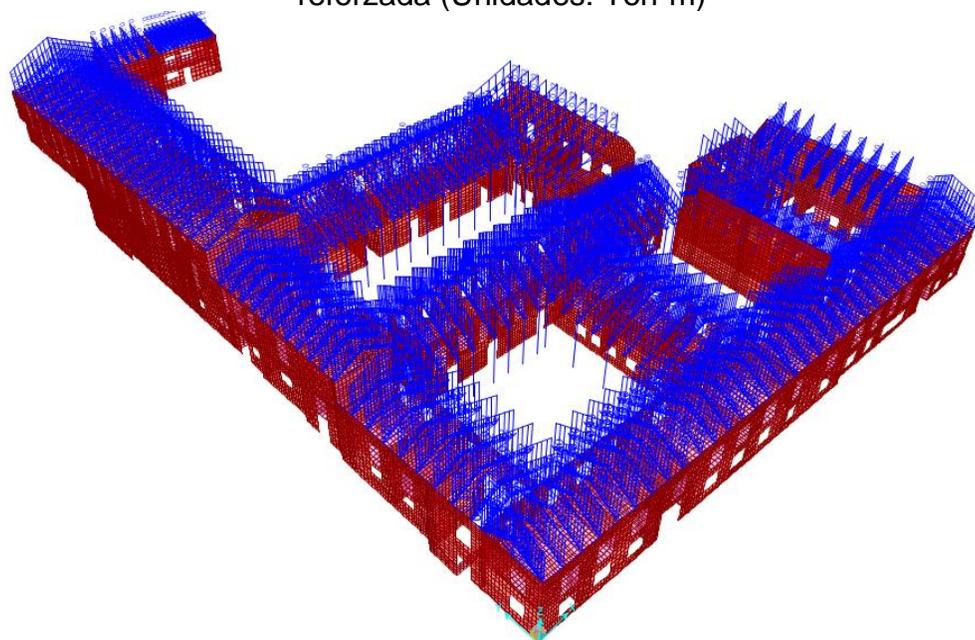
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.13: Distribución de carga muerta sobre impuesta. Cabeza de muros, Capilla estructura - Estado actual (Unidades: Ton-m)



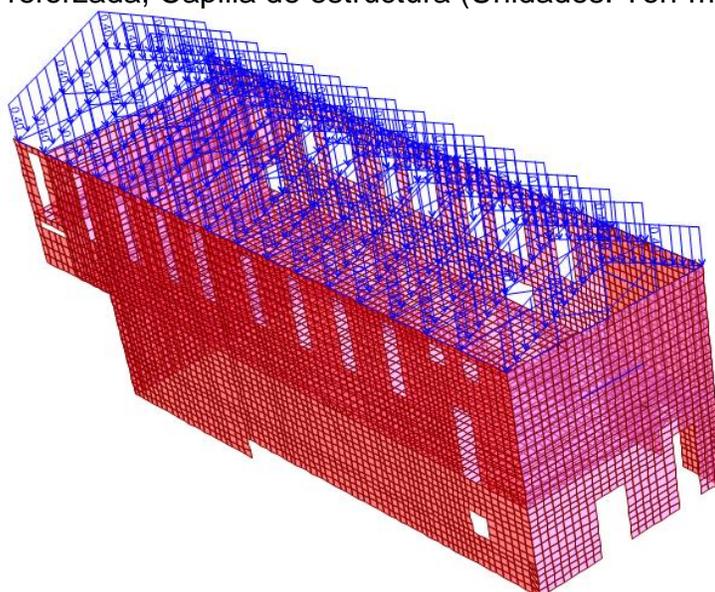
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.14: Distribución de carga muerta sobre impuesta. Cubiertas Estructura reforzada (Unidades: Ton-m)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.15: Distribución de carga muerta sobre impuesta. Cubiertas Estructura reforzada, Capilla de estructura (Unidades: Ton-m)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

4.2.1.2 Carga Viva

Se considera como cargas vivas, a las fuerzas externas como: cargas de personas u objetos móviles, de tal manera que se puede mantener o no a lo largo de la vida útil de la estructura, es una carga variable.

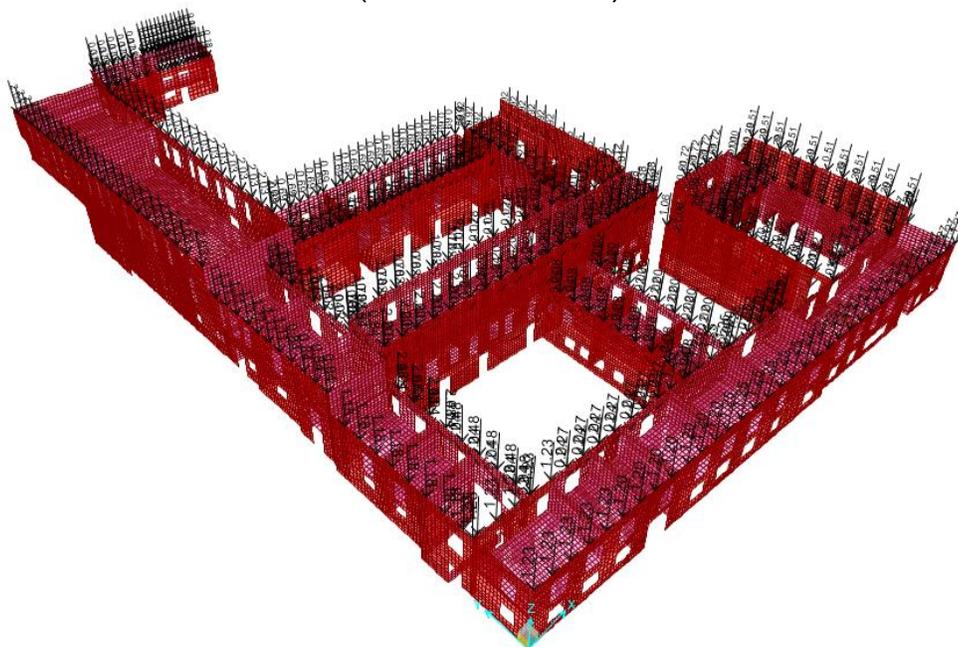
Conforme el NEC-SE-CG se ha tomado la carga para áreas de residencia de 200 kg/m², en todas las losas de entepiso, y para la terraza inaccesible la carga para cubiertas de 70 kg/cm².

TABLA 4.8: Carga Viva (L)

CARGA VIVA PARA CUBIERTAS (L)			
DESCRIPCION	VARIABLE	VALOR	UNIDAD
Mantenimiento	L(1)	70.00	kg/m ²
Granizo ó Ceniza	L(2)	100.00	kg/m ²
Carga viva sobre cubierta		170.00	
Longitud entre cerchas	Lap	2.00	m
Carga viva (carga lineal)	q (tejas)	0.34	t/m
Luz de la cercha	L	10.68	m
Altura de la cercha	H	2.65	m
Lon. desarrollada (cubierta)	Ld	11.92	m
Reacción sobre muro	R	2.03	t

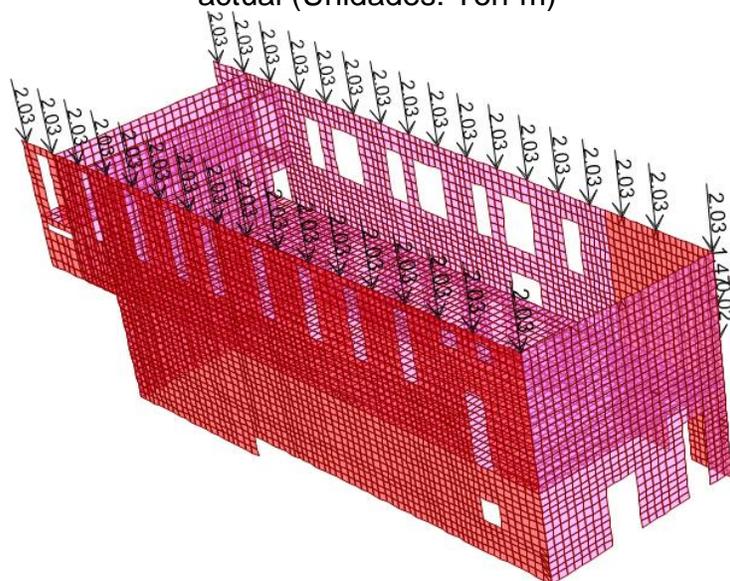
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.16: Distribución de carga viva. Cabeza de muros, Estructura actual (Unidades: Ton-m)



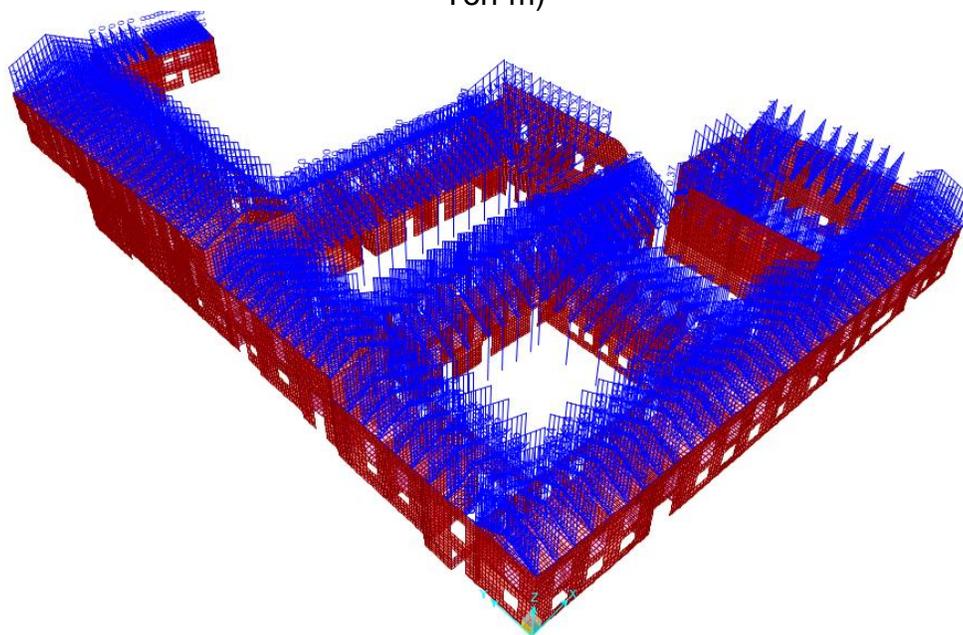
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.17: Distribución de carga viva. Cabeza de muros, Capilla - Estructura actual (Unidades: Ton-m)



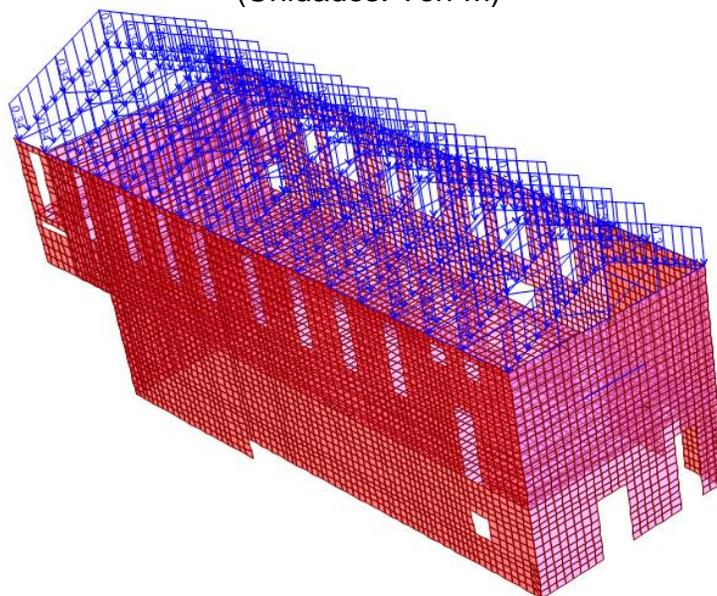
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.18: Distribución de carga viva. Cubiertas, Estructura reforzada (Unidades: Ton-m)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.19: Distribución de carga viva. Cubiertas – Capilla, Estructura reforzada (Unidades: Ton-m)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

4.2.1.3 Sismo de diseño:

Se analizan las disposiciones de las normas Peruana y Chilena respectivamente, para el cálculo del coeficiente de fuerza lateral o coeficiente de cortante basal.

- E080: NORMA PERUANA PARA ADOBE:

De acuerdo a lo propuesto para esta norma en el capítulo 2, se asumen los siguientes parámetros:

TABLA 4.9: Coeficiente de Corte Basal Norma Peruana

COEFICIENTE DE CORTE BASAL - NORMA PERUANA PARA ADOBE (E080)			
Parámetro	Variable	Valor	Unidades
Factor de Suelo	S	1.00	s.u
Factor de Uso	U	1.30	s.u
Coeficiente Sísmico	C	0.20	s.u
Coeficiente de Corte Basal	Ch	0.260	s.u

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

Donde el coeficiente de corte basal se define como sigue, a partir de la ecuación 2.1

$$Ch = S \cdot U \cdot C \quad (3.1)$$

Se determina que se tendrá una fuerza horizontal de aproximadamente del 26% del peso de la estructura.

- NCH3332: NORMA CHILENA:

De acuerdo a lo propuesto para esta norma en el capítulo 2, se asumen los siguientes parámetros:

TABLA 4.10: Coeficiente de Corte Basal Norma Chilena

COEFICIENTE DE CORTE BASAL - NORMA CHILENA INTERVENCION CONST. PATRIM. DE TIERRA (NCH3332)			
Parámetro	Variable	Valor	Unidades
Factor de modificación por desempeño previo	k1	1.20	s.u
Factor de modificación por categoría de ocupación	k2	1.20	s.u
Factor de modificación por clasificación del tipo de suelo	k3	1.20	s.u
Coeficiente de demanda sísmica (est. tierra cruda)	C	0.10	s.u
Coeficiente de Corte Basal	C_{qo}	0.173	s.u

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

Donde el coeficiente de corte basal se define como sigue, a partir de la ecuación 2.2

$$C_{qo} = k_1 k_2 k_3 C \quad (3.2)$$

Se determina que se tendrá una fuerza horizontal de aproximadamente del 17% del peso de la estructura.

- NEC-SE-DS-NORMA ECUATORIANA - PELIGRO SISMICO:

- METODO DINAMICO:

Para el sismo de diseño se usa el método dinámico por medio de un análisis modal espectral, tomando en cuenta las disposiciones del NEC-SE-DS, por medio de un espectro elástico en aceleraciones.

Sin embargo, se considera que este método no es aplicable para el presente modelo, ya que el análisis modal espectral toma en cuenta la distribución de masa y rigidez adecuadas para un sistema estructural en el que se tiene una disposición de masas concentradas de entrepisos (losas) y la rigidez provista por el sistema aporticado. La presente estructura está compuesta por un sistema en la que la distribución de la masa

no es concentrada sino está distribuida de acuerdo al volumen de cada muro, habría que plantear un sistema de masas acopladas en las que se tome en cuenta la incidencia de cada muro sobre sus muros adyacentes, un sistema de mayor complejidad.

En su defecto se propone un modelo más simplificado en el que se pueda estimar una componente horizontal en función del peso propio de cada muro, que simule el efecto de una carga sísmica por medio de un método estático.

- METODO ESTATICO:

De acuerdo a requerimiento de la norma NEC-SE-DS CAP 6.2.2, es necesario realizar por lo menos el análisis de sismo por el método estático para todo tipo de estructuras.

Tomando en cuenta que la disposición para estructuras de ocupación especial y edificaciones esenciales requiere análisis más complejos por medio de métodos de análisis no lineal, sin embargo, el material del que está conformado la presente estructura como es el adobe, difícilmente o con toda seguridad no incurrirá en el rango no lineal, es decir que este material no tiene la capacidad dúctil para absorber energía por medio de deformaciones, el comportamiento más bien es del tipo frágil, por lo que se propone un análisis estático en el rango lineal únicamente, por medio de un diseño basado en fuerzas (DBF) que emplea un espectro reducido por medio de un factor de reducción de respuesta (R) con sus respectivos modificadores de irregularidad en planta y elevación.

TABLA 4.11: Parámetros para definir el espectro de diseño

ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES (NEC-SE-DS)				
Parámetro	Variable	Valor	Unidades	Referencia
Factor de importancia	I	1.30	s.u	Tabla 6, Sec.4.1
Factor de reducción de respuesta	R	1.00	s.u	Tabla 15, Sec.6.3.4
Factor de irregularidad en planta	ϕ_p	0.90	s.u	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de irregularidad en elevación	ϕ_e	0.90	s.u	Tabla 14, Sec.5.2.3
Aceleración de la gravedad	g	9.81	m/s ²	
Zonificación Sísmica	V			Tabla 1, Sec.3.1.1
Región del Ecuador	Sierra, Esmeraldas y Galápagos			Sec.3.3.1
Tipo de Suelo	D			Tabla 2, Sec.3.2.1
Factor de aceleración de la zona sísmica	Z	0.40	s.u	Tabla 1, Sec.3.1.1
Relación de amplificación espectral	n	2.48	s.u	Sec.3.3.1
factor de sitio Fa	Fa	1.20	s.u	Tabla 3, Sec.3.2.2
factor de sitio Fd	Fd	1.19	s.u	Tabla 4, Sec.3.2.2
factor de comportam. inelástico suelo	Fs	1.28	s.u	Tabla 5, Sec.3.2.2
Factor asociado al periodo de retorno	r	1.50	s.u	Sec.3.3.1
Período Límite en T=To	To	0.127	seg.	Sec.3.3.1
Período Límite en T=Tc	Tc	0.698	seg.	Sec.3.3.1
Período Límite en T=Ti	Ti	2.856	seg.	Sec.3.3.1
Aceleración en T=0	Sa	0.480	g	Sec.3.3.1
Aceleración en T=To	Sa _o	1.190	g	Sec.3.3.1

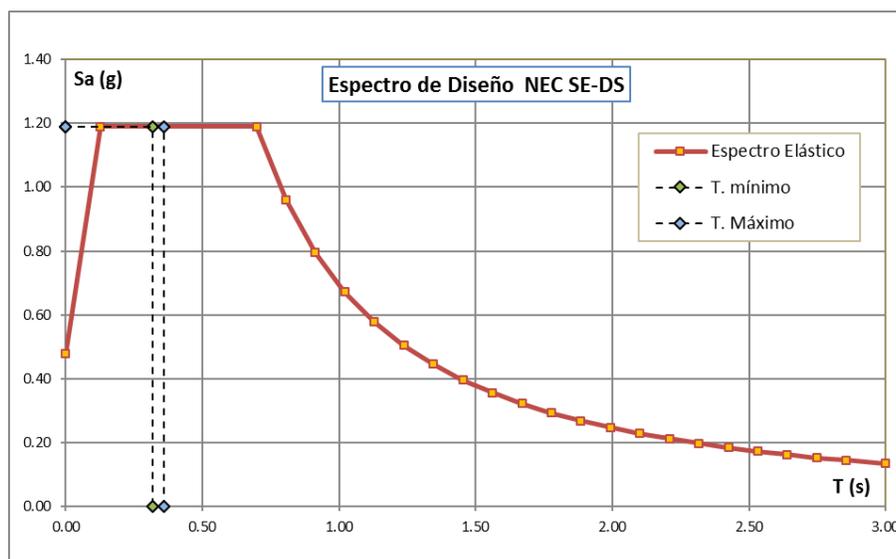
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 4.12: Periodos y aceleraciones, espectros de diseño

ESPECTRO EN ACELERACIONES		
Período	Espectro Elástico	
T (s)	Sa (g)	Sa (m/s ²)
0.00	0.480	4.709
0.13	1.190	11.678
0.70	1.190	11.678
0.81	0.960	9.413
0.91	0.795	7.797
1.02	0.672	6.595
1.13	0.578	5.673
1.24	0.504	4.948
1.35	0.445	4.365
1.45	0.396	3.888
1.56	0.356	3.492
1.67	0.322	3.159
1.78	0.293	2.876
1.88	0.268	2.632
1.99	0.247	2.421
2.10	0.228	2.237
2.21	0.212	2.075
2.32	0.197	1.932
2.42	0.184	1.804
2.53	0.172	1.690
2.64	0.162	1.588
2.75	0.152	1.495
2.86	0.144	1.411
3.00	0.134	1.311

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.20: Espectro de diseño



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.21: Ecuaciones empleadas para definir el espectro de diseño

$$\begin{aligned}
 S_a &= Z \cdot F_a \cdot \left(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_o}\right) \text{ para } T \leq T_o & T_c &= 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} & T_L &= 2.4 F_d \\
 S_a &= \eta \cdot Z \cdot F_a \text{ para } T_o \leq T \leq T_c & T_o &= 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} & V &= \frac{I \cdot S_a(Ta)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E} \cdot W \\
 S_a &= \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c & & & C_v &= \frac{I \cdot S_a(Ta)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E}
 \end{aligned}$$

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

Periodo de Vibración:

Se propone un valor teórico para el o los periodos de vibración de los componentes de la estructura, en este caso de los muros, por medio del periodo de vibración aproximado según lo recomendado por la norma NEC-SE-DS Cap. 6.3.3, se calcula por medio de la expresión siguiente:

$$T1 = C_t \cdot h_n^\alpha$$

Donde el valor de $C_t = 0.055$ y $\alpha = 0.75$ para muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otro tipo de estructuras basadas en muros estructurales

Se puede estimar que el periodo de vibración real (T_a) de cada bloque de estructura podría estar entre los valores aproximativos:

$$T1 \leq T_a \leq T2$$

El periodo calculado según el método 2 ($T2$), no debe ser mayor al calculado por el método 1 ($T1$) en un 30%.

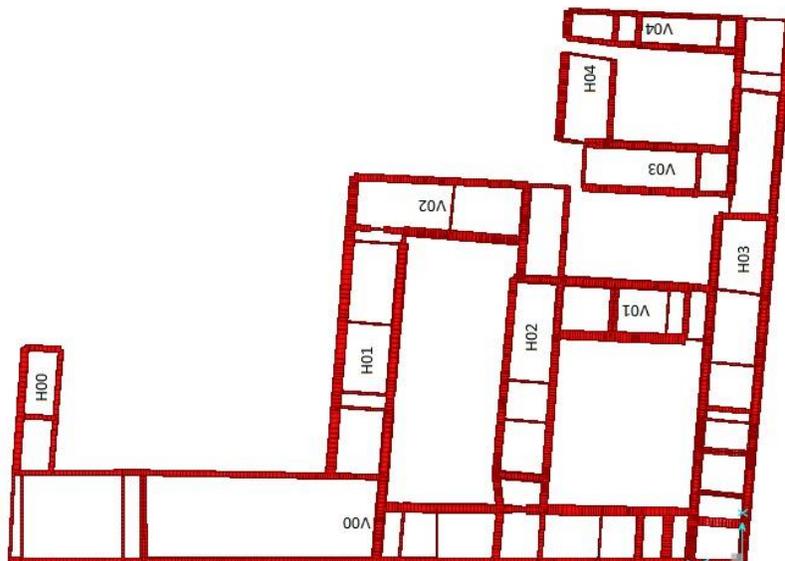
$$T2 = 1.3T1$$

Se analiza las alturas típicas (h_n) de los muros para cada bloque tipo, conforme se muestra en la tabla siguiente, y se evalúa el periodo de vibración aproximativo para cada elemento de un bloque tipo correspondiente.

TABLA 4.13: Periodos de vibración de la estructura

PERIODO DE VIBRACION			
BLOQUE	h_n (m)	T1 (s)	T2 (s)
H00	8.12	0.265	0.344
H01	9.00	0.286	0.372
H02	7.61	0.252	0.328
H03	8.00	0.262	0.340
H04	7.40	0.247	0.321
V00	10.59	0.323	0.420
V01	7.61	0.252	0.328
V02	9.96	0.308	0.401
V03	11.37	0.341	0.443
V04	7.32	0.245	0.318
MIN		0.245	0.318
MAX		0.341	0.443
PROM		0.278	0.361

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.22: Ubicación bloques

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

De acuerdo a los periodos de vibración obtenidos en la tabla 11, se verifica que se trata de periodos de vibración cortos, que se encuentran entre los valores de 0.245 a 0.443 segundos, que correspondería a la zona de máxima aceleración de acuerdo al espectro de la figura 3.21.

TABLA 4.14: Coeficientes de corte basal Norma Ecuatoriana

COEFICIENTE DE CORTE BASAL - METODO ESTATICO (NEC-SE-DS)				
Parámetro	Variable	Valor	Unidades	Referencia
Periodo natural de vibración	Ta	0.318	seg.	Modelo
Coefficiente de período de vibración	k	1.000	s.u	Sec.6.3.5
Aceleración en Ta	Sa (Ta)	1.190	g	Sec.3.3.1
Factor de importancia	I	1.30	s.u	Tabla 6, Sec.4.1
Factor de reducción de respuesta	R	1.00	s.u	Tabla 16, Sec.6.3.4
Factor de irregularidad en planta	Øp	0.90	s.u	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de irregularidad en elevación	Øe	0.90	s.u	Tabla 14, Sec.5.2.3
Coefficiente de Corte Basal	Cv	1.911	s.u	Sec.6.3.2

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

Por medio de un factor de reducción de respuesta $R = 1$, asumiendo que el sistema estructural propuesto tiene limitada o casi nula capacidad dúctil, es decir que se trata más bien de un material frágil, por medio de la formula definida para el cortante basal de la figura 3.22, se determina que se tendrá una fuerza horizontal de aproximadamente del 190% del peso de la estructura.

FIGURA 4.23: Asignación del coeficiente de corte basal y factor de distribución k

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

4.2.2 COMBINACIONES DE CARGA

4.2.2.1 Servicio:

Las combinaciones de carga de servicio serán utilizadas para la evaluación de deformaciones ante carga vertical y horizontal, deformaciones locales y derivas de piso respectivamente.

$$SERV = 1.0D + 1.0PP + 1.0L$$

$$SERV_x = 1.0D + 1.0PP + 1.0Ex$$

$$SERV_y = 1.0D + 1.0P + 1.0Ey$$

FIGURA 4.24: Combinación para carga de servicio en dirección Y

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.
DEAD	Linear Static	1.
PP	Linear Static	1.
EY	Linear Static	1.

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

4.2.2.2 Última Resistencia:

De acuerdo a la NEC-SE-CG, las combinaciones de carga para el diseño por última resistencia (Capítulo 3.4.3)

$$U1 = 1.4D$$

$$U2 = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U3 = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0.5L \text{ ó } 0.8W)$$

$$U4 = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U5 = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$$

$$U6 = 0.9D + 1.0W$$

$$U7 = 0.9D + 1.0E$$

DONDE:

- D = Dead. Cargas muertas, o momentos y fuerzas internas correspondientes.
- L = Live. Cargas vivas o momentos y fuerzas internas correspondientes.
- L_r = Deck live loads. cargas vivas de cubierta, momentos y fuerzas internas correspondientes.
- S = Snow. Cargas por nieve, o momentos y fuerzas internas correspondientes.
- R = Rain. Cargas por lluvia, o momentos y fuerzas internas correspondientes.
- W = Wind. Carga por viento, o momentos y fuerzas internas correspondientes.
- E = Earthquake. Efectos de carga producidos por el sismo o momentos de fuerzas internas correspondientes.

Las combinaciones de carga que se toman en cuenta de acuerdo a los tipos de carga considerados en el análisis, son las siguientes

$$U1 = 1.4D + 1.4PP$$

$$U2 = 1.2D + 1.2PP + 1.6L$$

$$U5X = 1.2D + 1.2PP + 1.0E_x + 1.0L$$

$$U5Y = 1.2D + 1.2PP + 1.0E_y + 1.0L$$

FIGURA 4.25: Combinación de última resistencia, con sismo de dirección Y

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): SERVY

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.
PP	Linear Static	1.
EY	Linear Static	1.

Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

4.2.2.3 Envolvente:

La envolvente de diseño toma en cuenta los efectos máximos y mínimos de todas las combinaciones de carga de la siguiente manera:

$$ENV_x = U1 + U2 + U5X$$

$$ENV_y = U1 + U2 + U5Y$$

FIGURA 4.26: Envolvente de diseño, con sismo en dirección Y

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): ENVY

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Envelope

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
U1	Combination	1.
U2	Combination	1.
U5Y	Combination	1.

Add, Modify, Delete, OK, Cancel

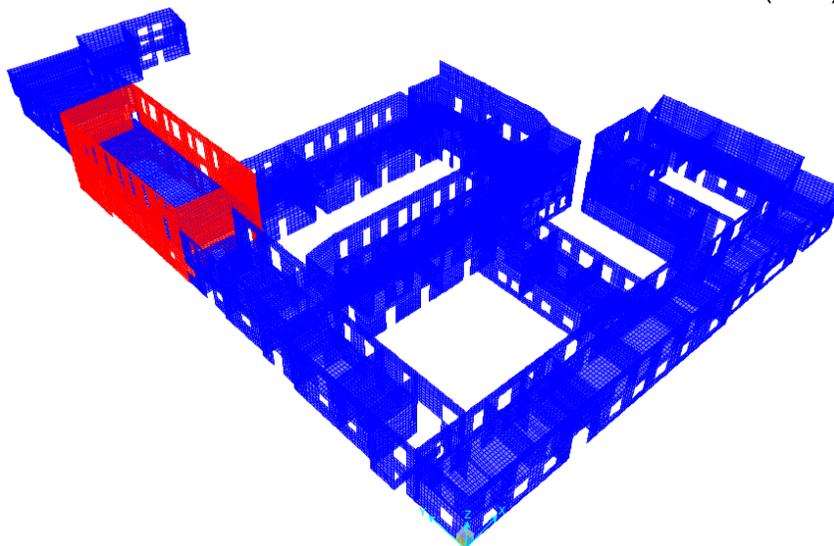
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

4.2.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:

Los materiales que conforman los elementos de la estructura, como son de los muros están conformados en su mayoría de adobe y lugares como la capilla (VOO) de ladrillo.

Las cubiertas y entresijos son de madera, se ha considerado madera tipo B. Los elementos de refuerzo como la viga cabeza de muro, se proyectan en hormigón con una resistencia a la rotura para compresión a los 28 días f_c de 21 MPa (210 kg/cm²) y el acero de refuerzo grado 60 con una resistencia a la fluencia f_y de 420 MPa (4200 Kg/cm²).

FIGURA 4.27: Distribución de materiales de los muros de adobe (azul) y ladrillo (rojo)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.28: Propiedades de los materiales (adobe)

Material Property Data		
Material Name ADDBE	Material Type Concrete	Symmetry Type Orthotropic
Modulus of Elasticity E1 21000 E2 21000 E3 21000	Weight and Mass Weight per Unit Volume 1.6 Mass per Unit Volume 0.16	Units Tonf. m. C
Poisson's Ratio U12 0.25 U13 0.25 U23 0.25	Other Properties for Concrete Materials Specified Concrete Compressive Strength, f_c 12 <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduction Factor	
Coeff of Thermal Expansion A1 6.000E-06 A2 6.000E-06 A3 6.000E-06	Advanced Material Property Data Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties... Thermal Properties...	
Shear Modulus G12 5000 G13 5000 G23 5000	OK Cancel	

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.29:Propiedades de los materiales (ladrillo)

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: LADRILLO

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 1.6

Mass per Unit Volume: 0.1632

Units: Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 475000.

Poisson's Ratio, U: 0.25

Coefficient of Thermal Expansion, A: 6.000E-06

Shear Modulus, G: 190000.

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 950.

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.30:Propiedades de los materiales (madera)

Material Property Data

Material Name: MAD-B

Material Type: Other

Symmetry Type: Orthotropic

Modulus of Elasticity

E1: 1000000.

E2: 1000000.

E3: 1000000.

Poisson's Ratio

U12: 0.4

U13: 0.4

U23: 0.4

Coeff of Thermal Expansion

A1: 3.000E-06

A2: 3.000E-06

A3: 3.000E-06

Shear Modulus

G12: 50000.

G13: 50000.

G23: 50000.

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 0.7

Mass per Unit Volume: 0.07

Units: Tonf, m, C

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data...

Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

Thermal Properties...

OK Cancel

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.31: Propiedades de los materiales (hormigón)

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: f'c=210

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2.4028

Mass per Unit Volume: 0.245

Units: Tonf. m. C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 1956335.9

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 815139.9

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2100.

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.32: Propiedades de los materiales (acero de refuerzo)

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: fy=4200

Material Type: Rebar

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7.85

Mass per Unit Volume: 0.8005

Units: Tonf. m. C

Uniaxial Property Data

Modulus of Elasticity, E: 20389019

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 7841930.

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 42000.

Minimum Tensile Stress, Fu: 56245.57

Expected Yield Stress, Fye: 46402.6

Expected Tensile Stress, Fue: 61870.13

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

4.2.4 GEOMETRIA DE LOS ELEMENTOS:

La estructura proyectada, se trata de un sistema de muros en su mayoría de Adobe, con un sistema de entrepiso y cubierta de madera. A continuación, se muestra la distribución de los diferentes muros, en los que se ha determinado una escala de colores para distinguir sus distintos espesores.

TABLA 4.15: Distribución de muros de adobe

DISTRIBUCION DE MUROS DE ADOBE			
MUROS EXTERNOS		MUROS INTERNOS	
TIPO	esp. (cm)	TIPO	esp. (cm)
ME20	20	MI20	20
ME30	30	MI30	30
ME40	40	MI55	55
ME50	50	MI60	60
ME60	60	MI70	70
ME70	70	MI80	80
ME85	85	MI90	90
ME90	90	MI100	100
ME100	100		
ME110	110		
ME115	115		
ME120	120		

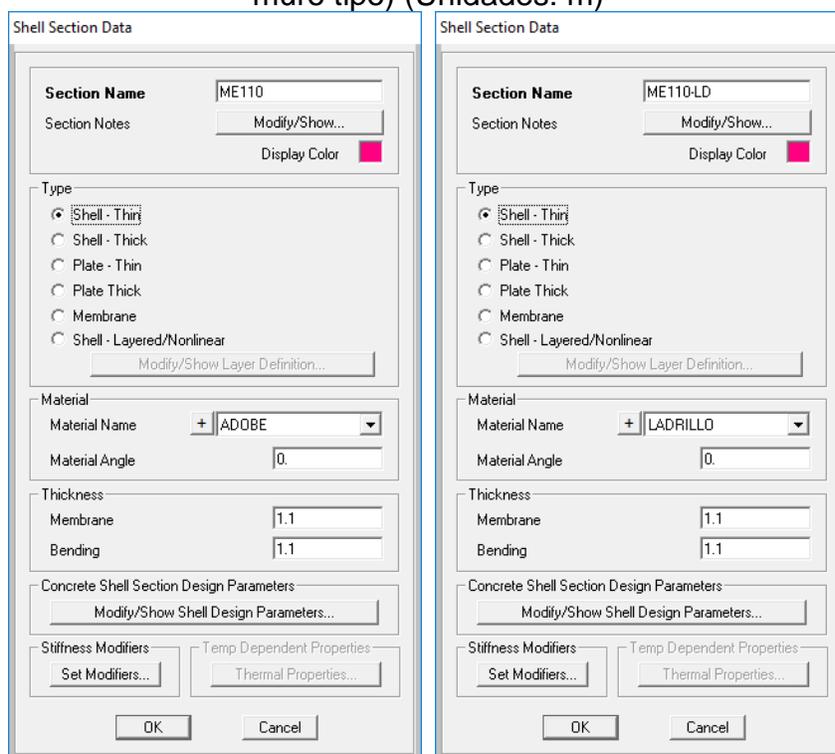
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.33: Distribución de muros de adobe



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.34: Geometría de los elementos que conforman los muros (ejemplo – muro tipo) (Unidades: m)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

El sistema de entre piso, corresponde a una losa alivianada con viga descolgada, el mismo que fue verificado en obra y chequeado con las dimensiones mínimas requeridas de acuerdo al ACI-318-08. Se realiza el cálculo de losa equivalente para representarla como elemento SHELL en el modelo.

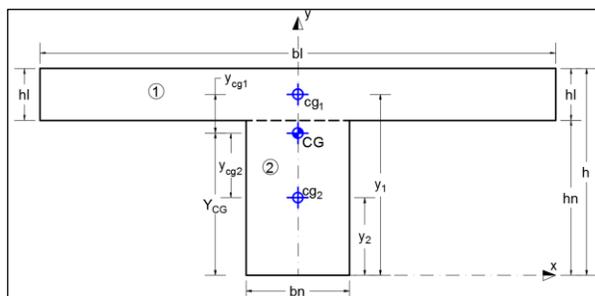
TABLA 4.16: Cálculo de placa equivalente

MATERIALES:				
Peso específico del hormigón	γ mad	0.70	t/m3	
Peso específico del acero	γ aliv	0.00	t/m3	

GEOMETRIA DE ENTREPISO NERVADO EN UNA DIRECCION:				
Ancho unitario de loseta	bl	50.00	cm	$h = hl + hn$
Ancho de nervio	bn	9.00	cm	
Altura de loseta	hl	4.00	cm	
Altura de nervio	hn	13.00	cm	
Altura total	h	17.00	cm	

INERCIAS DE SECCION COMPUESTA:									
SECCIÓN	b (cm)	h (cm)	A (cm ²)	y (cm)	A.y (cm ³)	ycg (cm)	A.ycg ² (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)	Ixx (cm ⁴)
1	50.00	4.00	200.00	15.00	3000.00	3.14	1968.43	266.67	2235.10
2	9.00	13.00	117.00	6.50	760.50	-5.36	3364.85	1647.75	5012.60
			317.00		3760.50				7247.70

y _{cg}	11.86	cm
I _{xx}	7247.70	cm ⁴
h _{eq}	12.03	cm



PESOS DE ENTREPISO:				
PISO NERVADO:				
Ancho unitario	b	50.00	cm	$B = 2 \cdot b_l$ $a = b_l - b_n$ $P_{ln} = (A \cdot h - 4 \cdot a^2 \cdot h_n) \gamma_{hor}$ $w_{ln} = \frac{P_{ln}}{A}$
Area de la sección	A	317.00	cm ²	
Longitud unitaria	L	100.00	cm	
Volúmen	V	31700.00	cm ³	
Peso específico de la madera	γ_{mad}	0.70	t/m ³	
Peso de losa nervada	P _{ln}	0.022	t	
Peso de losa nervada por area	w _{ln}	0.044	t/m ²	
Altura equivalente en peso	h _{eq}	0.063	m	

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

4.2.5 MODULO DE RESORTE:

Para emular el contacto de los muros con el suelo de fundación se supone un contacto con una cimentación de tipo rígida que transmitirá los efectos directamente al suelo el cual se representa por medio de restricciones tipo SPRINGS asignadas a los nudos (JOINTS) en contacto con el suelo de fundación a fin de representar las reacciones del suelo frente a las cargas transmitidas por la estructura.

La rigidez de los resortes se ha asignado únicamente en la dirección vertical tomando en cuenta el área en contacto con el suelo que depende de la densidad de la discretización del mallado de los elementos tipo SHELL y de el espesor de los muros en contacto con el suelo, la discretización está definida en elementos de aproximadamente 0.50 x 0.50m, los muros varían con espesores desde 0.20 m a 1.20 m, se estima un muro promedio de 0.70 m, de tal manera que se tendría un área

promedio alrededor del nudo en contacto con el suelo de 0.70 m x 0.50 m, de acuerdo al esquema de la figura 35. (a x b).

El coeficiente de balasto K_b se asume de acuerdo a la teoría de Bowles en función del esfuerzo o capacidad admisible del suelo

$$kb = 120. \sigma_{adm}$$

De acuerdo al estudio de suelos se tiene una capacidad admisible de suelo de 12.00 t/m² para usar losa de cimentación y un coeficiente de balasto de 1800 t/m³, para lo que se podría estimar un ajuste para la ecuación de bowles de la siguiente manera:

$$kb \approx 150. \sigma_{adm}$$

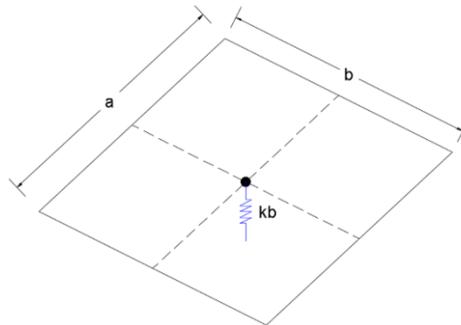
El coeficiente de balasto asignado a un nudo se define por:

$$kb \approx 150. \sigma_{adm}. a. b$$

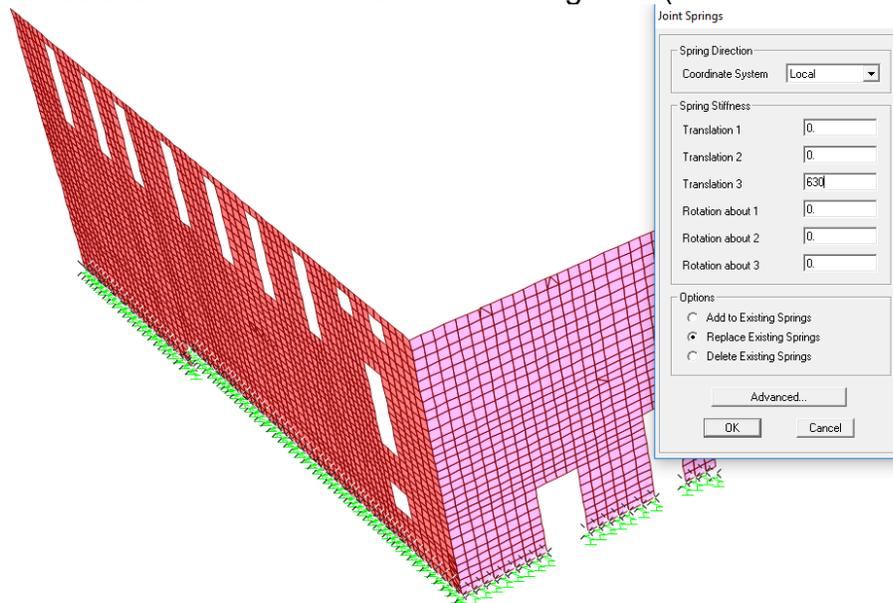
$$kb \approx 150. (12)(0.70)(0.5)$$

$$kb \approx 630 \text{ t/m}$$

FIGURA 4.35: Coeficiente de balasto para un nudo

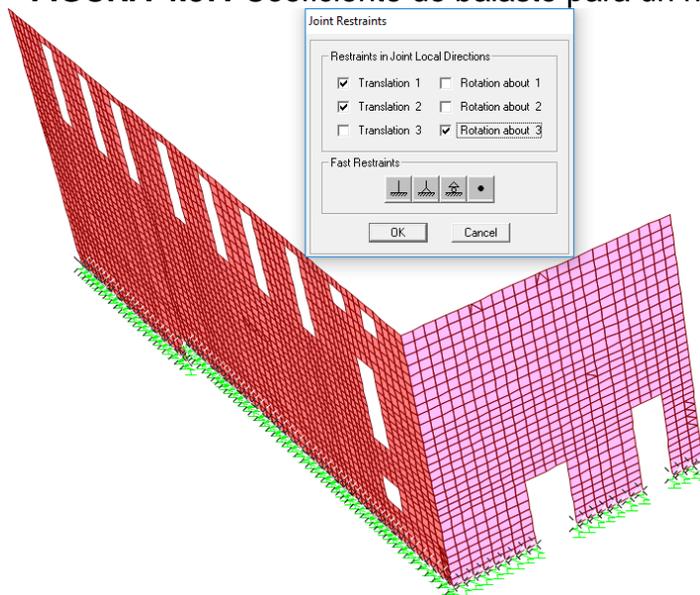


Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 4.36: Coeficiente de balasto asignado (Unidades: Ton-m)

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

Adicionalmente se restringen los grados de libertad de los nudos en contacto con el suelo para simular las reacciones en el suelo:

FIGURA 4.37: Coeficiente de balasto para un nudo

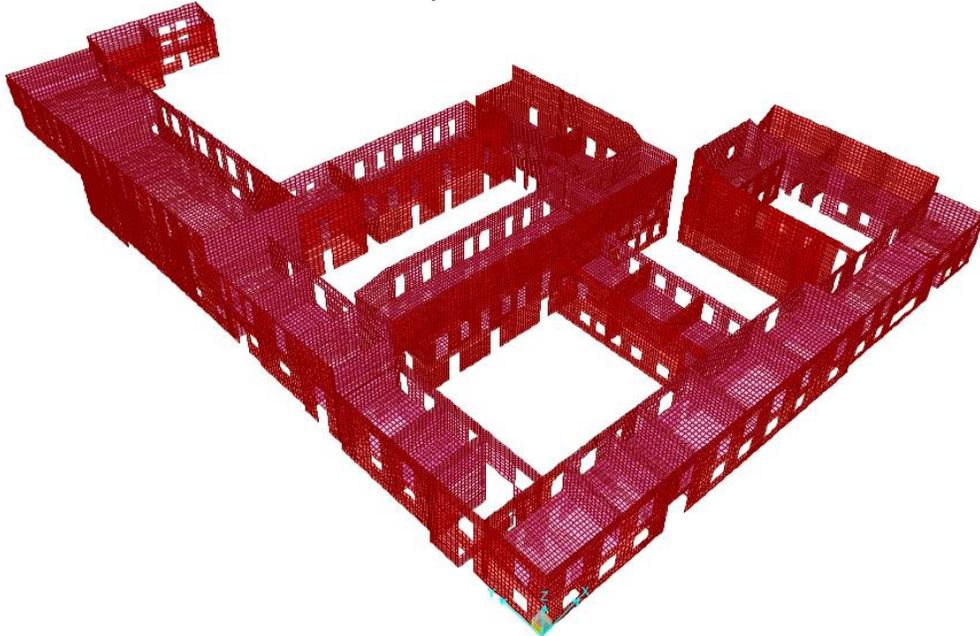
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

CAPÍTULO 5

EVALUACION DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

Para analizar la estructura existente se ha considerado la disposición geométrica de los muros, entendiéndose que este sistema de muros funciona como un sistema de cajas muros entrepiso y muros cubierta. Sin embargo, se ha verificado in situ que no existe una adecuada unión que garantice la conexión entre los muros con las cubiertas de madera, por lo que en primera instancia se desprecia el aporte de las cubiertas como elementos confinantes para las cabezas de muro. Por otra parte, si se considera las cargas transmitidas a los muros como cargas puntuales por efectos de cargas muertas y viva.

FIGURA 5.1: Perspectiva 3D. Estructura actual



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

5.1 VULNERABILIDAD SISMICA DEL EDIFICIO

La vulnerabilidad sísmica depende de las características y calidad de los elementos que componen la estructura frente un evento específico, en este caso un sismo a fin de evaluar el daño provocado y la capacidad resistente de la estructura.

Para el presente análisis, inicialmente se propone una metodología de evaluación rápida, para lo cual se recurrió al método italiano (Benedetti y Petrini), método empírico desarrollado para edificaciones de adobe y de albañilería para determinar el índice de vulnerabilidad, obtenida a través de una suma ponderada de los valores que representan la calidad sísmica de los elementos estructurales y no estructurales.

Este método contiene 11 parámetros, calificados de acuerdo a su vulnerabilidad en 3 grupos A, B, C; siendo la opción (A) la más segura y (C) la más crítica, adicionalmente se califica a la estructura de tal manera que un menor valor significa un parámetro más seguro, cada parámetro tiene su propio peso y el índice de vulnerabilidad (IV) se evalúa de la siguiente expresión:

$$IV = \sum_{i=1}^n (K_i \times W_i)$$

Donde:

- IV: índice de Vulnerabilidad
- K_i : calificación de cada parámetro
- W_i : Peso asignado

La mejor calificación sería ($IV = 0$) que corresponde a una estructura muy segura, al contrario, con ($IV = 90$) sería una estructura muy vulnerable que estaría próxima al colapso, los rangos de clasificación de vulnerabilidad, según este método se puede apreciar en la tabla 27.

Los parámetros a utilizar en la evaluación se describen a continuación:

- **Distribución de los muros:** Se considera el espaciamiento máximo entre los muros y el espesor del muro principal. También se considera el área total de los muros y el área total de la estructura en planta.
- **Tipo de organización estructural:** La ruta o línea de carga, refiriéndose al elemento o parte de la estructura que se encuentra más esforzado, así como también el sistema estructural y las conexiones entre los muros y otros elementos de la estructura.
- **Calidad del sistema estructural:** Calidad del material empleado y calidad de la mano de obra.
- **Relación demanda – capacidad:** Se refiere a la “demanda sísmica” a la que será expuesta la estructura, versus la “capacidad” de la estructura que depende de la resistencia de los elementos que componen la estructura.
- **Tipo de suelo y pendiente:** Depende del tipo de suelo en el que se cimienta la estructura y la pendiente del terreno.
- **Configuración en planta:** Depende de la forma en planta de la edificación y la relación entre sus dimensiones principales, largo-ancho.
- **Entrepisos:** Influencia y forma de conexión del sistema de entrepisos con los muros.
- **Cubierta:** Un aporte adecuado de transmisión de cargas por medio del sistema de techo o cubierta, garantizado por una adecuada conexión entre la cabeza de muro y cubierta.
- **Aberturas en muros:** La capacidad de carga de los muros se ve afectada por la presencia de aberturas o vanos en los muros (puertas, ventanas, etc.), este parámetro se estima a partir de la densidad y distribución de las aberturas en los muros.
- **Conservación actual de la estructura:** Evalúa el estado actual de la edificación y la influencia sobre la capacidad de resistencia que se ve afectada debido a los efectos naturales por el paso del tiempo, como son: humedad, degradación de los materiales, etc.

- **Elementos no estructurales:** Depende de la estabilidad de los elementos que reduzcan el riesgo de caída sobre los ocupantes, como pueden ser caída de revestimientos en techo y paredes.

TABLA 5.1: Vulnerabilidad metodología italiana

VULNERABILIDAD - METODOLOGIA ITALIANA						
Si : 0 < IV <= 30	Estructura Segura					
Si : 31 <= IV <= 60	Estructura Medianamente Segura					
Si : 61 <= IV <= 90	Estructura muy Vulnerable					

PARAMETRO	A	B	C	ki	wi	ki*wi
1. Distribucion de Muros	0	6	12	6	1	6
2. Tipo de Organización Estructural	0	6	12	10	0.5	5
3. Calidad del Sistema Resistente	0	11	22	20	1	20
4. Relación Demanda - Capacidad	0	2	4	4	0.5	2
5. Tipo de Suelo y Pendiente	0	3	6	5	1	5
6. Configuración en Planta	0	3	6	4	0.5	2
7. Entrepisos	0	3	6	2	1	2
8. Cubierta y Sistema de techos	0	3	6	6	0.75	4.5
9. Aberturas en Muros	0	3	6	4	1	4
10. Conservación Actual de la Estructura	0	4	10	6	0.25	1.5
11. Elementos no Estructurales	0	10	20	12	1	12
IV						64
Estructura muy Vulnerable						

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

5.1.1 DISTRIBUCION GEOMETRICA DE MUROS

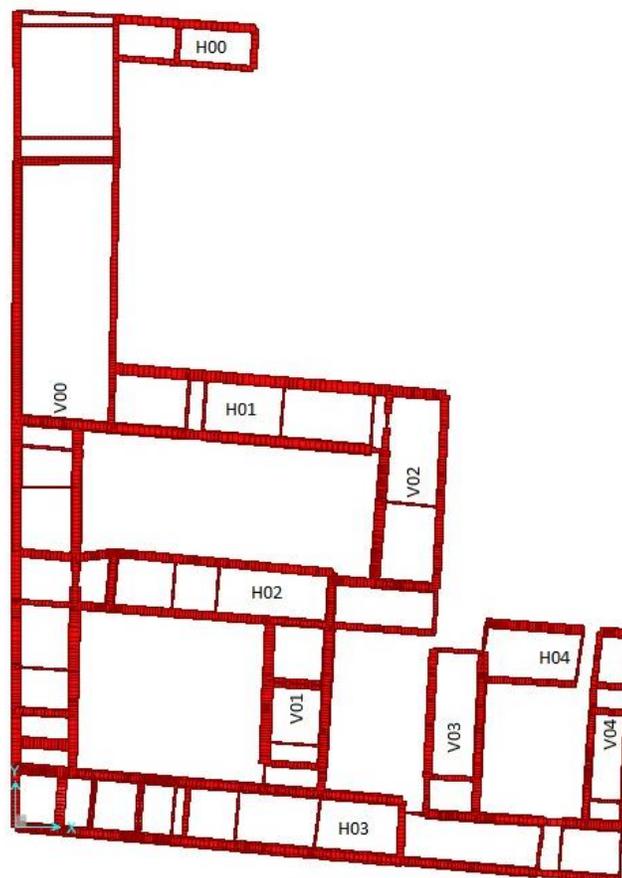
La distribución y configuración geométrica de los muros a lo largo de toda la estructura es de gran importancia, con la finalidad de tener una adecuada distribución de rigideces en ambos sentidos, esta característica se evalúa mediante la densidad de muros, que es la relación entre el área en planta de los muros respecto del área total de la estructura, analizado para cada dirección principal de la estructura.

$$\rho = \frac{\sum Area\ planta\ muros}{Area\ total} \times 100$$

Se ha evaluado la geometría de cada uno de los muros que componen la estructura; espesor, altura y longitud conforme se muestra en los cuadros y figuras siguientes.

Adicionalmente se propone una clasificación de acuerdo al sentido de mayor rigidez de cada muro:

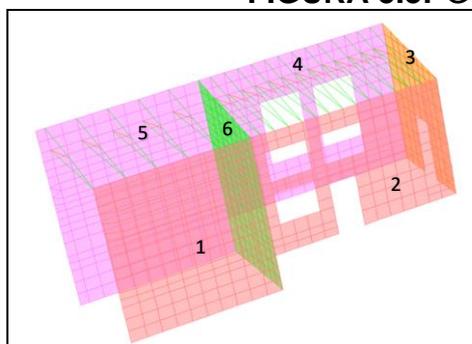
FIGURA 5.2: Ubicación de bloques



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

5.1.1.1 Densidad de Muros en dirección Horizontal (H00) – (X):

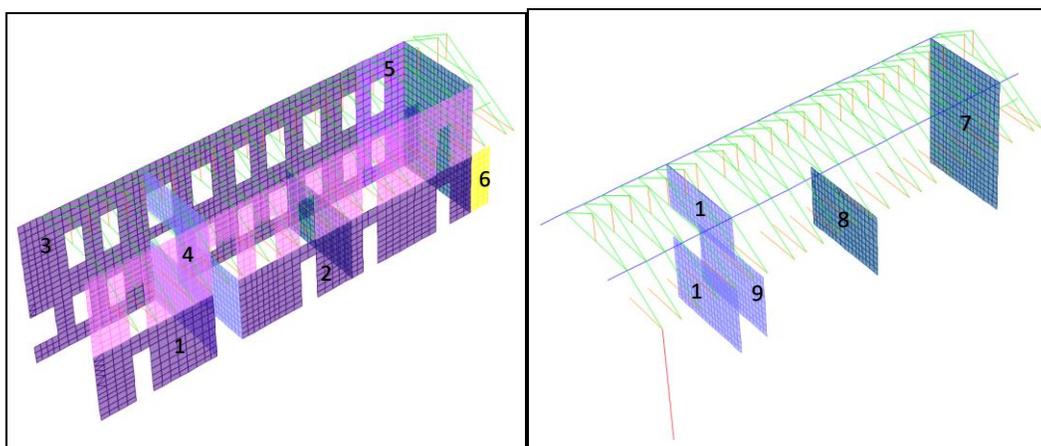
FIGURA 5.3: Geometría de muros H00



BLOQUE	Nro.	TIPO	Espesor (m)	altura promedio (m)	Longitud (m)	Area en Planta (m2)
H00	1	ME60	0.60	7.13	6.59	3.96
	2	ME60	0.60	5.48	8.27	4.96
	3	ME70	0.70	5.98	4.31	3.02
	4	ME90	0.90	6.47	8.29	7.46
	5	ME90	0.90	8.12	6.87	6.19
	6	MI55	0.55		4.26	2.34
						27.93

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

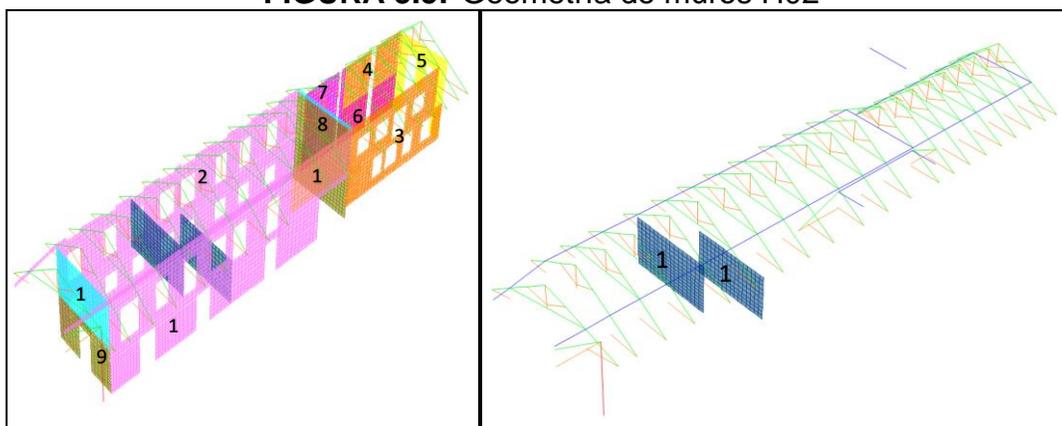
FIGURA 5.4: Geometría de muros H01



BLOQUE	Nro.	TIPO	Espesor (m)	altura promedio (m)	Longitud (m)	Area en Planta (m2)
H01	1	ME115	1.15	4.25	8.06	9.27
	2	ME115	1.15	4.06	18.24	20.98
	3	ME115	1.15	9.00	24.40	28.06
	4	ME90	0.90	4.84	28.15	25.34
	5	ME120	1.20	6.48	5.60	6.72
	6	ME40	0.40	4.08	1.56	0.62
	7	MI20	0.20	8.90	6.51	1.30
	8	MI20	0.20	4.06	6.47	1.29
	9	MI30	0.30	4.06	6.44	1.93
	10	MI30	0.30	4.25	6.43	1.93
	11	MI30	0.30	2.72	6.43	1.93
						99.37

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

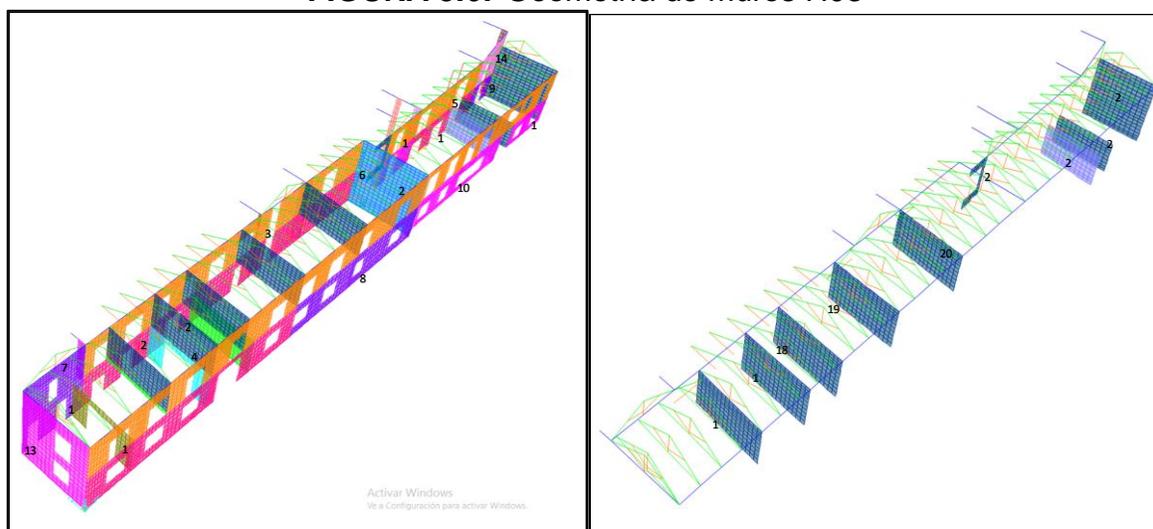
FIGURA 5.5: Geometría de muros H02



BLOQUE	Nro.	TIPO	Espesor (m)	altura promedio (m)	Longitud (m)	Area en Planta (m2)
H02	1	ME90	0.90	6.03	20.70	18.63
	2	ME90	0.90	7.87	23.72	21.35
	3	ME70	0.70	5.04	11.33	7.93
	4	ME70	0.70	3.69	6.74	4.72
	5	ME40	0.40	6.88	4.89	1.96
	6	ME110	1.10	3.19	6.74	7.41
	7	ME100	1.10	6.88	4.57	5.03
	8	MI100	1.00	7.61	5.64	5.64
	9	MI100	1.00	3.70	5.99	5.99
	10	MI20	0.20	3.70	5.82	1.16
	11	MI20	0.20	3.91	5.89	1.18
	12	MI70	0.70	3.91	5.99	4.19
	13	ME60	0.60	3.69	6.48	3.89
						89.08

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

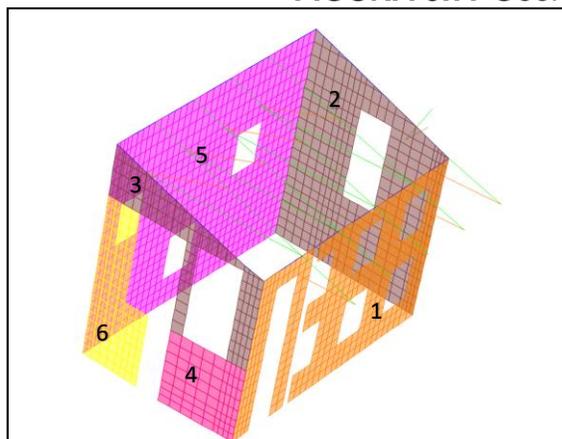
FIGURA 5.6: Geometría de muros H03



BLOQUE	Nro.	TIPO	Espesor (m)	altura promedio (m)	Longitud (m)	Area en Planta (m2)
H03	1	ME110	1.10	4.04	23.79	26.17
	2	ME110	1.10	3.19	11.90	13.09
	3	ME110	1.10	4.04	35.83	39.41
	4	ME70	0.70	3.75	65.64	45.95
	5	ME70	0.70	3.53	17.26	12.08
	6	ME70	0.70	3.96	35.83	25.08
	7	ME120	1.20	8.00	6.16	7.39
	8	ME120	1.20	4.04	18.02	21.62
	9	ME120	1.10	3.19	4.01	4.41
	10	ME100	1.00	3.53	14.80	14.80
	11	ME100	1.00	3.19	6.64	6.64
	12	ME100	1.00	3.53	5.37	5.37
	13	ME100	1.00	8.00	6.33	6.33
	14	ME90	0.90	4.53	4.01	3.61
	15	MI100	1.00	4.04	6.33	6.33
	16	MI20	0.20	3.53	6.34	1.27
	17	MI20	0.20	3.96	6.36	1.27
	18	MI20	0.20	3.96	6.37	1.27
	19	MI20	0.20	3.96	6.41	1.28
	20	MI20	0.20	3.96	6.43	1.29
	21	MI20	0.20	3.19	5.64	1.13
	22	MI20	0.20	6.72	5.81	1.16
	23	MI20	0.20	4.62	2.60	0.52
	24	MI70	0.70	4.04	6.36	4.45
	25	MI55	0.55	4.04	6.37	3.50
	26	MI80	0.80	8.00	6.46	5.17
	27	MI30	0.30	3.53	5.59	1.68
						262.28

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 5.7: Geometría de muros H04



BLOQUE	Nro.	TIPO	Espesor (m)	altura promedio (m)	Longitud (m)	Area en Planta (m2)
H04	1	ME70	0.70	6.41	10.13	7.09
	2	ME20	0.20	7.40	5.90	1.18
	3	ME20	0.20	4.52	6.08	1.22
	4	ME100	1.00	8.39	10.52	10.52
	5	ME100	1.00	2.88	2.88	2.88
	6	ME40	0.40	2.88	3.20	1.28
						24.17

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 5.2: Densidad de muros en dirección X

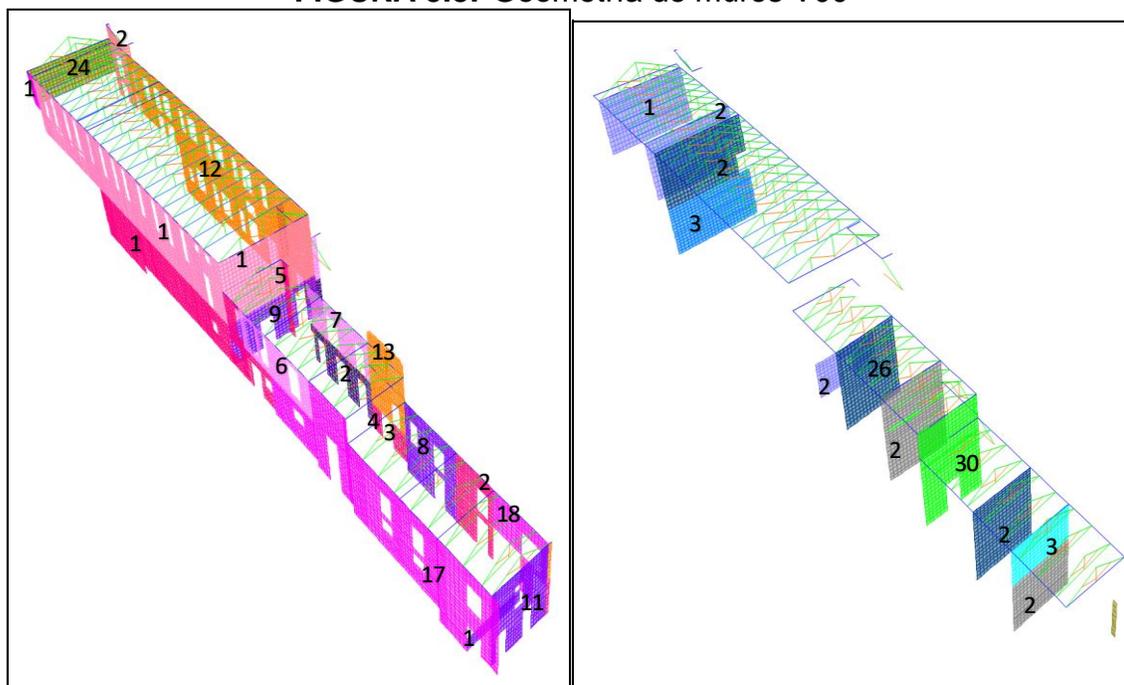
DENSIDAD DE MUROS EN X		
BLOQUE	Area en Planta	Unidad
H00	27.93	m2
H01	99.37	m2
H02	89.08	m2
H03	262.28	m2
H04	24.17	m2

Σ A Muros	502.82	m2
Area Total	4184.86	m2
ρ	12.02	%

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

5.1.1.2 Densidad de Muros en dirección vertical (V00) – (Y):

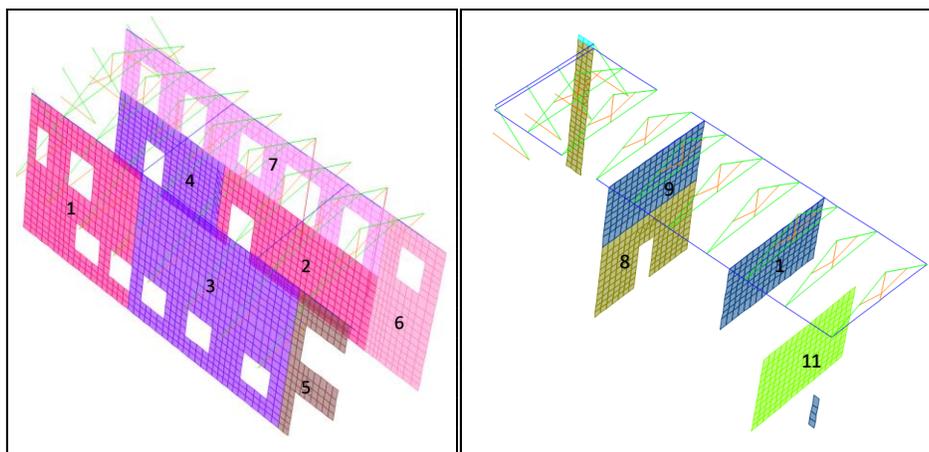
FIGURA 5.8: Geometría de muros V00



BLOQUE	Nro.	TIPO	Espesor (m)	altura promedio (m)	Longitud (m)	Area en Planta (m2)
V00	1	ME110	1.10	5.65	35.39	38.93
	2	ME110	1.10	7.84	4.73	5.20
	3	ME110	1.10	2.97	2.03	2.23
	4	ME110	1.10	2.97	1.33	1.46
	5	ME110	1.10	8.32	2.79	3.07
	6	ME90	0.90	4.39	11.57	10.41
	7	ME90	0.90	4.39	11.62	10.46
	8	ME120	1.20	7.84	7.04	8.45
	9	ME120	1.20	4.63	10.27	12.32
	10	ME120	1.20	1.38	6.19	7.43
	11	ME120	1.20	8.00	6.16	7.39
	12	ME70	0.70	10.59	40.05	28.04
	13	ME70	0.70	8.17	5.16	3.61
	14	ME85	0.85	6.76	42.66	36.26
	15	ME85	0.85	6.76	10.27	8.73
	16	ME100	1.00	1.52	3.99	3.99
	17	ME100	1.00	7.84	36.72	36.72
	18	ME100	1.00	6.25	6.36	6.36
	19	MI30	0.30	6.76	10.66	3.20
	20	MI30	0.30	5.38	10.67	3.20
	21	MI30	0.30	3.93	6.60	1.98
	22	ME115	1.15	4.44	11.62	13.36
	23	ME60	0.60	6.71	4.53	2.72
	24	ME30	0.30	3.99	10.68	3.20
	25	MI20	0.20	5.56	10.67	2.13
	26	MI20	0.20	8.83	6.53	1.31
	27	MI20	0.20	7.84	6.29	1.26
	28	MI90	0.90	9.56	6.46	5.81
	29	MI90	0.90	5.42	6.23	5.61
	30	MI55	0.55	10.47	6.38	3.51
	31	MI70	0.70	3.96	6.23	4.36
	32	MI80	0.80	5.75	10.67	8.54
						291.26

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

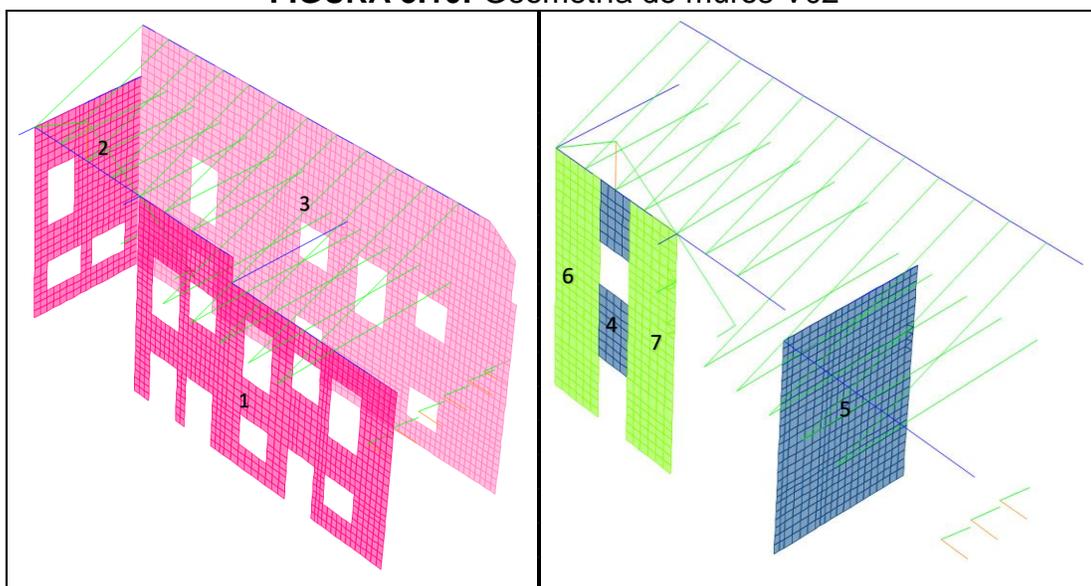
FIGURA 5.9: Geometría de muros V01



BLOQUE	Nro.	TIPO	Espesor (m)	altura promedio (m)	Longitud (m)	Area en Planta (m2)
V01	1	ME110	1.10	7.61	6.69	7.36
	2	ME110	1.10	4.18	8.81	9.69
	3	ME120	1.20	7.61	8.76	10.51
	4	ME120	1.20	4.18	6.58	7.90
	5	ME20	0.20	7.61	2.81	0.56
	6	ME90	0.90	7.61	2.95	2.66
	7	ME85	0.85	3.43	15.39	13.08
	8	MI100	1.00	4.18	6.38	6.38
	9	MI20	0.20	3.43	6.38	1.28
	10	MI20	0.20	3.43	6.29	1.26
	11	MI60	0.60	4.18	6.26	3.76
						64.43

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

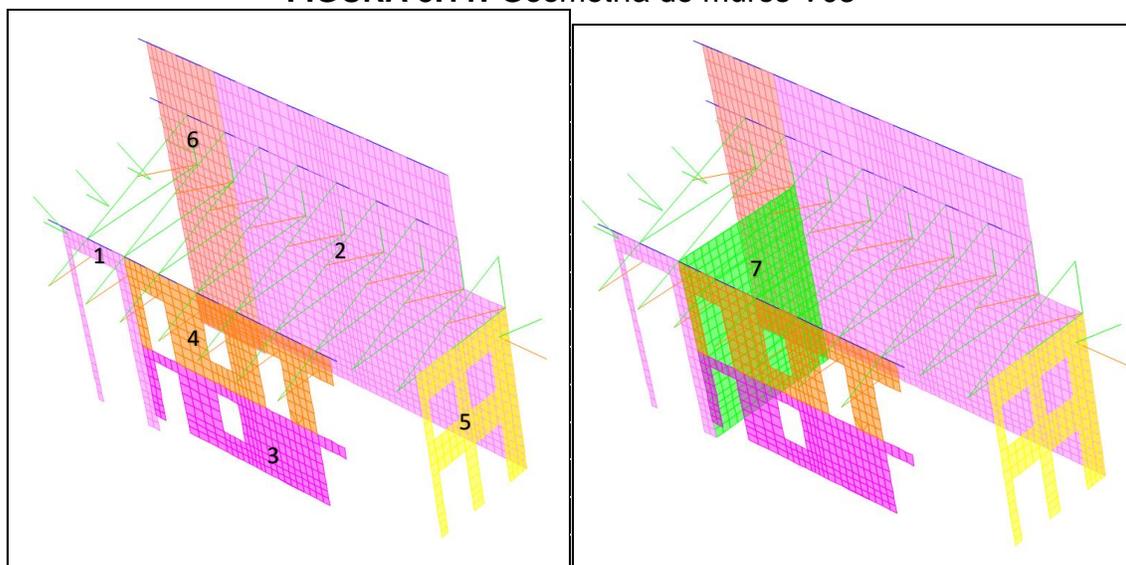
FIGURA 5.10: Geometría de muros V02



BLOQUE	Nro.	TIPO	Espesor (m)	altura promedio (m)	Longitud (m)	Area en Planta (m2)
V02	1	ME110	1.10	8.36	14.38	15.82
	2	ME110	1.10	8.90	6.05	6.66
	3	ME85	0.85	9.96	20.86	17.73
	4	MI20	0.20	6.51	1.60	0.32
	5	MI20	0.20	6.45	7.82	1.56
	6	MI60	0.60	8.90	2.46	1.48
	7	MI60	0.60	8.90	2.46	1.48
						45.04

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

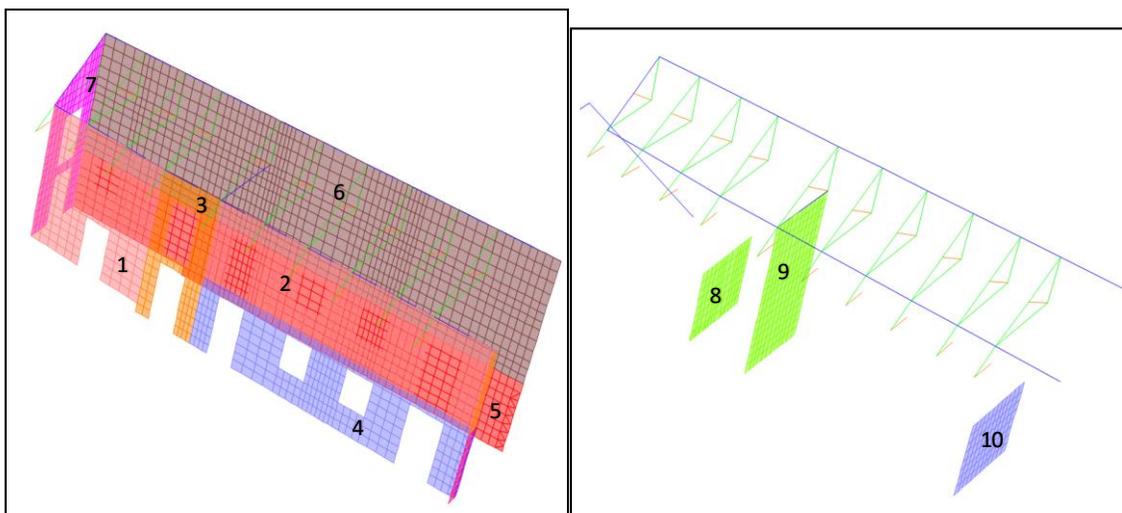
FIGURA 5.11: Geometría de muros V03



BLOQUE	Nro.	TIPO	Espesor (m)	altura promedio (m)	Longitud (m)	Area en Planta (m2)
V03	1	ME90	0.90	7.06	4.10	3.69
	2	ME90	0.90	8.57	13.82	12.44
	3	ME100	1.00	2.88	10.89	10.89
	4	ME70	0.70	3.53	10.89	7.62
	5	ME40	0.40	6.41	5.40	2.16
	6	ME60	0.60	11.37	4.04	2.42
	7	MI55	0.55	7.06	5.37	2.95
						42.18

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 5.12: Geometría de muros V04



BLOQUE	Nro.	TIPO	Espesor (m)	altura promedio (m)	Longitud (m)	Area en Planta (m2)
V04	1	ME60	0.60	6.32	5.85	3.51
	2	ME60	0.60	3.53	12.34	7.40
	3	ME70	0.70	6.72	2.73	1.91
	4	ME80	0.80	3.19	12.34	9.87
	5	ME50	0.50	2.99	20.86	10.43
	6	ME20	0.20	5.52	20.86	4.17
	7	ME100	1.00	7.32	3.25	3.25
	8	MI60	0.60	3.19	3.69	2.21
	9	MI60	0.60	6.72	3.74	2.24
	10	MI30	0.30	3.19	3.19	0.96
						45.96

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 5.3: Densidad de muros en dirección Y

DENSIDAD DE MUROS EN Y		
BLOQUE	Area en Planta	Unidad
V00	291.26	m2
V01	64.43	m2
V02	45.04	m2
V03	42.18	m2
V04	45.96	m2

ΣA Muros	488.87	m2
Area Total	4184.86	m2
ρ	11.68	%

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

La densidad obtenida en los muros esta alrededor de un 12% para cada dirección principal lo que quiere decir que tiene una buena configuración y disposición de los muros en planta, sin embargo, este parámetro no es concluyente, adicionalmente se propone una evaluación de vulnerabilidad que toma en cuenta algunos parámetros adicionales.

5.2 MODELO MATEMATICO

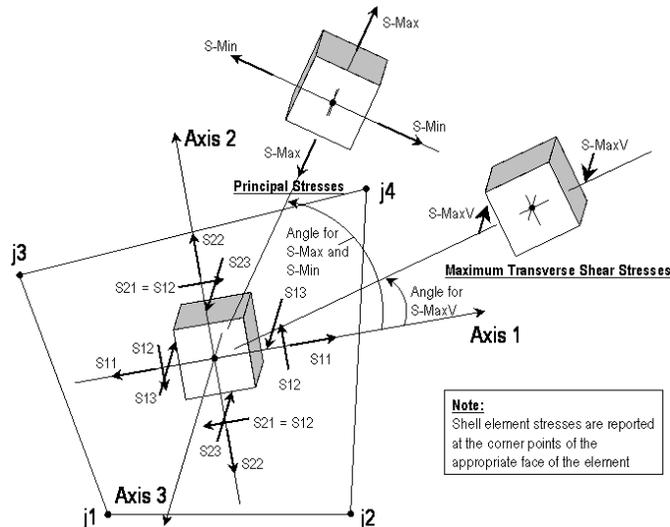
Se elaboró un modelo matemático mediante el uso de elementos finitos, con ayuda del programa SAP2000 V15.2.1. A fin de evaluar la capacidad resistente de los muros que componen la estructura, ante una sollicitación de carga sísmica. La presente evaluación se realiza a partir de los esfuerzos admisibles del material siendo estos para el adobe y el mortero que une los elementos mampuestos de los muros conformados por ladrillo, de acuerdo a la normativa peruana E080 cuando no existen ensayos de muretes para evaluar la capacidad admisible al corte se puede asumir de manera conservadora:

$$V_m = 2.5 \text{ t/m}^2$$

Se proponen entonces evaluar la capacidad general de todo el sistema de muros que conforman la estructura ante una sollicitación de carga sísmica definida en el capítulo 2.1.3, aquellos lugares donde los esfuerzos debido a la sollicitación de carga excedan la capacidad asumida, en este caso esfuerzos ($S_u > 2.5 \text{ t/m}^2$), se considera como susceptibles a falla. Para lo cual se evalúa la distribución de esfuerzos en los elementos finitos, las componentes principales S23 de acuerdo al esquema de distribución de esfuerzos de la figura 40.

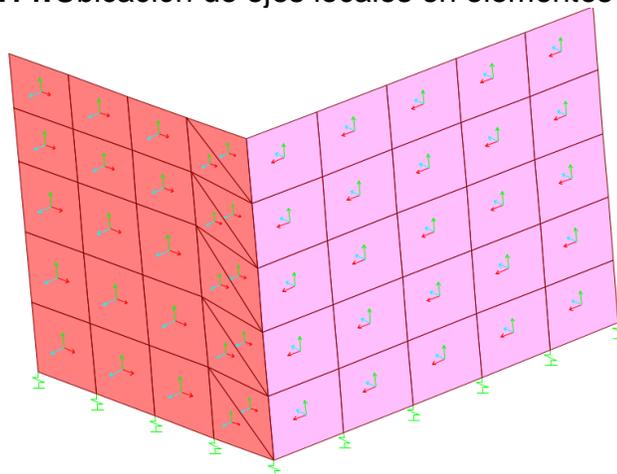
En cuanto al modelo de elementos finitos se ha dispuesto la orientación de los ejes locales de tal manera que el eje local 1(rojo) coincide con la dirección horizontal de los muros, el eje local 2(verde) coincide con la dirección vertical de los muros, y el eje local 3 (cian) perpendicular a la cara del elemento SHELL.

FIGURA 5.13: Esquema de distribución de esfuerzos en elementos Shell



Fuente: SAP2000 v15.2.1

FIGURA 5.14: Ubicación de ejes locales en elementos tipo Shell

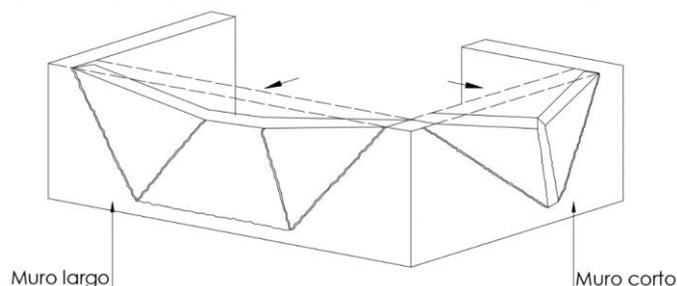


Elaborado por: Juan Pablo Chacón

5.2.1 TIPO DE FALLAS:

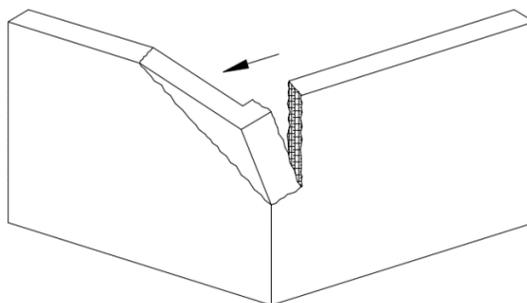
Los tipos de fallas esperadas para aquellos muros que sobrepasen la capacidad admisible de esfuerzos ante sollicitación de carga sísmica, se describe a continuación:

- **Muros sin refuerzos:** Paredes o Muros que no poseen refuerzos para resistir cargas perpendiculares a su plano principal, sobre todo en la parte superior en la que no se tiene elementos confinantes y por efecto del mismo peso del techo el efecto se magnifica ante un evento sísmico.

FIGURA 5.15: Falla en muros sin refuerzos

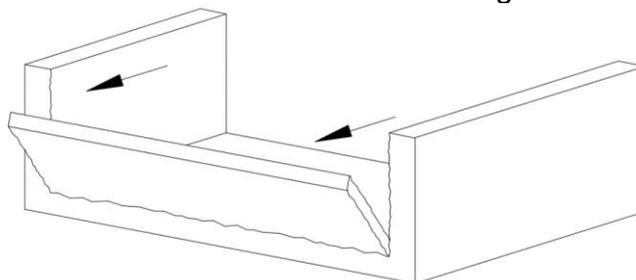
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

- **Unión sin refuerzos:** Este tipo de falla ocurre en las uniones que no poseen refuerzo que garanticen una adecuada conexión, causando grietas en la parte superior de los muros que luego se magnifican ante un evento sísmico.

FIGURA 5.16: Falla en unión sin refuerzos

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

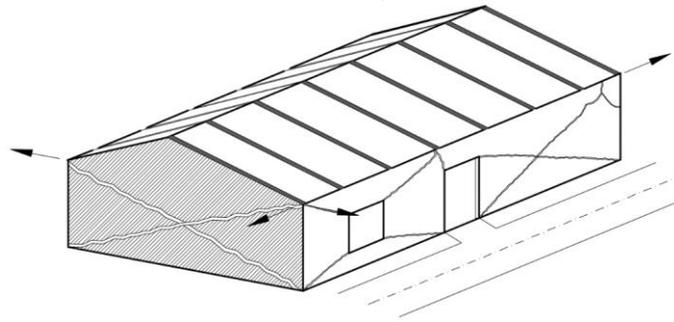
- **Muros Largos:** Muros de gran longitud y que aparte no están bien ligados a los muros transversales aparecen grietas verticales en ambos extremos, en caso de evento sísmico causan volcamiento completo

FIGURA 5.17: Falla muros largos

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

- **Falla por cortante:** Falla que ocurre en los muros por presencia de los vanos (ventanas y puertas) en los que se concentran los esfuerzos cuando el sismo actúa de forma paralela al muro.

FIGURA 5.18: Falla por cortante



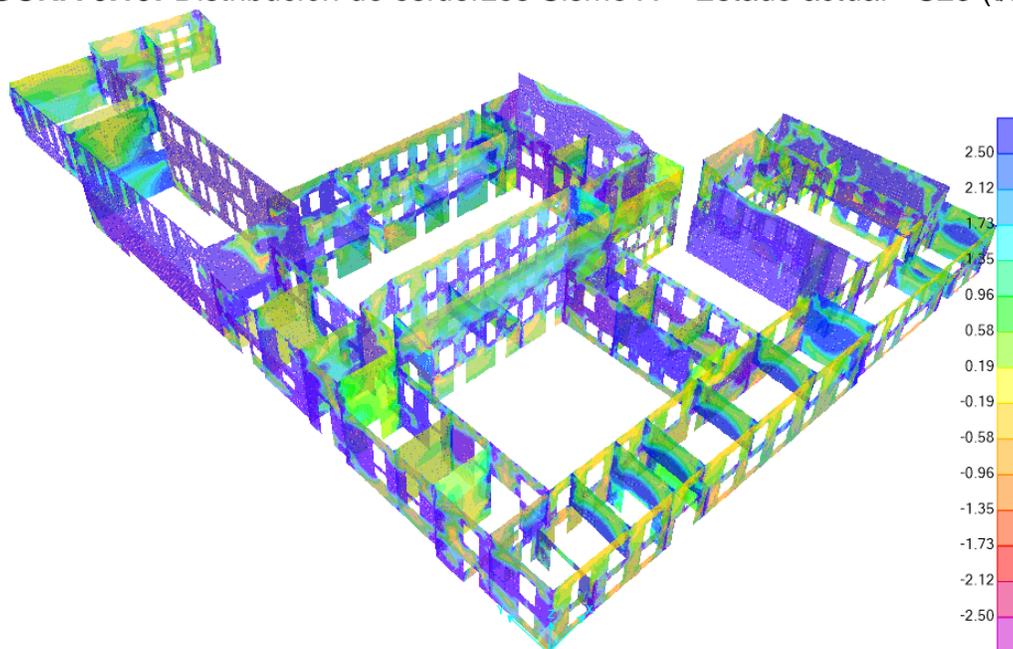
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

5.2.2 SOLICITACION DE ESFUERZOS:

A continuación, se revisa la sollicitación de esfuerzos en los elementos Shell por medio de envolventes de diseño en las direcciones principales del sistema (x, y). Se consideran los esfuerzos máximos absolutos en una escala máxima de 2.5 t/m² teniendo en cuenta el esfuerzo admisible del adobe.

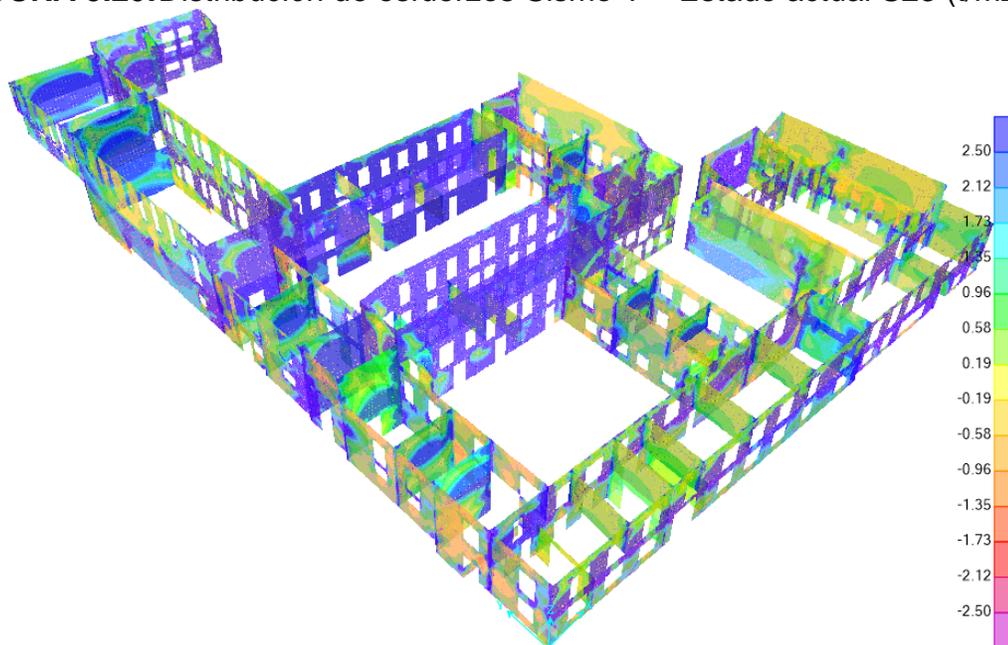
En las figuras siguientes se puede apreciar la gran sollicitación de esfuerzos que existe ante una sollicitación de carga sísmica la mayoría de los elementos sobrepasa la capacidad de esfuerzos admisibles a corte, lo que se traduce como falla y colapso total de dichos elementos, se estima un colapso de aproximadamente mayor al 90% de todos los muros que componen la estructura.

FIGURA 5.19: Distribución de esfuerzos Sismo X – Estado actual - S23 (t/m2)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 5.20: Distribución de esfuerzos Sismo Y – Estado actual S23 (t/m2)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

5.2.3 DEFORMACIONES:

Se evalúa las deformaciones máximas ante el requerimiento de una carga horizontal, para el presente análisis tomado en cuenta como sollicitación por sismo, tomando en cuenta el desplazamiento relativo de la parte superior de los muros en función de su altura total, o lo que se conoce como deriva de piso. Se ha tomado como referencia la deriva de piso de la normativa NEC-SE-DS, en lo que corresponde al capítulo 6.3.9. a pesar de que únicamente se menciona estructuras de acero, hormigón, madera y mampostería. Sin embargo, para poder estimar una relación con estructuras de mampostería, se ha tomado en cuenta esta disposición.

Cabe mencionar que para estimar un adecuado control mediante las derivas de piso se debería realizar una serie de ensayos que me permitan evaluar mediante deformaciones y posteriormente predecir el comportamiento de este tipo de estructuras ante diferentes requerimientos de carga. Por lo pronto y de manera simplificada se analiza las derivas de piso como si se tratara de un sistema de mampostería con materiales comunes distintos al adobe, recordando que este último tiene el peor comportamiento ante deformaciones fuera de su plano.

El límite permisible de derivas para elementos de mampostería es:

$$\Delta_{max} = 0.01$$

Los elementos que sobrepasen las derivas máximas permisibles, se considera que se producirá falla o colapso.

TABLA 5.4: Derivas de piso Sismo X – Estado actual

DERIVA DE PISO - SISMO X - ESTADO ACTUAL						
Bloque	H (mm)	U1 (mm)	ΔE	ΔM	Condición	% exced
V00	6760	313.39	0.0464	0.0348	falla	348
V00	10590	149.55	0.0141	0.0106	falla	106
V02	9960	957.43	0.0961	0.0721	falla	721
V04	8520	4568.05	0.5362	0.4021	falla	4021

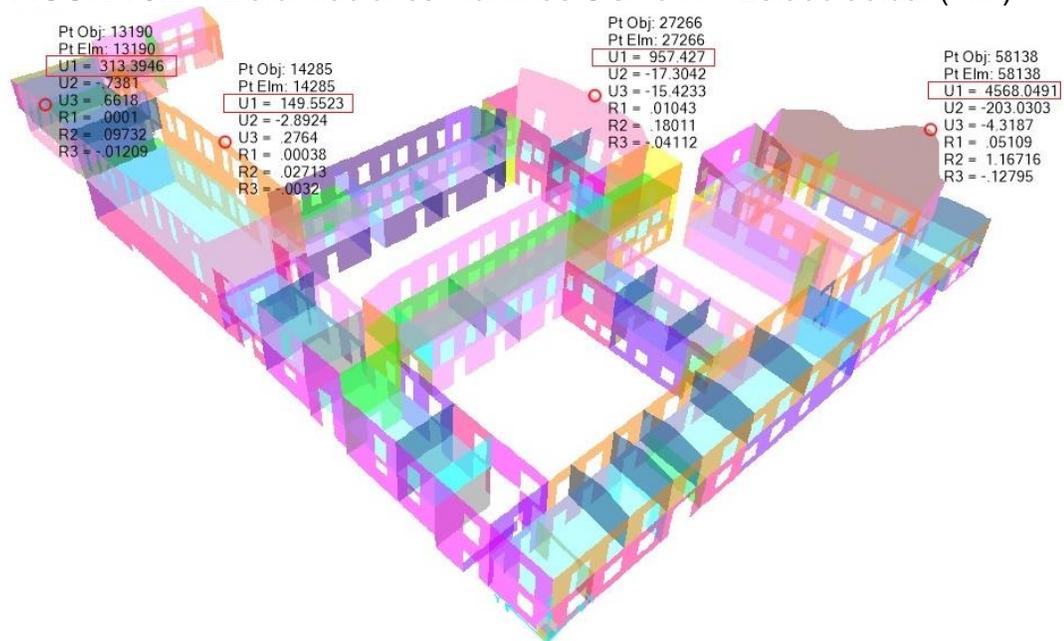
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 5.5: Derivas de piso ante un Sismo Y – Estado actual

DERIVA DE PISO - SISMO Y - ESTADO ACTUAL						
Bloque	H (mm)	U2 (mm)	ΔE	ΔM	Condición	% exced
V00	4000	638.14	0.1595	0.1197	falla	1197
H01	9000	361.61	0.0402	0.0301	falla	301
H02	10000	672.79	0.0673	0.0505	falla	505
H03	7570	307.86	0.0407	0.0305	falla	305

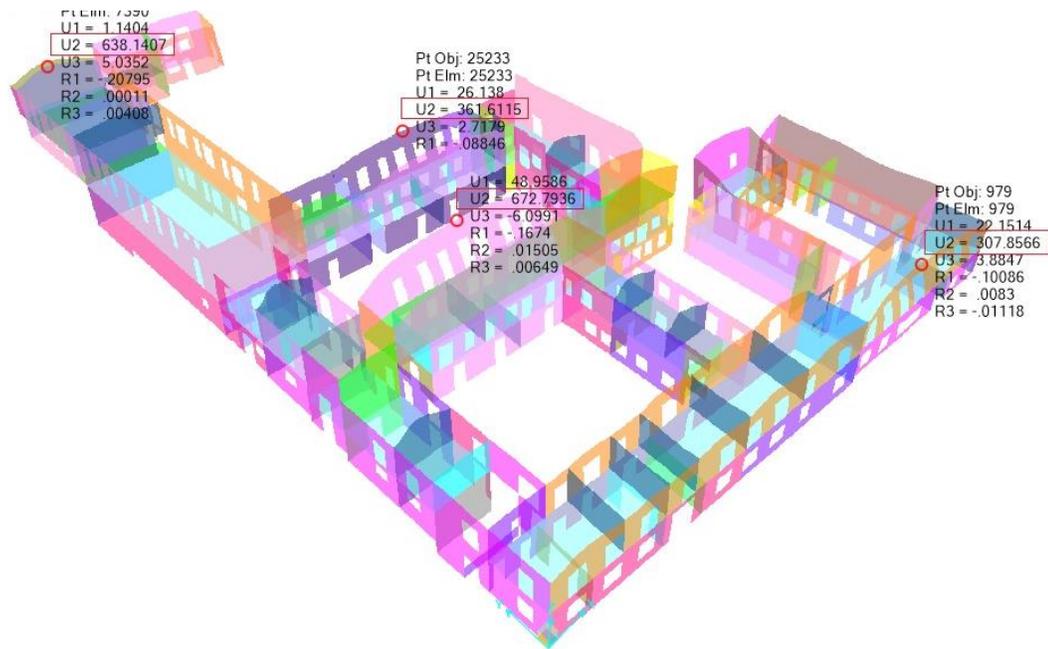
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 5.21: Deformaciones máximas Sismo X – Estado actual (mm)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 5.22: Deformaciones máximas Sismo Y – Estado actual (mm)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

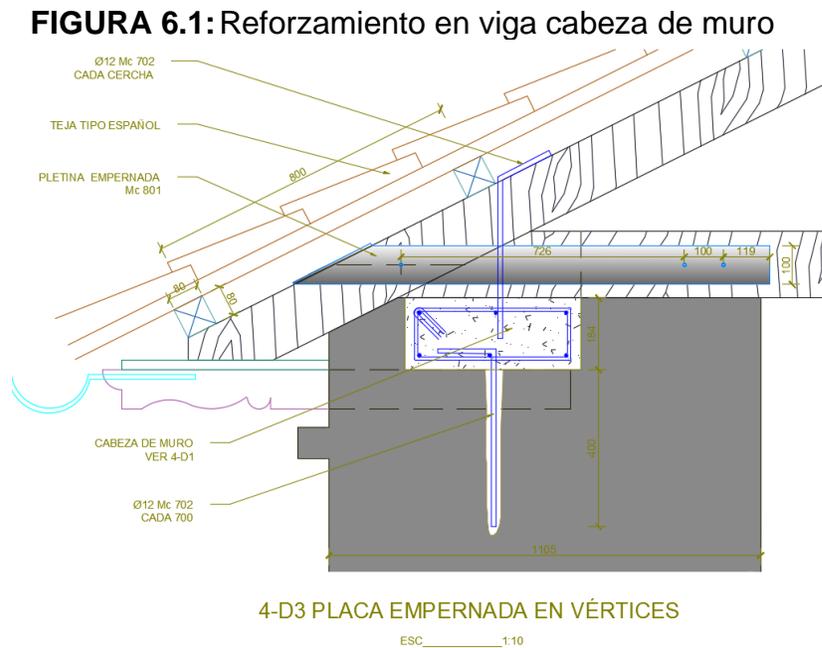
CAPÍTULO 6

REFORZAMIENTO

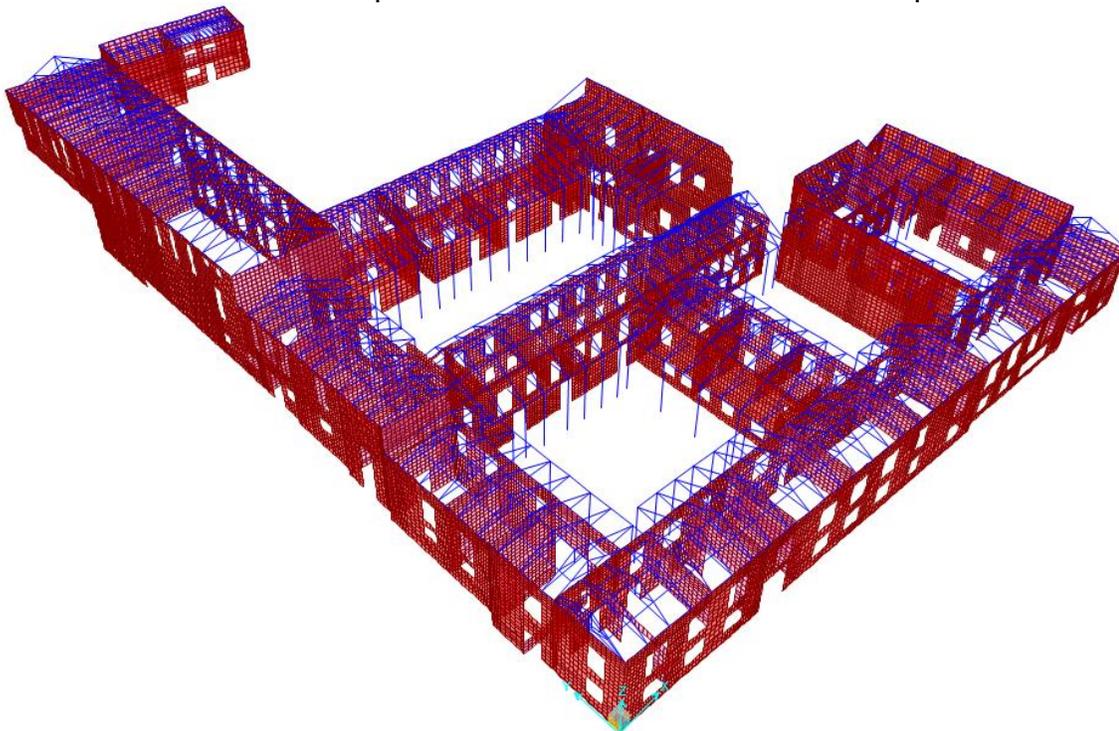
Se analiza distintas etapas de reforzamiento y se evalúa cuanto mejora la capacidad de la estructura ante las solicitaciones de carga lateral definidas como sismo, mediante esfuerzos y deformaciones máximas.

6.1 ETAPA I – VIGA CABEZA DE MURO

En primera instancia se idealiza una adecuada unión entre el sistema de cubiertas con la parte superior perimetral de los muros por medio de una viga de hormigón de acuerdo al esquema siguiente:



Fuente: Planos de reforzamiento – Arq. López & López

FIGURA 6.2: Perspectiva 3D. Estructura reforzada – Etapa I

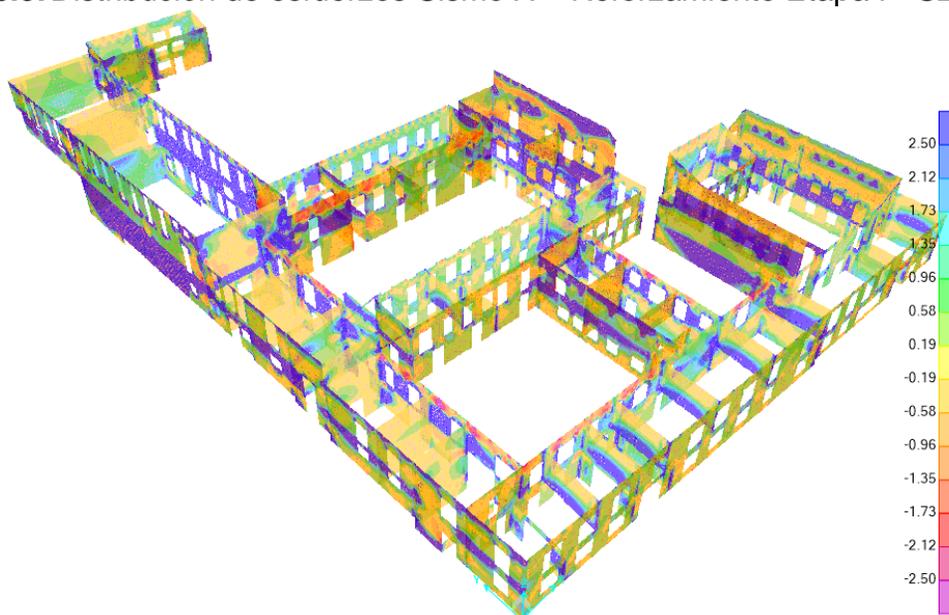
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

6.1.1 SOLICITACION DE ESFUERZOS:

Se evalúa el mejoramiento que se proyecta en esta primera etapa de reforzamiento ante la sollicitación de esfuerzos en los elementos Shell por medio de envolventes de diseño en las direcciones principales del sistema (x, y). Se consideran los esfuerzos máximos absolutos en una escala máxima de 2.5 t/m² teniendo en cuenta el esfuerzo admisible del adobe.

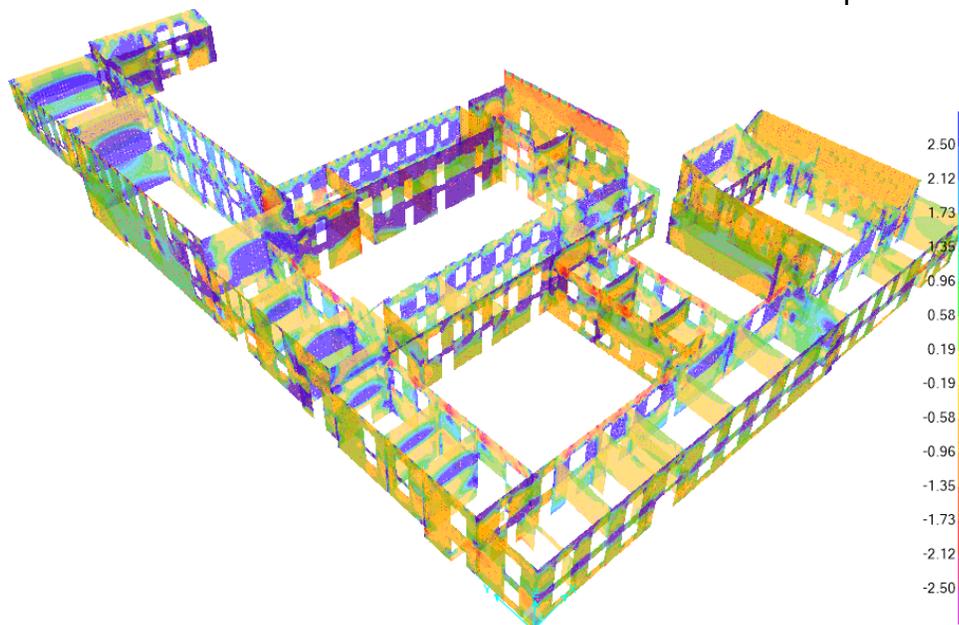
Se puede apreciar una mejora con respecto al estado actual de la estructura, la sollicitación de esfuerzos que existe ante una sollicitación de carga sísmica, aun la mayoría de los elementos sobrepasa la capacidad de esfuerzos admisibles a corte, lo que se traduce como falla y colapso total de dichos elementos, se estima un colapso de aproximadamente del 50% de todos los muros que componen la estructura.

FIGURA 6.3: Distribución de esfuerzos Sismo X – Reforzamiento Etapa I - S23 (t/m2)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

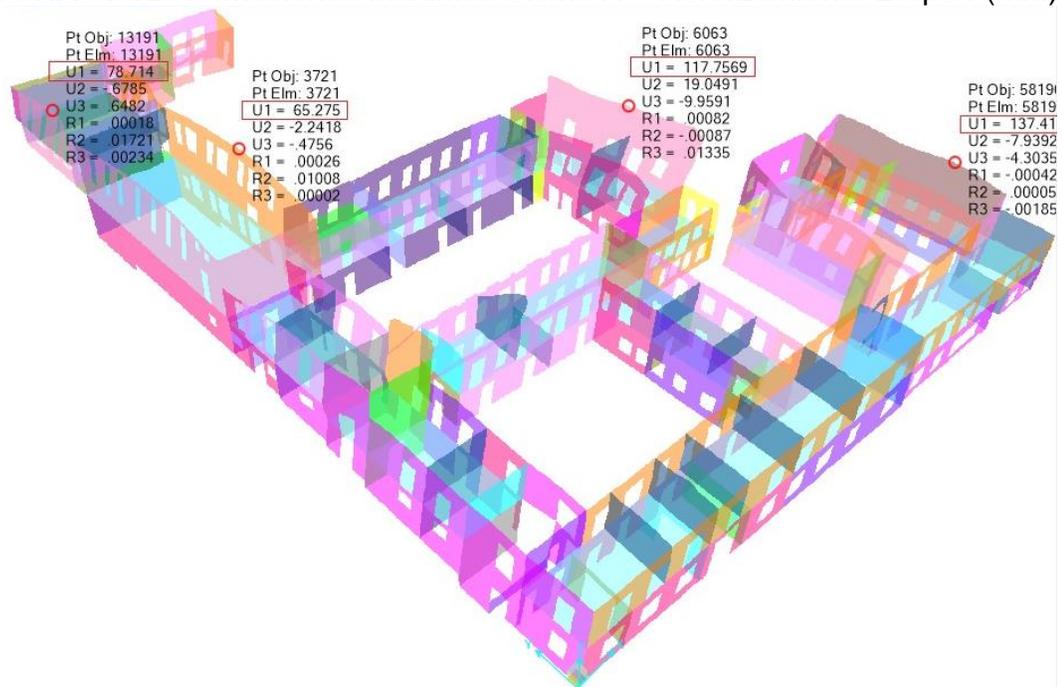
FIGURA 6.4: Distribución de esfuerzos Sismo Y – Reforzamiento Etapa I - S23 (t/m2)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

6.1.2 DEFORMACIONES:

FIGURA 6.5: Deformaciones máximas Sismo X – Reforzamiento Etapa I (mm)

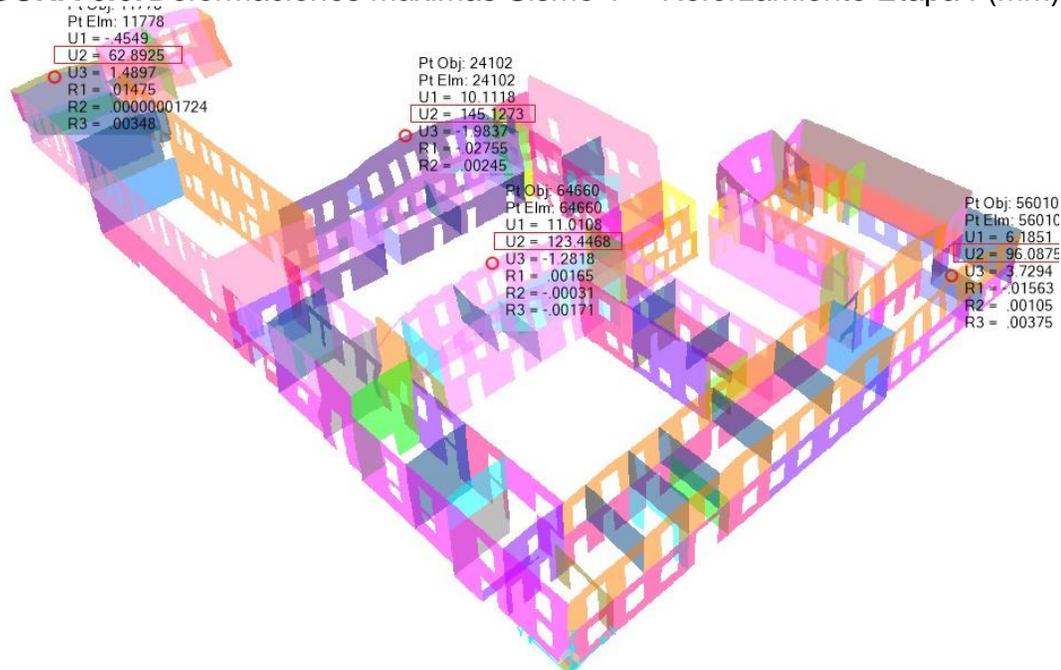


Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 6.1: Derivas de piso Sismo X – Reforzamiento Etapa I

DERIVA DE PISO - SISMO X - REF. VIG CABEZA MURO						
Bloque	H (mm)	U1 (mm)	ΔE	ΔM	Condición	% exced
V00	6760	78.71	0.0116	0.0087	ok	87
V00	10590	65.28	0.0062	0.0046	ok	46
V02	9960	117.76	0.0118	0.0089	ok	89
V04	8520	137.41	0.0161	0.0121	falla	121

Fuente: Elaboración propia

FIGURA 6.6: Deformaciones máximas Sismo Y – Reforzamiento Etapa I (mm)

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 6.2: Derivas de piso Sismo Y – Reforzamiento Etapa I

DERIVA DE PISO - SISMO Y - REF. VIG CABEZA MURO						
Bloque	H (mm)	U2 (mm)	ΔE	ΔM	Condición	% exced
V00	4000	62.89	0.0157	0.0118	falla	118
H01	9000	145.13	0.0161	0.0121	falla	121
H02	7870	123.44	0.0157	0.0118	falla	118
H03	7570	96.09	0.0127	0.0095	ok	95

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar se consigue reducir de gran manera los desplazamientos en la parte superior de los muros, si se garantiza de alguna manera una conexión adecuada entre la viga proyectada en hormigón y los muros, se recomienda además que esta viga este presente perimetralmente formando una especie de anillo que impedirá mayores desplazamientos, el problema es cómo garantizar la conexión entre los dos materiales, se recomienda también que se proyecte una viga cabeza de muro de madera ya que este material es más compatible con el adobe que la viga de hormigón.

Sin embargo, se puede prever que este tipo de reforzamiento no es suficiente ya que lo único que se logra controlar son los desplazamientos, pero sigue existiendo gran concentración de esfuerzos en las partes bajas e intermedias de los muros, para lo cual se propone una ETAPA II.

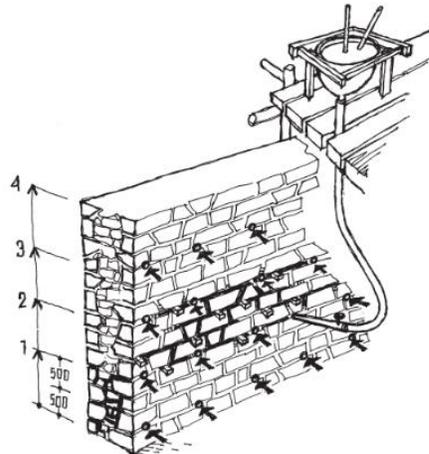
6.2 ETAPA II – MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DEL MATERIAL

Como se puede apreciar en la etapa anterior el tipo de reforzamiento propuesto no es suficiente ya que aún persisten gran cantidad de esfuerzos presentes en la parte media y sobre todo baja de los muros que es por donde van a fallar.

Se propone entonces un mejoramiento del material mismo, es decir el adobe por medio de inyecciones de pasta de barro líquido, con algún tipo de cal o sílice que pueda garantizar un mejoramiento de la capacidad portante del material, o alternativamente mediante un encamisado de fibras vegetales, que garanticen un adecuado comportamiento en conjunto con el adobe. Este tipo de mejoramiento deberá ser probado y adecuadamente sustentado por medio de ensayos en laboratorio, ya que se requiere cierto tipo de dosificaciones y componentes, de acuerdo al mejoramiento que se escoja, específicos para cada uno de los diferentes elementos que componen la estructura, refiriéndonos en esencia a los muros y aunque la mayor parte son de adobe, hay que recordar que este material tiene diferentes características, aun en la misma pared.

Se idealiza entonces que es factible mejorar la capacidad del material en estado actual de 2.5 t/m² que es una capacidad demasiado conservadora a una capacidad de por lo menos 10 t/m², se tendría una gran mejora en cuanto a la distribución de esfuerzos.

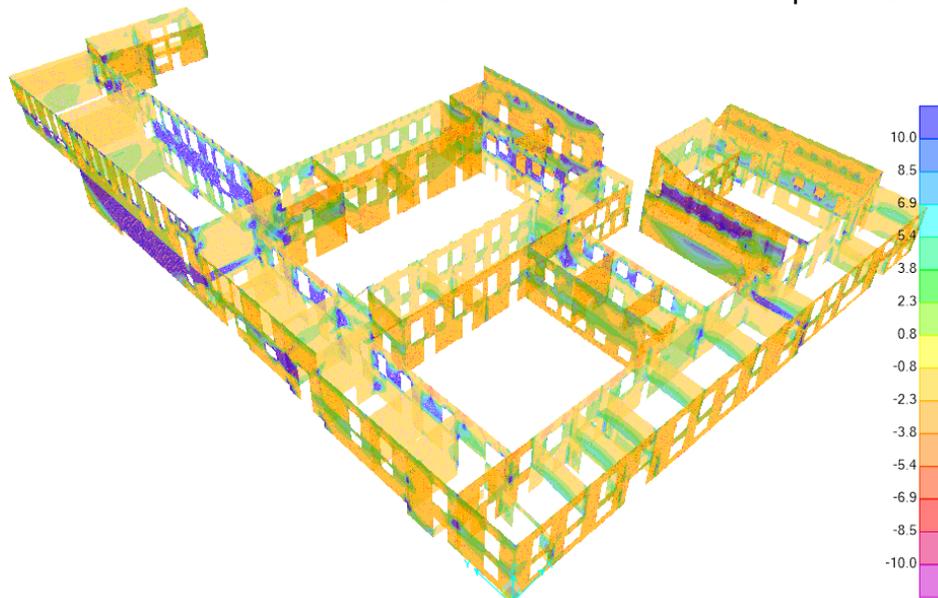
FIGURA 6.7: Inyección o re-colmatación de los vacíos en los mampuestos



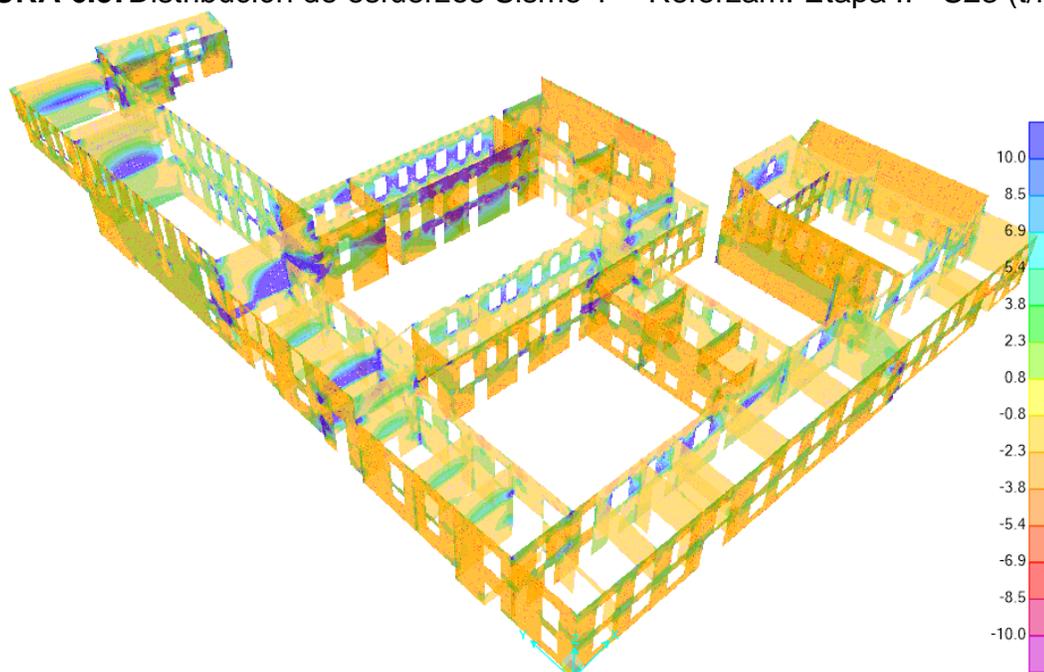
Fuente: Técnicas de rehabilitación Dr. César Díaz Gómez

6.2.1 SOLICITACION DE ESFUERZOS:

FIGURA 6.8: Distribución de esfuerzos Sismo X – Reforzam. Etapa II - S23 (t/m²)



Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 6.9: Distribución de esfuerzos Sismo Y – Reforzam. Etapa II - S23 (t/m²)

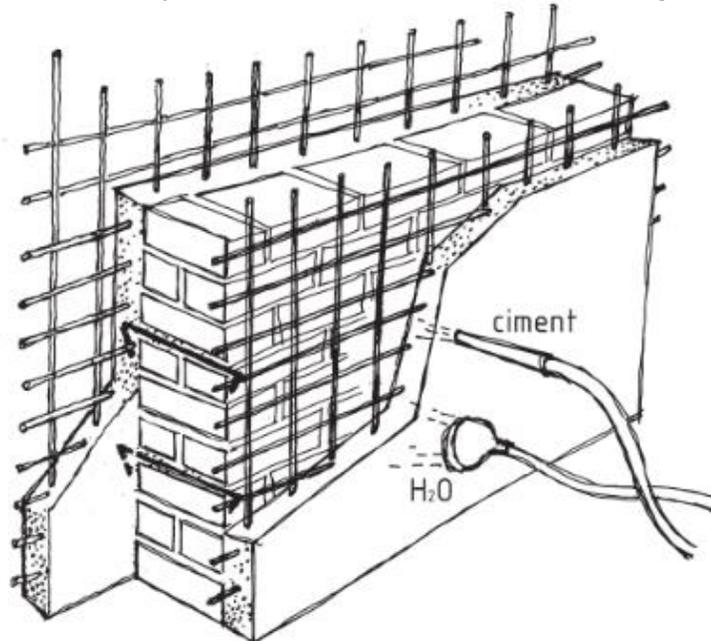
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

Como se puede observar en las figuras 6.8 y 6.9, se logra reducir la falla o colapso de los muros a solo un 20%, con solo proyectar un mejoramiento de la capacidad admisible del material.

6.3 ETAPA III – ENCHAPES

Para aquellos elementos, en los cuales no es suficiente el sistema de mejoramiento propuesto en la etapa II, se proyecta un enchape u encamisado, mediante el uso de malla electro-soldada con mortero de hormigón pobre de por lo menos $f'c=100$ kg/cm² en espesores de 3 y 5 cm de espesor por cara, como se muestra en las tablas 6.3 y 6.4

FIGURA 6.10: Enchape mediante malla electro-soldada y mortero



Elaborado por: Técnicas de rehabilitación Dr. César Díaz Gómez

TABLA 6.3: Inercia de sección compuesta para enchapes

MATERIALES:			
Peso específico del hormigón	γ hor	2.40	t/m3
Peso específico del adobe	γ ado	1.60	t/m3
Peso específico del ladrillo	γ lad	1.60	t/m3
Relacion de Pesos específicos	β	0.67	s.u

INERCIA DE SECCION COMPUESTA:							
SECCIÓN	b (cm)	h (cm)	A (cm ²)	ycg (cm)	A.ycg ² (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)	Ixx (cm ⁴)
1	L	e	L.e	$\frac{h+e}{2}$	$\frac{L.e.(h+e)^2}{4}$	$\frac{L.e^3}{12}$	$\frac{L.e.(h+e)^2}{4} + \frac{L.e^3}{12}$
2	L	e	L.e	$-\frac{h+e}{2}$	$\frac{L.e.(h+e)^2}{4}$	$\frac{L.e^3}{12}$	$\frac{L.e.(h+e)^2}{4} + \frac{L.e^3}{12}$
							$\frac{L.e.(h+e)^2}{2} + \frac{L.e^3}{6}$

$$I_{xx} = \frac{L.e}{6} [3(h+e)^2 + e^2]$$

$$\beta = \frac{\gamma_{hor}}{\gamma_{ado}}$$

$$h_{eq} = 2.e + H.\beta$$

$$f = \frac{I_{xx}}{Ix}$$

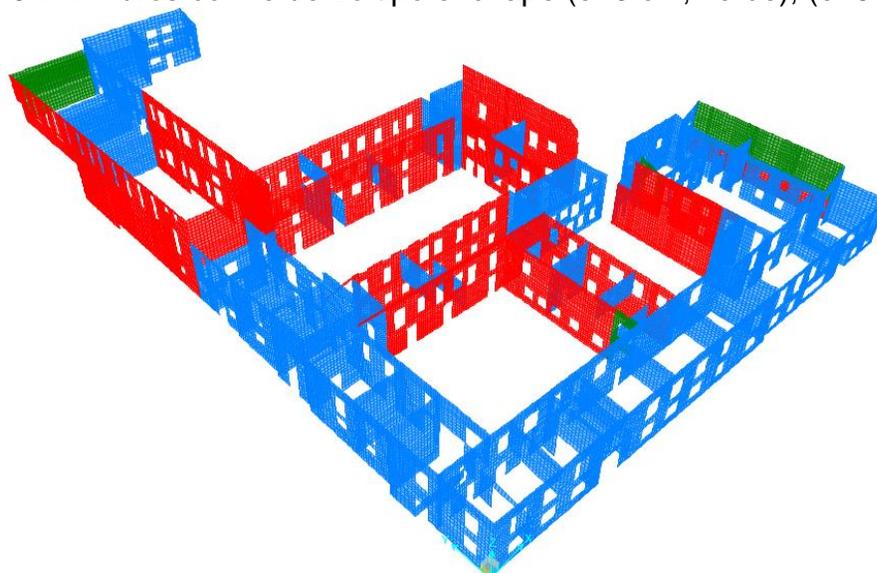
Fuente: Elaboración propia

TABLA 6.4: Muros con enchape propuestos

MUROS CON ENCHAPES PROPUESTOS							
TIPO	h (cm)	e (cm)	L (cm)	h eq (cm)	Ix	Ixx	f
ME20	20	3	100	19.33	60219.7531	79800	1.325
MI30	30	3	100	26.00	146466.667	163800	1.118
ME30	30	3	100	26.00	146466.667	163800	1.118
ME50	50	5	100	43.33	678086.42	758333.333	1.118
ME60	60	5	100	50.00	1041666.67	1058333.33	1.016
ME70	70	5	100	56.67	1516358.02	1408333.33	0.929
ME85	85	5	100	66.67	2469135.8	2027083.33	0.821
ME90	90	5	100	70.00	2858333.33	2258333.33	0.790
ME100	100	5	100	76.67	3755246.91	2758333.33	0.735
ME110	110	5	100	83.33	4822530.86	3308333.33	0.686
ME115	115	5	100	86.67	5424691.36	3602083.33	0.664
ME120	120	5	100	90.00	6075000	3908333.33	0.643

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

Se calcula la altura de placa equivalente (h_{eq}) para el muro proyectado con enchape, que debe contener las características de los dos materiales que se relacionan por medio de un coeficiente (β), que relaciona la densidad de ambos materiales como se muestra en la tabla 32. Además, propone un factor (f) que relaciona la inercia de la sección proyectada con enchape, respecto la inercia de la sección sin enchape en una longitud unitaria ($L=100\text{cm}$), conforme se muestra en las tablas 6.3 y 6.4

FIGURA 6.11: Muros con refuerzo tipo enchape ($e=3\text{ cm}$, verde), ($e=5\text{ cm}$, rojo)

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 6.12: Propiedades geométricas de un muro con enchape

The image displays two overlapping dialog boxes from a software application. The primary dialog, titled 'Shell Section Data', contains the following fields and options:

- Section Name:** ME100-ENC
- Section Notes:** Modify/Show...
- Display Color:** A red square icon.
- Type:** Radio buttons for 'Shell - Thin' (selected), 'Shell - Thick', 'Plate - Thin', 'Plate Thick', 'Membrane', and 'Shell - Layered/Nonlinear'. A 'Modify/Show Layer Definition...' button is below.
- Material:** 'Material Name' dropdown set to 'f'c=100', and 'Material Angle' set to 0.
- Thickness:** 'Membrane' and 'Bending' both set to 0.7667.
- Concrete Shell Section Design Parameters:** Modify/Show Shell Design Parameters...
- Stiffness Modifiers:** Set Modifiers... button.
- Temp Dependent Properties:** Thermal Properties... button.
- Buttons:** OK and Cancel.

The secondary dialog, titled 'Property/Stiffness Modification Factors', shows the following values:

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Membrane f11 Modifier	1
Membrane f22 Modifier	1
Membrane f12 Modifier	1
Bending m11 Modifier	0.735
Bending m22 Modifier	0.735
Bending m12 Modifier	1
Shear v13 Modifier	1
Shear v23 Modifier	1
Mass Modifier	1
Weight Modifier	1

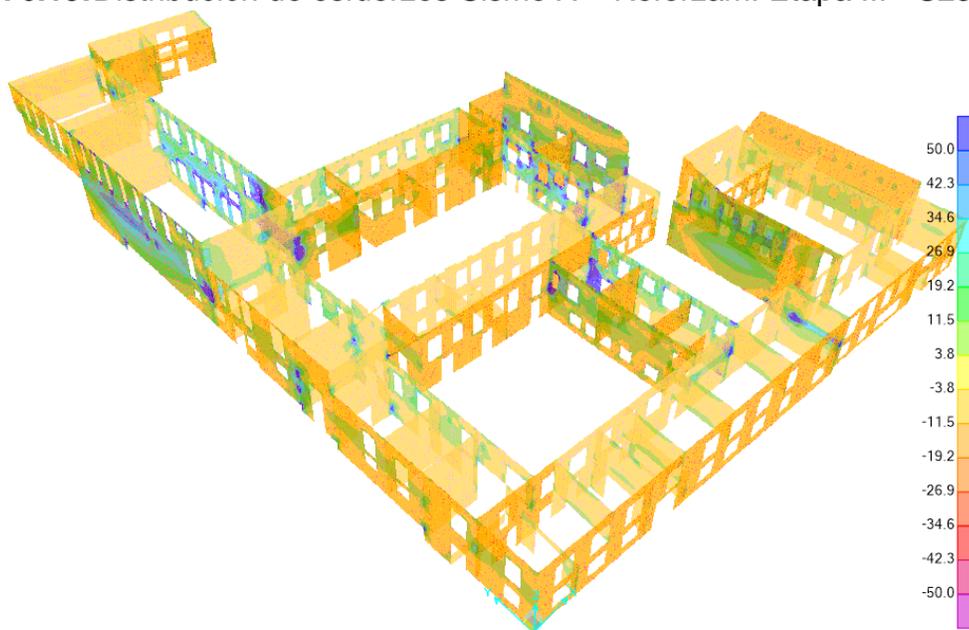
Buttons: OK and Cancel.

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

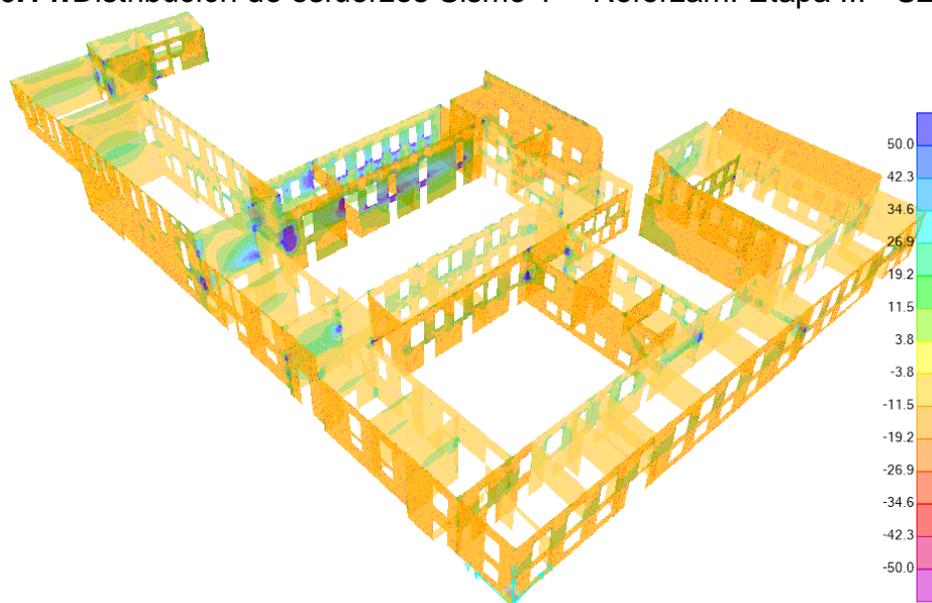
6.3.1 SOLICITACION DE ESFUERZOS:

Se evalúa el reforzamiento proyectado por medio de enchapes ante la solicitación de esfuerzos en los elementos Shell por medio de envolventes de diseño en las direcciones principales del sistema (x, y). Se considera que este tipo de enchape puede soportar esfuerzos de corte superiores a 50 t/m².

Se puede apreciar finalmente que el enchape resulta ser una solución bastante drástica ante una solicitación de esfuerzos debido a carga sísmica, se estima apenas un 5% de esfuerzos localizados superiores a 50 t/m², lo cual es bastante satisfactorio. Para dichos esfuerzos localizados se proyecta un aumento del espesor del enchape a 10 cm.

FIGURA 6.13:Distribución de esfuerzos Sismo X – Reforzam. Etapa III - S23 (t/m²)

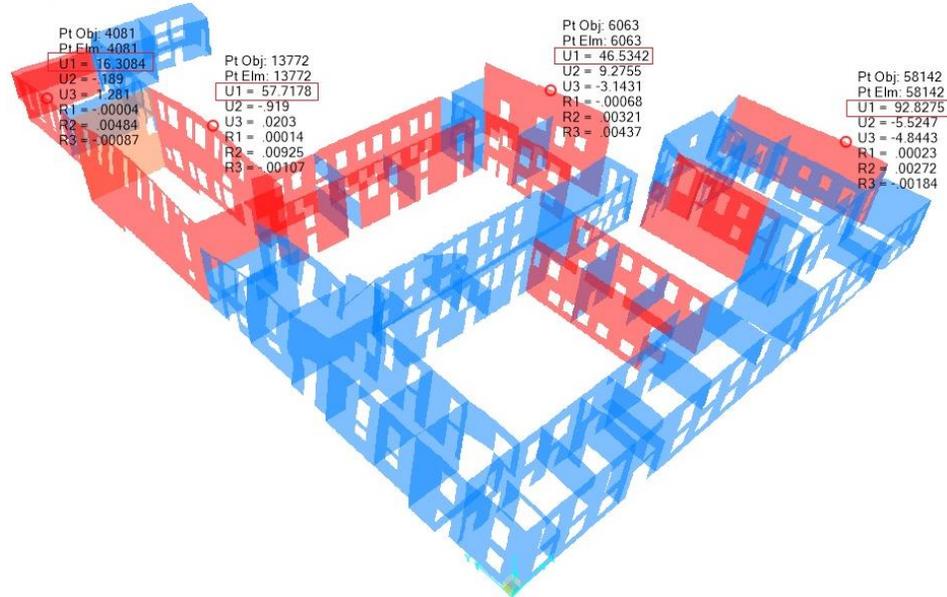
Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 6.14:Distribución de esfuerzos Sismo Y – Reforzam. Etapa III - S23 (t/m²)

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

6.3.2 DEFORMACIONES:

FIGURA 6.15: Deformaciones máximas Sismo X – Reforzamiento Etapa III (mm)

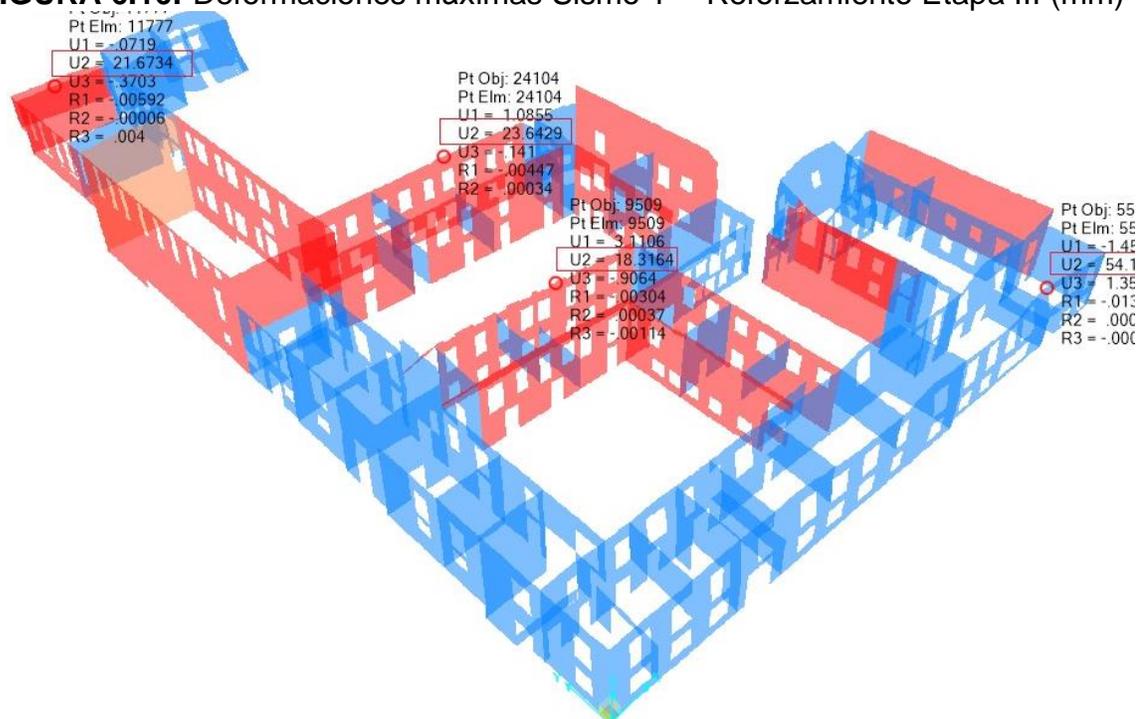


Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 6.5: Derivadas de piso Sismo X – Reforzamiento Etapa III

DERIVA DE PISO - SISMO X - REFORZAM. CON ENCHAPE						
Bloque	H (mm)	U1 (mm)	ΔE	ΔM	Condición	% exced
V00	6760	16.31	0.0024	0.0018	ok	18
V00	10590	57.72	0.0055	0.0041	ok	41
V02	9960	46.53	0.0047	0.0035	ok	35
V04	8520	92.82	0.0109	0.0082	ok	82

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

FIGURA 6.16: Deformaciones máximas Sismo Y – Reforzamiento Etapa III (mm)

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

TABLA 6.6: Derivadas de piso ante un sismo en dirección Y – Reforzamiento Etapa III

DERIVA DE PISO - SISMO Y - REFORZAM. CON ENCHAPE						
Bloque	H (mm)	U2 (mm)	ΔE	ΔM	Condición	% exced
V00	4000	21.67	0.0054	0.0041	ok	41
H01	9000	23.65	0.0026	0.0020	ok	20
H02	7870	18.31	0.0023	0.0017	ok	17
H03	7570	54.10	0.0071	0.0054	ok	54

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

De acuerdo a los resultados obtenidos mediante el refuerzo con enchape se ha conseguido reducir las deformaciones máximas a valores que no exceden los valores máximos permisibles de acuerdo a lo asumido según el requerimiento de la normativa, con esto se puede controlar la falla o colapso de los elementos que componen la estructura como son los muros ahora proyectados con enchape.

6.4 VOLUMENES DE OBRA

En el presente documento se estima de manera aproximada los volúmenes de obra en cuanto a lo que se refiere el reforzamiento propuesto para las etapas II y III, con la finalidad de que el proyectista pueda elaborar un presupuesto aproximativo de lo que costaría dicho reforzamiento.

TABLA 6.7: Volúmenes de obra aproximativos

VOLUMENES DE OBRA APROXIMATIVOS PARA EL REFORZAMIENTO ETAPAS II Y III		
DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
Mejoramiento de muretes de adobe con inyecciones	2595.37	m3
Enchape de superficie de muros 3 cm de espesor por cara	485.00	m2
Enchape de superficie de muros 5 cm de espesor por cara	4377.08	m2

Elaborado por: Juan Pablo Chacón

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo al comité VISION 2000 el grado de seguridad de vida corresponde a garantizar ante un sismo catalogado como Muy Raro, un daño significativo de los elementos estructurales con una reducción sustancial en la rigidez, conservando un margen de seguridad significativo antes del colapso. Los elementos no estructurales se mantienen seguros, pero con daño. La edificación podrá funcionar luego de ser reparada y reforzada.

El presente estudio se cumple en parte con la filosofía de diseño sismo resistente para que la estructura sea capaz de resistir: Sismos de baja intensidad (Sismos Leves) sin sufrir daños. Sismos moderados con daños reparables. Sismos de mayor intensidad (Sismos Severos) sin provocar colapso.

El hecho de que se cumpla dicho manifiesto en parte, quiere decir que ante Sismos Moderados se debe evaluar nuevamente la capacidad resistente de los elementos estructurales, en este caso los muros de ADOBE, ya que estos elementos pierden capacidad ante solicitaciones medias de esfuerzos y no se recuperan como en otro tipo de materiales (acero, hormigón, etc.). Ante Sismos Severos se garantiza que la estructura no falle de manera frágil, es decir que los elementos no colapsen de manera súbita. Se garantiza que el ocupante tenga tiempo de evacuar salvaguardando la vida de los usuarios, sin embargo, no se garantiza que la edificación pueda quedar operacional luego de ocurrido el evento. Nuevamente deberá ser evaluada para un posible reforzamiento en el caso de sea factible

A falta de ensayos de laboratorio que permitan estimar de manera aproximada las propiedades mecánicas y resistentes de los materiales que conforman los elementos de la estructura analizada, se han tomado valores muy conservadores y por otro lado una sollicitación de carga sísmica máxima, es decir que en el presente estudio se ha considerado el peor escenario en las peores condiciones de la capacidad resistente de los elementos que conforman la estructura.

Por lo que se propone en adelante análisis más complejos que tomen en cuenta las características específicas de cada elemento lo cual debe ir de la mano con adecuados ensayos de laboratorio.

De la misma manera se puede proyectar un estudio de microzonificación sísmica para conocer exactamente cuál es la sollicitación de carga sísmica asociada específicamente al sitio de emplazamiento de la estructura.

Por otra parte, se ha verificado el documento propuesto por el Dr. Roberto Aguiar sobre los “Espectros de control para la ciudad de Quito- Ecuador” en el que se puede observar que el espectro de control proyectado para el Centro Norte de Quito para un tipo de suelo D está por debajo de lo que propone la normativa NEC-SE-DS, con lo que se comprueba nuevamente que se está trabajando con el peor escenario posible y que evidentemente se puede afinar el comportamiento de la estructura con un análisis más detallado.

Actualmente no existen en nuestro país normativas para construcción de estructuras de adobe y peor aún sobre evaluación y reforzamiento de las mismas, por lo que en el presente estudio se empleó normas de países vecinos con gran experiencia en el estudio de edificaciones patrimoniales de adobe, como son Perú, Colombia, Chile y México, y que adicionalmente tienen sollicitaciones de carga sísmica similares a las nuestras.

Resulta sumamente necesario empezar a elaborar dentro de nuestra normativa, recomendaciones sobre la construcción evaluación y reforzamiento de las estructuras patrimoniales con mampuestos de adobe, no solamente porque se trata de un material bastante abundante en nuestro medio, sino porque resulta sumamente económico y solucionaría gran parte de la vivienda de interés social conjuntamente con una adecuada guía técnica de la que deben encargarse municipios y universidades en conjunto.

Con respecto al tipo de análisis realizado en el presente estudio se ha tomado un método de análisis simplificado, método estático, que se recomienda en la normativa NEC-SE-DS para cualquier tipo de estructura por lo menos, cabe mencionar que la estructura analizada en el presente estudio, de acuerdo a la importancia debería catalogarse como de ocupación especial, para las que se debería realizar un análisis no lineal de acuerdo a las disposiciones del ATC40, FEMA 273, VISON2000 entre otro documentos de normas extranjeras, en los que se puede elaborar un diseño por desempeño de la estructura para evaluar la seguridad de vida de manera más acertada.

Sin embargo, es preciso recalcar que este tipo de diseño es ampliamente utilizado para edificaciones que tienen capacidad de disipar energía mediante la deformación. Es decir, para estructuras con capacidad dúctil, lo cual no es aplicable para el tipo de estructura analizada en el presente estudio, ya que se trata de una estructura con un comportamiento sumamente frágil con poca o casi nula capacidad dúctil.

Por lo que en el presente estudio se propone un control de esfuerzos admisibles del material y un control de deformaciones, para evitar una falla frágil y por ende el colapso de los elementos.

En cuanto al reforzamiento se han propuesto 3 etapas, a manera de ir corrigiendo tipologías estructurales deficientes desde el punto de vista global y luego localizada mente.

En la primera etapa se proyecta un refuerzo mediante una viga cabeza de muro que debe ubicarse en la parte superior de los muros de manera perimetral con dos objetivos básicos uno es garantizar una adecuada conexión entre el sistema de cubiertas y los muros y otro es generar una especie de anillo superior perimetral que ayude a controlar deformaciones, conjuntamente con el aporte del sistema de cubiertas.

La segunda etapa propone mejorar la capacidad admisible del material del que están conformados los muros como es el adobe mediante el uso de inyecciones de pasta con barro líquido o mediante el uso de fibras vegetales que garanticen un mejoramiento de la capacidad admisible del material de 2.5 t/m² a 10t/m². Esto debe ser validado y adecuadamente sustentado mediante ensayos y análisis de laboratorio a fin de garantizar lo propuesto.

Finalmente, en la tercera etapa, se propone una intervención drástica con enchapes, es decir recubrimientos completos de hormigón pobre con malla electro-soldada, siendo esta última etapa en la que finalmente se logra un control total de las deformaciones.

7.2 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI318-08. (2008). Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural. *American Concrete Institute*. Washington D.C.

Aguiar, R. (2015). *Espectros de control para ciudad de Quito-Ecuador*. Barcelona, España: CIMNE.

Aguilar, J., Gonzalez, R., & Gómez, M. (2014). Análisis de vulnerabilidad de estructuras de adobe en Chiapas y alternativas para su reparación. *Research Gate*.

- AIS. (s.f.). *Manual para la rehabilitación de viviendas construidas*. Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Presidencia de la República Red de Solidaridad Social.
- Arroyo, R., Sánchez, S., & Catalán, P. (Junio de 2013). Caracterización experimental de las propiedades mecánicas de la mampostería de adobe del sur de México. *Ingeniería Revista Académica*, 17, 167-177. Obtenido de <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=46730914001>
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). (1997). Manual de Construcción Sismo Resistente de Viviendas en Bahareque Encementado. *FOREC*, 1-70. Obtenido de <http://www.asosismica.org>
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). (1997). Manual para la Rehabilitación de Viviendas Construidas en Adobe y Tapia Pisada. *FOREC*, 1-90. Obtenido de <http://www.asosismica.org>
- Blondet, M., García, G. V., & Brzev, S. (Abril de 2003). Construcciones de Adobe Resistentes a los Terremotos. *Enciclopedia Mundial de la Vivienda*, 5-23. Obtenido de www.world-housing.net
- Boletín INVI. (s.f.). Las construcciones en Tierra en Ecuador. Innovaciones Tecnológicas. *Boletín INVI*, 18-25.
- Bonilla, J. L., & Ramos, J. C. (2013). Investigación de un sistema estructural alternativo basado en el reforzamiento de paredes de adobe. (Tesis de pregrado), Escuela Politecnica Nacional. Obtenido de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/6892>
- Cabrera, T., & Plaza, R. (2014). Propuesta de rehabilitación estructural constructiva para la vivienda de la familia Plaza Aveldaño. (Tesis de pregrado), Universidad de Cuenca. Obtenido de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/19874>
- Casanovas, X., & Díaz, C. (2007). *Arquitectura Tradicional Mediterránea - Rehabilitación*. Barcelona, España: RehabiMed.
- Computers and Structures, Inc. . (2015). Structural Analysis Program (SAP 2000). *CSI*.
- De Sensi, B. (2003). Terracruda, La Diffusione Dell'architettura Di Terra. *Soil, Dissemination of Earth Architecture*.

- González , R., Aguilar, J., & Gómez, C. (Junio de 2014). Análisis de vulnerabilidad de estructuras de adobe en Chiapas y alternativas para su reparación. 2-32. Obtenido de <https://www.researchgate.net/publication/263219841>
- Houben, H., & Guillaud, H. (1994). *Earth construction - A comprehensive guide*. London U.K.: ITDG Publishing.
- Hurtado, P. (2009). La restauración de edificios construidos con tierra en zonas sísmicas: la experiencia peruana. *BIA*, 99-114. Obtenido de http://oa.upm.es/4792/2/HURTADO_ART_2009_01.pdf
- Instituto Nacional de Cultura y Patrimonio. (2014). Executive Summary State of Conservation of the City of Quito. *World Heritage 38 COM*. Retrieved from https://es.wikipedia.org/wiki/Quito#cite_note-state-11
- Junta del Acuerdo de Cartagena. (1984). *Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino*. Lima, Perú.
- López , F. (2013). La construcción tradicional en Ambato-Ecuador, a finales del siglo XIX y principios del XX. La piedra Pishilata. *Octavo Congreso Nacional de Historia de la Construcción*. Madrid: Instituto Juan de Herrera, Madrid.
- López, C., Ruiz, D., Jérez, S., Quiroga, P., Uribe, J., & Muñoz, E. (2007). Rehabilitación sísmica de muros de adobe de edificaciones monumentales mediante tensores de acero. *APUNTES*, 20, 304-317. Obtenido de <http://revistas.javeriana.edu.co/index.php/revApuntesArq/article/viewFile/8983/7282>
- López, F. S. (2013). La construcción tradicional en Ambato - Ecuador, a finales del siglo XIX y principios del XX. La piedra Pishilata. *Actas del Octavo Congreso Nacional de Historia de la Construcción. Madrid*, 573-580. Obtenido de http://oa.upm.es/21373/1/Doc._Archivo_Digital_UPM_web.pdf
- López, J., Oller, S., & Oñate, E. (1998). *Cálculo del Comportamiento de la Mampostería Mediante Elementos Finitos*. Barcelona, España: CIMNE.
- Manitio, G. J., & Vásquez, S. B. (2013). Estudio de Vulnerabilidad y Reforzamiento Estructural de un Inmueble Patrimonial del Distrito Metropolitano de Quito. (Tesis de pregrado), Escuela Politécnica Nacional. Obtenido de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/6738>

- Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2013). Proyecto de intervención estructural de construcciones de tierra. *NTM 002*, 7-42. Obtenido de http://provedorestecnicos.minvu.cl/wp-content/uploads/Norma-Tecnica-Minvu_002.pdf
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2013). Proyecto de Actualización de la Norma E.080 Adobe Ayuda Memoria. *Dirección Nacional de Construcción*, 1-39. Obtenido de http://bioconstrupedia.org/images/1/1d/Normativa_E080_construccion_con_tierra,_Per%C3%BA.pdf
- NCh 3332. (2013). *Estructuras - Intervención de construcciones patrimoniales de tierra cruda - Requisitos del proyecto estructural*. Santiago de Chile: Instituto Nacional de Normalización - INN.
- Norma Chilena. (2013). Estructuras - Intervención de Construcciones Patrimoniales de Tierra Cruda - Requisitos del Proyecto Estructural. *NCh3332:2013*, 1-17.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (Diciembre de 2014). Cargas (No sísmicas). *NEC-SE-CG*.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (Diciembre de 2014). Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente. *NEC-SE-DS*.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (Diciembre de 2014). Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras. *NEC-SE-RE*.
- Norma Peruana. (Mayo de 2006). Norma E.080. *El Peruano*, 310-316.
- NTE E.080. (2000). *Norma Técnica de Edificación NTE E.080 - ADOBE*. Lima - Perú: Reglamento Nacional de Construcciones.
- NTM 002. (2013). *Proyecto de intervención estructural de construcciones de tierra*. Norma Técnica MINVU.
- Orta, B., Adell, J. M., Bustamante, R., García, A., & Vega, S. (julio de 2009). Ensayo en Lima (Perú) de edificio de adobe sismorresistente construido con el sistema de albañilería integral. *Informes de la Construcción*, 61, 515, 59-65. Obtenido de <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion/article/viewFile/785/870>

- Peña, F. (January de 2010). Estrategias para el modelado y el análisis sísmico de estructuras históricas. *Revista de Ingeniería Sísmica (ResearchGate)*, 83, 43-63. Obtenido de <https://www.researchgate.net/publication/237037650>
- Reglamento Nacional de Construcciones. (2000). Norma Técnica de Edificación NTE E.080, Adobe.
- Roca, P., Cervera, M., Gariup, G., & Pela', L. (2010, Juny). Structural Analysis of Masonry Historical Constructions. Classical and Advanced Approaches. *ACME*, 17, 299-325. Retrieved from <http://cervera.rmee.upc.edu/papers/2010-ACME-Historical.pdf>
- Rodríguez, M., & Torres, F. (2006). *Dimensionamiento de una Minicentral Hidroeléctrica*. Bucaramanga.
- Sánchez, M. I. (2013). Vulnerabilidad sísmica de construcciones patrimoniales históricas de mampostería en Chile: Aplicación a los torreones españoles de Valdivia. (Tesis de pregrado), Universidad Austral de Chile. Obtenido de <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2014/bmf cip659p/doc/bmf cip659p.pdf>
- Tolles, E. L., Kimbro, E. E., Webster, F. A., & Ginell, W. S. (2000). Seismic Stabilization of Historic Adobe Structures. *GCI Scientific Program Reports*, 1-158. Retrieved from https://www.getty.edu/conservation/publications_resources/pdf_publications/pdf/seismicstabilization.pdf
- Torrealva, D. (Junio de 2003). Caracterización de daños en construcciones de adobe. *Pontificia Universidad Católica del Perú*, 3-42. Obtenido de http://www.gerdipac.com.pe/Segun%20PUCP%20Caracterizacion_danos.pdf
- Vargas, J., Blondet, M., & Iwaki, C. (2013). La intervención del patrimonio edificado en tierra en áreas sísmicas y las cartas de conservación. *digitAR*, 1, 53-61. Obtenido de <http://iduc.uc.pt/index.php/digital/article/view/1418>
- Yamín, L. E., Phillips, C., Reyes, J. C., & Ruiz, D. (2007). Estudios de vulnerabilidad sísmica, rehabilitación y refuerzo de casas en adobe y tapia pisada. *Apuntes*, 20, 286-303. Obtenido de <http://revistas.javeriana.edu.co/index.php/revApuntesArq/article/viewFile/8984/7283>

Yépez, F. (1996). *Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras aplicando técnicas de simulación*. Cataluña: Tesis para optar el grado de Doctor. Universidad Politécnica de Cataluña.



PROYECTO:	UBICACIÓN: Olmedo entre Cuenca y Benalcázar
MANZANA SIMÓN BOLÍVAR	CLAVE CATASTRAL: 40001 18 002 000 000 000
	NÚMERO DE PREDIO: 130597

CONSULTOR: Arq. Luis López López	COLABORADORES: Arq. Emilio López Herrera Arq. Santiago Camacho Aguirre Arq. Camila Niama Pontim
--	---

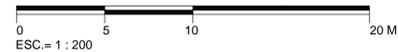
CONTIENE:	ACTUALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTO IMPLANTACIÓN
------------------	--

PLANOS DE LEVANTAMIENTO	FECHA: OCTUBRE 2015	COD:	LÁMINA: L 1 / 11
DIBUJO: López y López Arquitectos Juan Carlos Arias	ESCALA: ESC 1:200		

APROBACIÓN:



ACTUALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTO - IMPLANTACIÓN - MANZANA SIMÓN BOLÍVAR





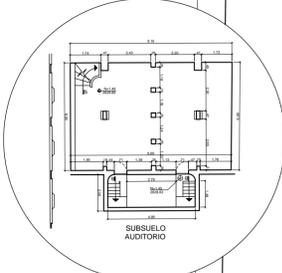
PROYECTO:	UBICACIÓN: Olmedo entre Cuenca y Benalcázar
MANZANA SIMÓN BOLÍVAR	CLAVE CATASTRAL: 40001 18 002 000 000 000
	NÚMERO DE PREDIO: 130597

CONSULTOR: Arq. Luis López López <small>PHD 2012 1000000-0</small>	COLABORADORES: Arq. Emilio López Herrera Arq. Santiago Camacho Aguirre Arq. Camila Niama Pontim
---	---

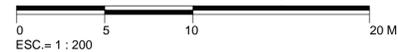
CONTIENE:	ACTUALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTO PLANTA DE BAJA NIVELES: N+0.10; N+0.58; N+1.60
------------------	--

PLANOS DE LEVANTAMIENTO	FECHA: OCTUBRE 2015	COD:	LÁMINA: L 2 / 11
DIBUJO: López y López Arquitectos Juan Carlos Arias	ESCALA: ESC 1:200		

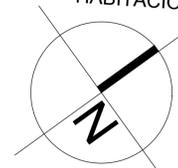
APROBACIÓN:



ACTUALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTO - PLANTA BAJA NIVELES +0.10;+0.58;+1.60 - MANZANA SIMÓN BOLIVAR



EL PORTÓN PROPIEDAD
PARTICULAR CONJUNTO
HABITACIÓN



ARQ. BERNARDO ROSERO MONCAYO
GERENTE PROYECTO CHD



PROYECTO:	UBICACIÓN: Olmedo entre Cuenca y Benalcázar
MANZANA SIMÓN BOLÍVAR	CLAVE CATASTRAL: 40001 18 002 000 000 000
	NÚMERO DE PREDIO: 130597

CONSULTOR: Arq. Luis López López P. 011 2772 1000000-0	COLABORADORES: Arq. Emilio López Herrera Arq. Santiago Camacho Aguirre Arq. Camila Niama Portin
---	---

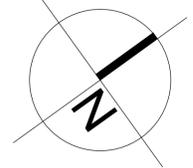
CONTIENE: ACTUALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTO
PLANTA ALTA 1 NIVELES +4.33; +4.76; +6.50; +7.17

PLANOS DE LEVANTAMIENTO	FECHA: OCTUBRE 2015	COD:	LÁMINA: L 3 / 11
DIBUJO: López y López Arquitectos Juan Carlos Arias	ESCALA: ESC 1:200		

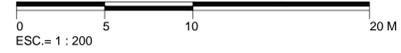
APROBACIÓN:



PROPIEDAD PARTICULAR
EL PORTÓN PROPIEDAD PARTICULAR CONJUNTO HABITACION



ACTUALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTO - PLANTA ALTA 1 NIVELES +4.33; +4.76; +6.50; +7.17 - MANZANA SIMÓN BOLÍVAR





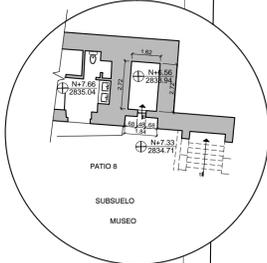
PROYECTO:	UBICACIÓN: Olmedo entre Cuenca y Benalcázar
MANZANA SIMÓN BOLÍVAR	CLAVE CATASTRAL: 40001 18 002 000 000 000
	NÚMERO DE PREDIO: 130597

CONSULTOR: Arq. Luis López López <small>F 012 0172 10000000-0</small>	COLABORADORES: Arq. Emilio López Herrera Arq. Santiago Camacho Aguirre Arq. Camila Niama Pontim
--	---

CONTIENE:	ACTUALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTO PLANTA ALTA 2 NIVELES: +8.16; +8.50
------------------	---

PLANOS DE LEVANTAMIENTO	FECHA: OCTUBRE 2015	COD:	LÁMINA: L 4 /11
DIBUJO: López y López Arquitectos Juan Carlos Arias	ESCALA: ESC 1:200		

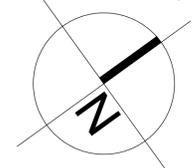
APROBACIÓN:



ACTUALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTO - PLANTA ALTA 2 +8.16; 8.50 - MANZANA SIMÓN BOLÍVAR



EL PORTÓN PROPIEDAD
PARTICULAR CONJUNTO
HABITACIÓN



ARQ. BERNARDO ROSERO MONCAYO
GERENTE PROYECTO CHD



PROYECTO:	UBICACIÓN: Olmedo entre Cuenca y Benalcázar
MANZANA SIMÓN BOLÍVAR	CLAVE CATASTRAL: 40001 18 002 000 000 000
	NÚMERO DE PREDIO: 130597

CONSULTOR: Arq. Luis López López R.C. 11.772.1000000-0	COLABORADORES: Arq. Emilio López Herrera Arq. Santiago Camacho Aguirre Arq. Camila Niama Pontim
---	---

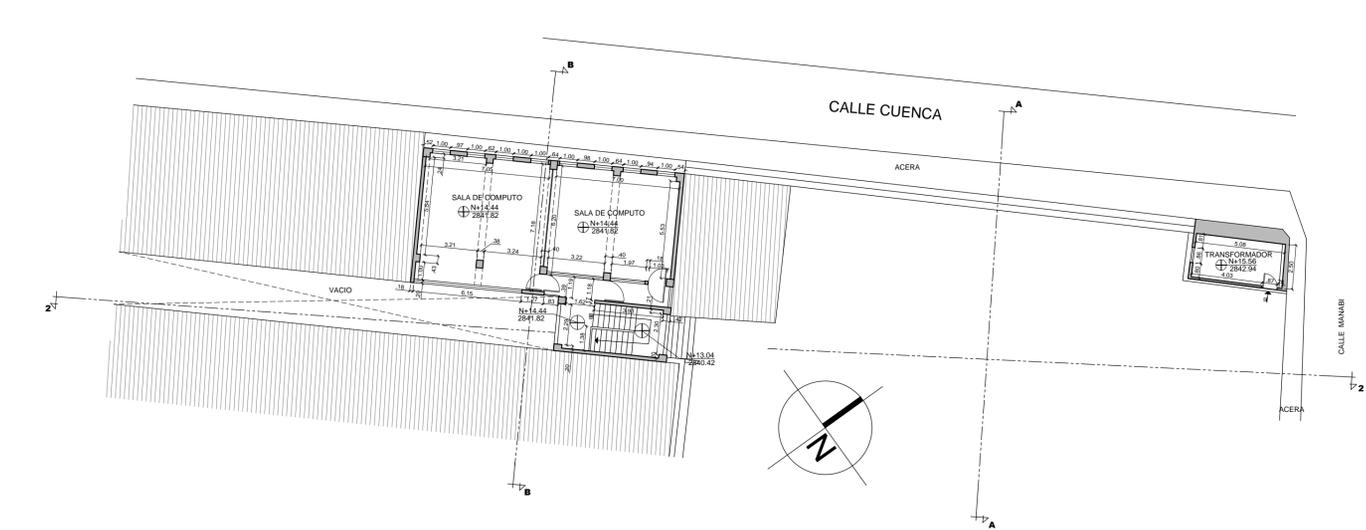
CONTIENE:
ACTUALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTO
PLANTA ALTA 4 NIVELES: +14.44; +15.16
PLANTA ALTA 3 NIVELES: +10.00; +11.59
CUADRO DE ÁREAS

PLANOS DE LEVANTAMIENTO	FECHA: OCTUBRE 2015	COD:	LÁMINA: L 5 / 11
DIBUJO: López y López Arquitectos Juan Carlos Arias	ESCALA: ESC 1:200		

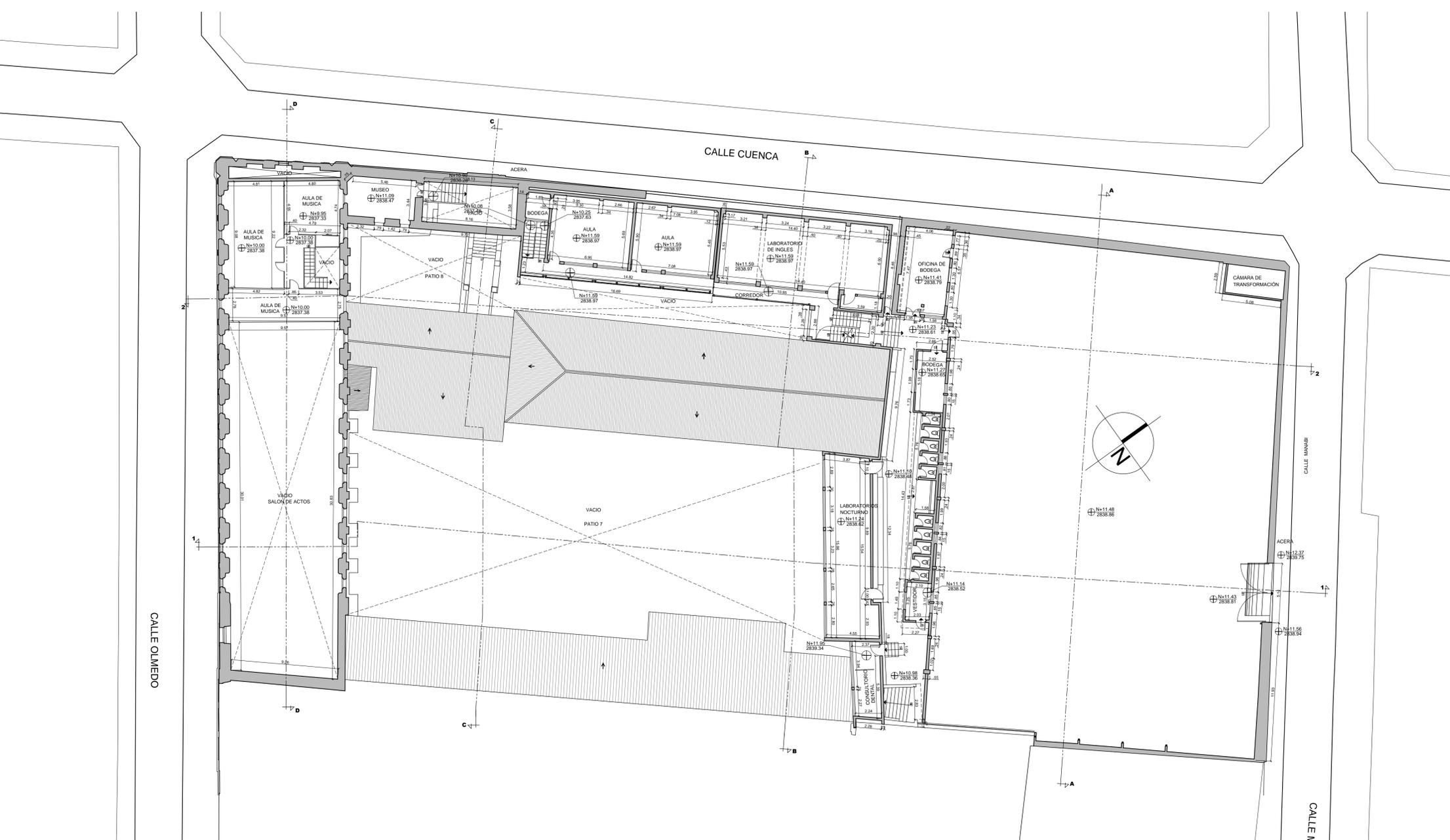
APROBACIÓN:

CUADRO DE ÁREAS COLEGIO SIMÓN BOLÍVAR		
BLOQUE No. 4		
97	AULA DE MÚSICA	10 27.73
98	AULA DE MÚSICA	10 46.46
99	AULA DE MÚSICA	9.95 22.78
100	MUSEO	11.99 21.92
101	BODEGA	14.1 4.63
102	AULA	14.1 39.72
103	AULA	14.1 40.12
104	LABORATORIO DE INGLÉS	14.1 86.03
105	OFICINA DE BODEGA	11.41 31.92
106	BODEGAS	11.93 43.35
107	BAR	11.76 38.36
108	COCINA	12.41 11.7
109	SALA	12.38 14.46
110	ESCALERA	12.38 2.62
111	BATERIAS SANITARIAS 6	11.5 25.77
112	BATERIAS SANITARIAS 7	11.5 25.42
113	CONSERVADERA	11.63 21.85
114	DESPENSA	11.63 3.06
115	BANO	11.58 2.6
116	CARPINTERIA	11.59 25.37
117	BANO	11.45 2.67
118	ENFERMERIA 1	11.45 33.45
119	ENFERMERIA 2	11.45 33
120	OFICINA DE ENFERMERIA	11.38 6.84
121	BODEGA	11.37 12.94
122	BODEGA	11.37 12.94
123	BATERIAS SANITARIAS 8	11.3 22.57
124	VESTIDOR	11.14 6.77
125	CONSULTORIO DENTAL	11.25 14.87
126	LABORATORIO NOCTURNO	11.24 62.6
127	SALA DE COMPUTO	16.94 31.54
128	SALA DE COMPUTO	16.94 43.11
129	TRANSFORMADOR	15.56 12.74
130	DORMITORIO	16.16 16.3
TOTAL AREA UTIL BLOQUE 2		874.92
TOTAL AREA CONSTRUIDA		1338.8
TOTAL AREA ABIERTA		728.66
TOTAL AREA LEVANTADA		1400.7
TOTAL AREA UTIL		4555.28
TOTAL AREA CONSTRUIDA		7341.19
TOTAL AREA ABIERTA		1934.93
TOTAL AREA LEVANTADA		8579.36

CUADRO DE ÁREAS COLEGIO SIMÓN BOLÍVAR		
BLOQUE DE CUBIERTAS		
CODIGO	AREA UTIL (m2)	OBSERVACIONES
C1	645.49	
C2	17.28	
C3	114.10	
C4	3.30	
C5	173.48	
C6	141.59	
C7	33.84	
C8	270.27	
C9	84.60	
C10	139.67	
C12	28.84	
C13	51.72	
C14	10.65	
C15	87.15	
C16	1003.24	
C17	139.13	
C18	1091.72	
C19	28.75	
C20	99.17	
C21	371.53	
C22	158.22	
C23	7.99	
AREA TOTAL DE CUBIERTAS		4701.71



ACTUALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTO - PLANTA ALTA 4 +14.44; +15.16 - MANZANA SIMÓN BOLÍVAR



ACTUALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTO - PLANTA ALTA 3 +10.00; +11.59 - MANZANA SIMÓN BOLÍVAR



ARQ. BERNARDO ROSERO MONCAYO
GERENTE PROYECTO CHD



PROYECTO:	UBICACIÓN: Olmedo entre Cuenca y Benalcázar
MANZANA SIMÓN BOLÍVAR	CLAVE CATASTRAL: 40001 18 002 000 000 000
	NÚMERO DE PREDIO: 130597

CONSULTOR: Arq. Luis López López R.O.C. N° 172 18000000-0	COLABORADORES: Arq. Emilio López Herrera Arq. Santiago Camacho Aguirre Arq. Camila Niama Pontim
--	---

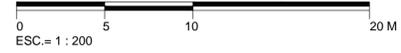
CONTIENE:	PLANTA DE CUBIERTAS
------------------	---------------------

PLANOS DE LEVANTAMIENTO	FECHA: OCTUBRE 2015	COD:	LÁMINA: L 6 / 11
DIBUJO: López y López Arquitectos Juan Carlos Arias	ESCALA: ESC 1:200		

APROBACIÓN:



ACTUALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTO - PLANTA DE CUBIERTAS - MANZANA SIMÓN BOLÍVAR





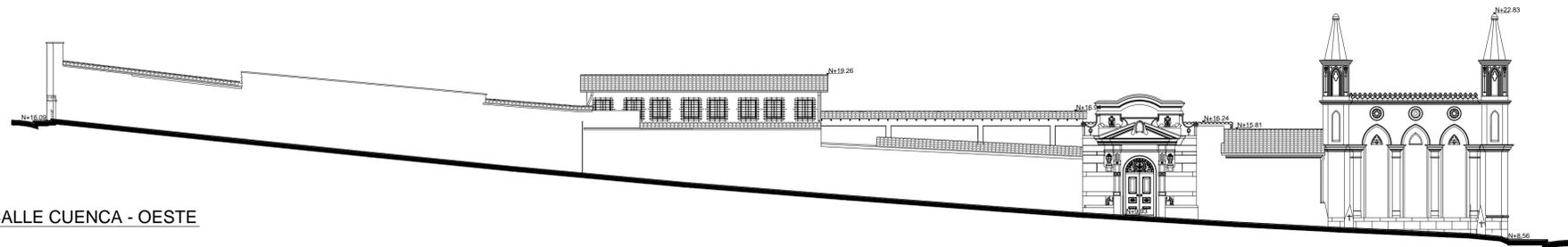
PROYECTO:	UBICACIÓN: Olmedo entre Cuenca y Benalcázar
MANZANA SIMÓN BOLÍVAR	CLAVE CATASTRAL: 40001 18 002 000 000 000
	NÚMERO DE PREDIO: 130597

CONSULTOR: Arq. Luis López López R.O. 18.772.18000000-0	COLABORADORES: Arq. Emilio López Herrera Arq. Santiago Camacho Aguirre Arq. Camila Niama Pontim
--	---

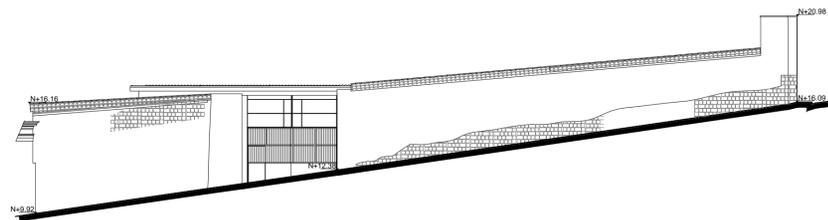
CONTIENE:
ACTUALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTO - ELEVACIONES EXTERIORES
FACHADA CALLE CUENCA - OESTE
FACHADA CALLE MANABÍ - NORTE
FACHADA CALLE BENALCÁZAR - ESTE
FACHADA CALLE OLMEDO - SUR

PLANOS DE LEVANTAMIENTO	FECHA: OCTUBRE 2015	COD:	LÁMINA: L 7 / 11
DIBUJO: López y López Arquitectos Juan Carlos Arias	ESCALA: ESC 1:200		

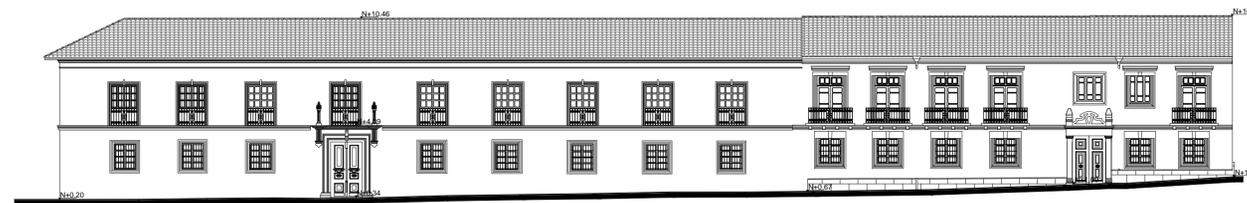
APROBACIÓN:



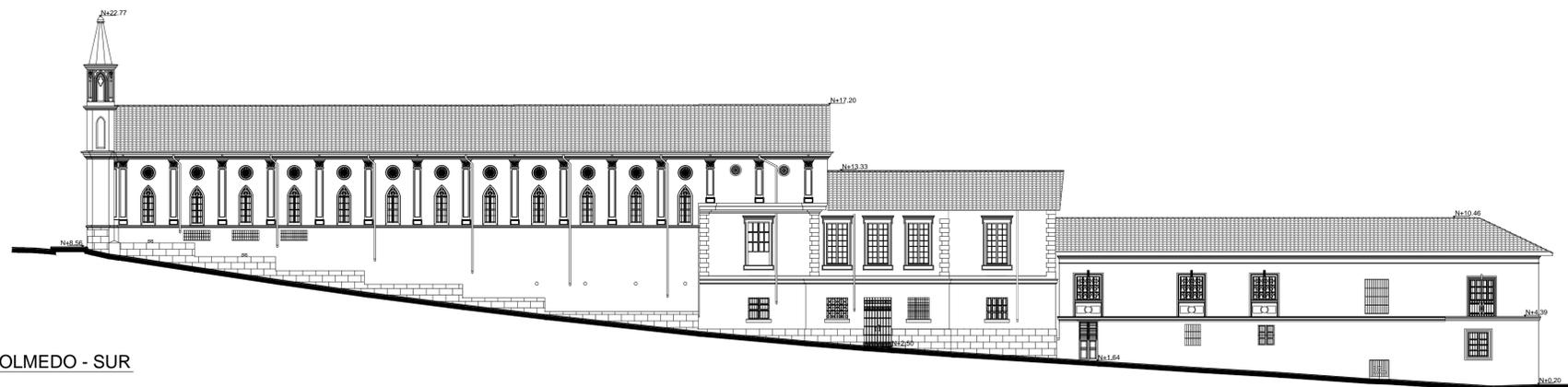
FACHADA CALLE CUENCA - OESTE



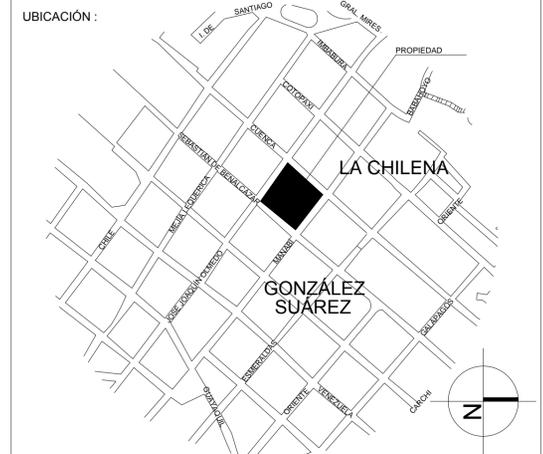
FACHADA CALLE MANABÍ - NORTE



FACHADA CALLE BENALCÁZAR - ESTE



FACHADA CALLE OLMEDO - SUR



PROYECTO:	UBICACIÓN: Olmedo entre Cuenca y Benalcázar
MANZANA SIMÓN BOLÍVAR	CLAVE CATASTRAL: 40001 18 002 000 000 000
	NÚMERO DE PREDIO: 130597

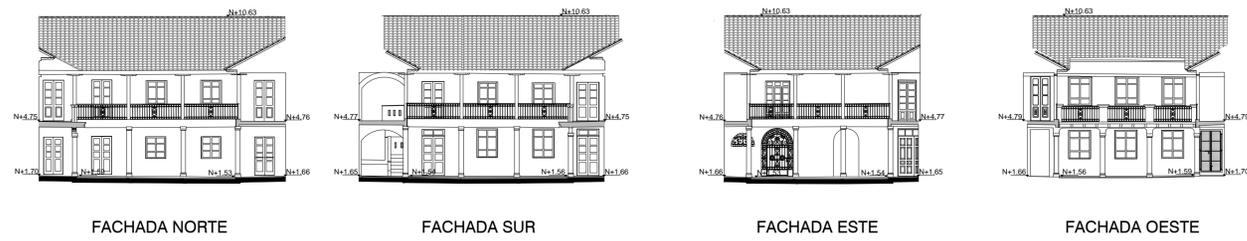
CONSULTOR : Arq. Luis López López <small>PH 01 2 772 1000000-0</small>	COLABORADORES : Arq. Emilio López Herrera Arq. Santiago Camacho Aguirre Arq. Camila Niama Pontim
---	--

CONTIENE :

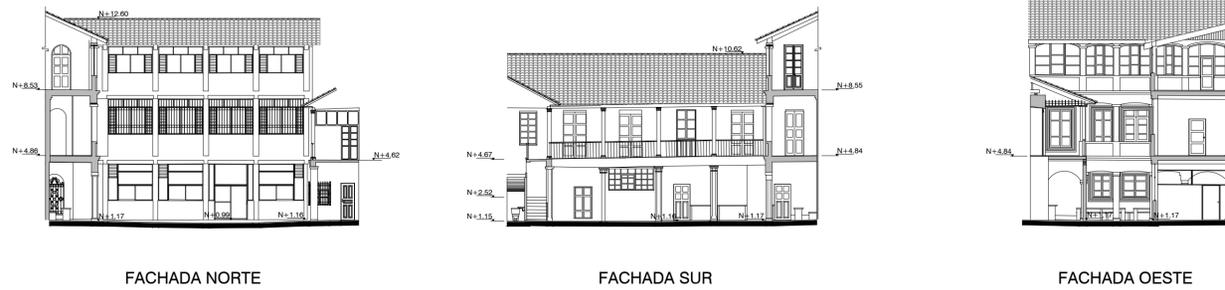
ACTUALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTO
FACHADAS PATIO 1
FACHADAS PATIO 2
FACHADAS PATIO 3
FACHADAS PATIO 4 Y 5
FACHADAS PATIO 6

PLANOS DE LEVANTAMIENTO	FECHA: OCTUBRE 2015	COD :	LÁMINA :
DIBUJO: López y López Arquitectos Juan Carlos Arias	ESCALA: ESC 1:200	L	8 /11

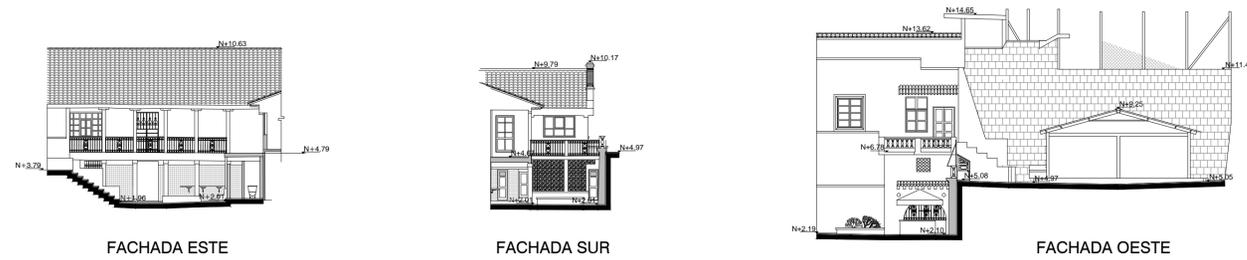
APROBACIÓN :



FACHADAS PATIO 1



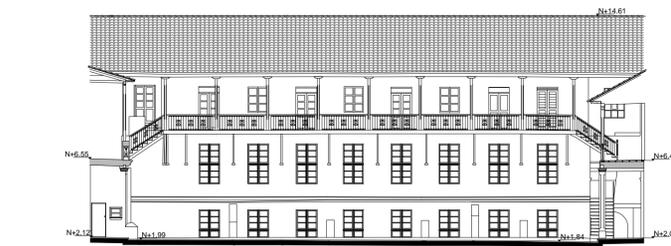
FACHADAS PATIO 2



FACHADAS PATIO 3



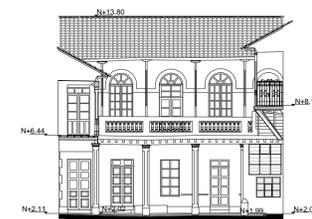
FACHADA PATIO 4 y 5



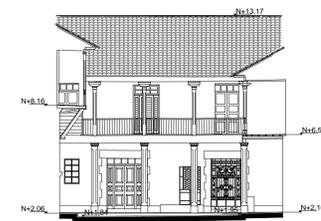
FACHADA ESTE



FACHADA OESTE

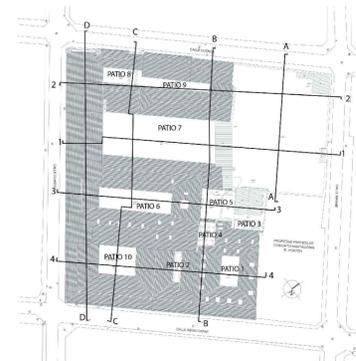


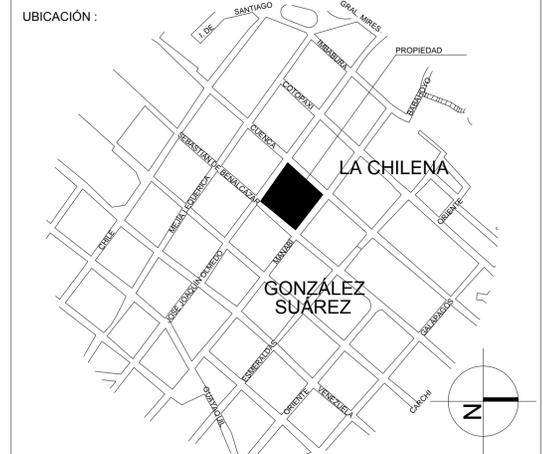
FACHADA NORTE



FACHADA SUR

FACHADAS PATIO 6





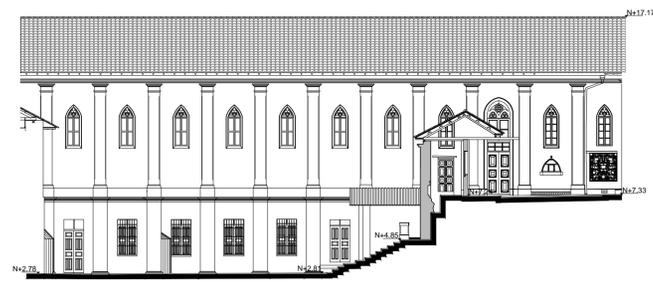
PROYECTO:	UBICACIÓN: Olmedo entre Cuenca y Benalcázar
MANZANA SIMÓN BOLÍVAR	CLAVE CATASTRAL: 40001 18 002 000 000 000
	NÚMERO DE PREDIO: 130597

CONSULTOR: Arq. Luis López López R.O.C. n.º 772 - 10000000-0	COLABORADORES: Arq. Emilio López Herrera Arq. Santiago Camacho Aguirre Arq. Camila Niama Pontim
---	---

CONTIENE:
ACTUALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTO
FACHADAS PATIO 7
FACHADAS PATIO 8
FACHADAS PATIO 10

PLANOS DE LEVANTAMIENTO	FECHA: OCTUBRE 2015	COD:	LÁMINA: L 9 / 11
DIBUJO: López y López Arquitectos Juan Carlos Arias	ESCALA: ESC 1:200		

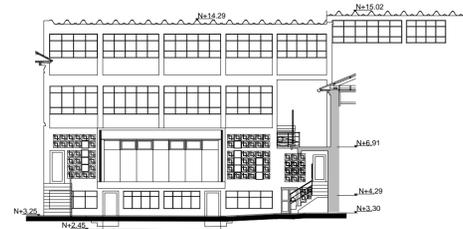
APROBACIÓN:



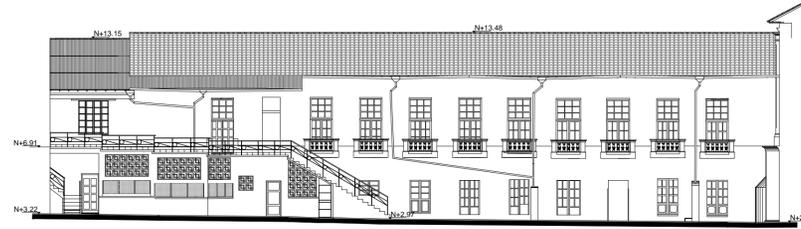
FACHADA SUR



FACHADA OESTE

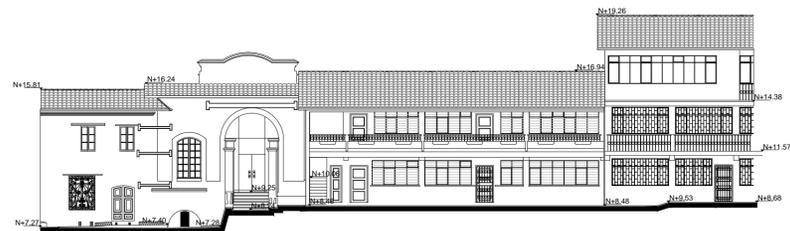


FACHADA NORTE



FACHADA ESTE

FACHADAS PATIO 7

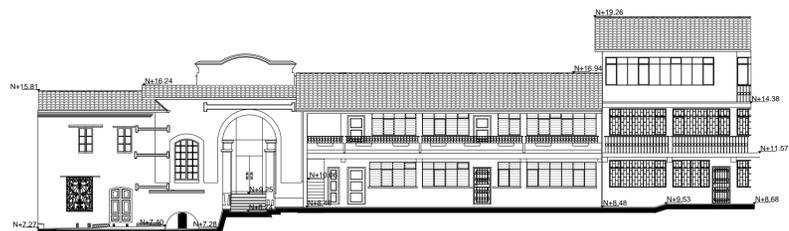


FACHADA OESTE



FACHADA OESTE

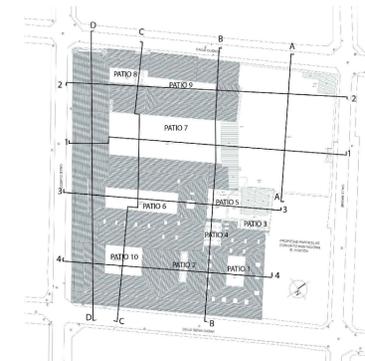
FACHADAS PATIO 8



FACHADA OESTE



FACHADA OESTE



FACHADAS PATIO 10



PROYECTO:	UBICACIÓN: Olmedo entre Cuenca y Benalcázar
MANZANA SIMÓN BOLÍVAR	CLAVE CATASTRAL: 40001 18 002 000 000 000
	NÚMERO DE PREDIO: 130597

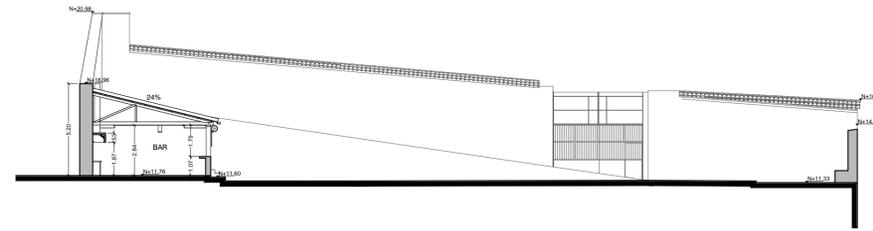
CONSULTOR:	COLABORADORES:
Arq. Luis López López R.O.C. N° 172 - 0000000-0	Arq. Emilio López Herrera Arq. Santiago Camacho Aguirre Arq. Camila Niama Pontim

CONTIENE:	ACTUALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTO - SECCIONES CORTE A-A' CORTE B-B' CORTE C-C' CORTE D-D'
------------------	--

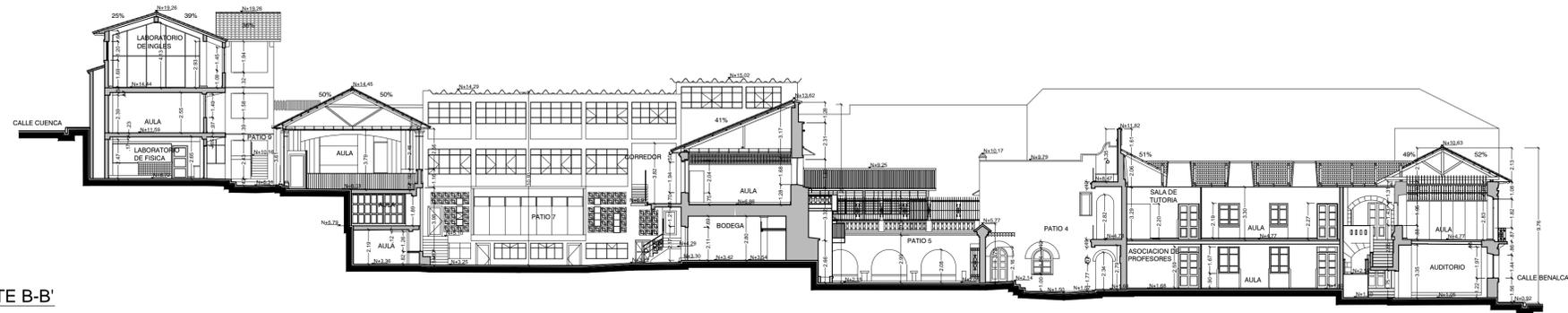
PLANOS DE LEVANTAMIENTO	FECHA: OCTUBRE 2015	COD:	LÁMINA: L 10/11
DIBUJO: López y López Arquitectos Juan Carlos Arias	ESCALA: ESC 1:200		

APROBACIÓN:

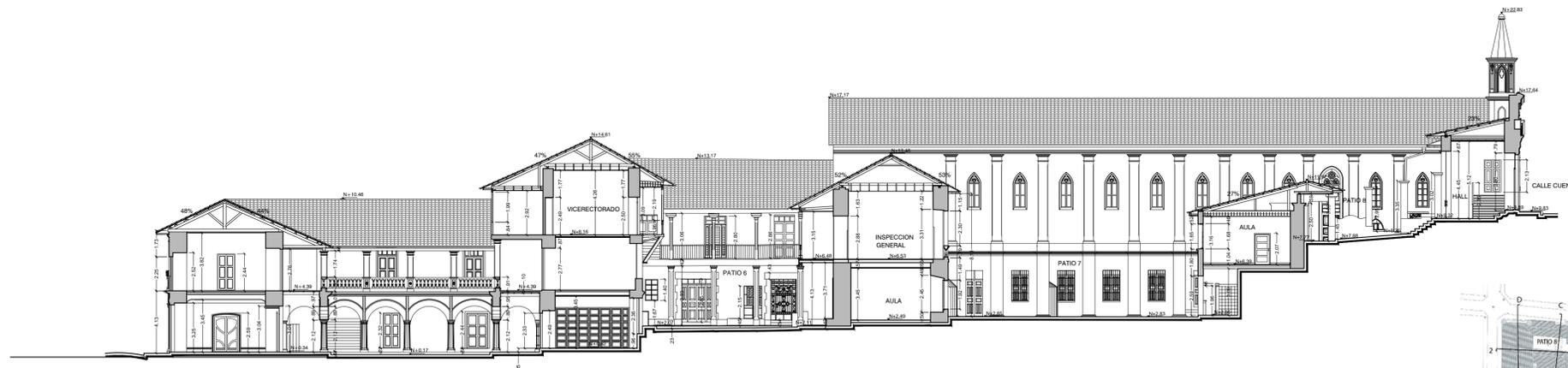
CORTE A-A'



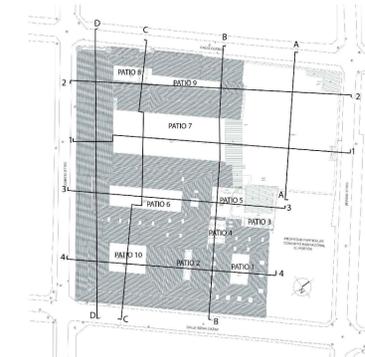
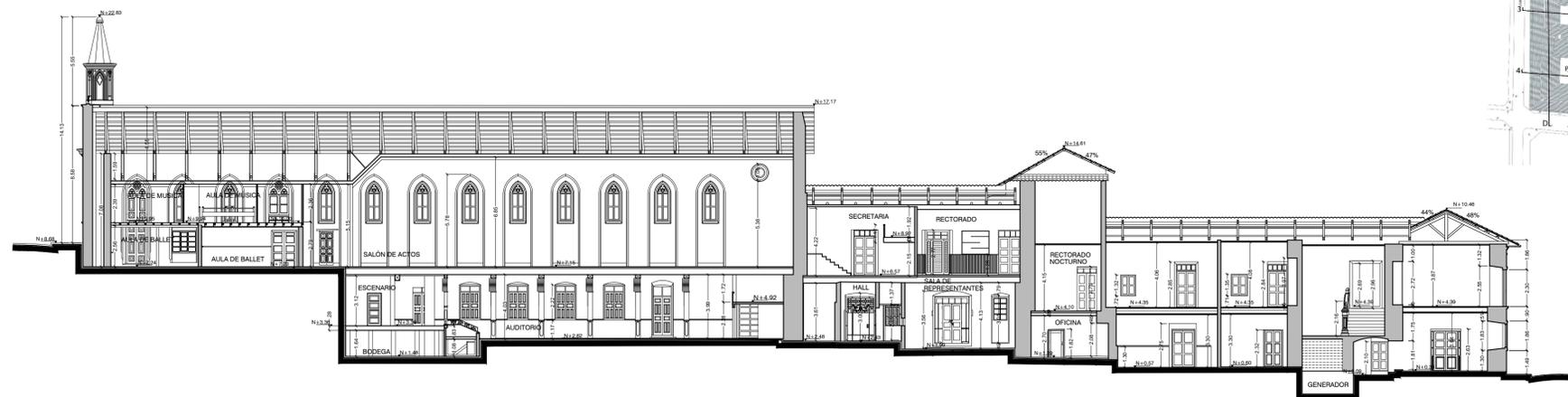
CORTE B-B'



CORTE C-C'



CORTE D-D'



ARQ. BERNARDO ROSERO MONCAYO
GERENTE PROYECTO CHD



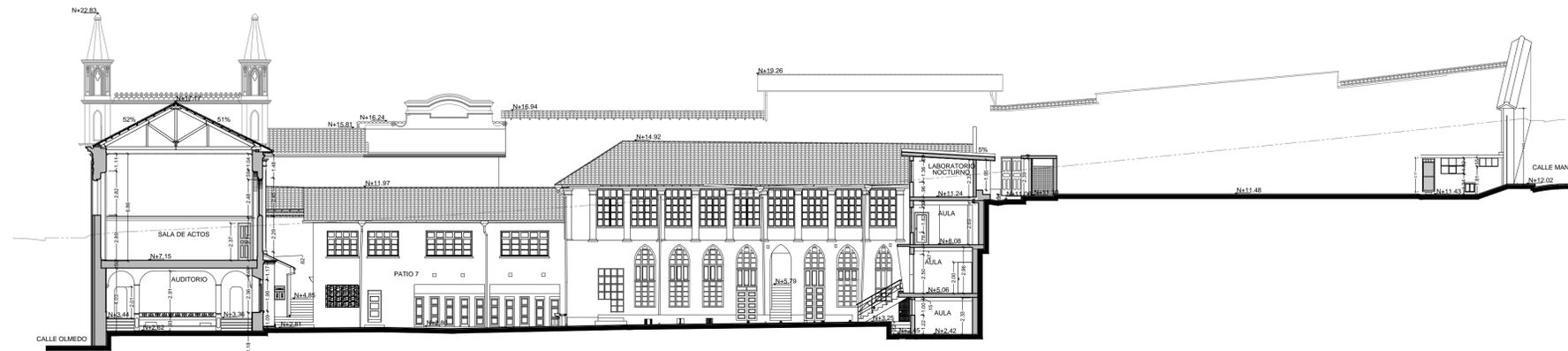
PROYECTO:	UBICACIÓN: Olmedo entre Cuenca y Benalcázar
MANZANA SIMÓN BOLÍVAR	CLAVE CATASTRAL: 40001 18 002 000 000 000
	NÚMERO DE PREDIO: 130597

CONSULTOR: Arq. Luis López López <small>Prof. 18.772.18000000-0</small>	COLABORADORES: Arq. Emilio López Herrera Arq. Santiago Camacho Aguirre Arq. Camila Niama Pontim
--	---

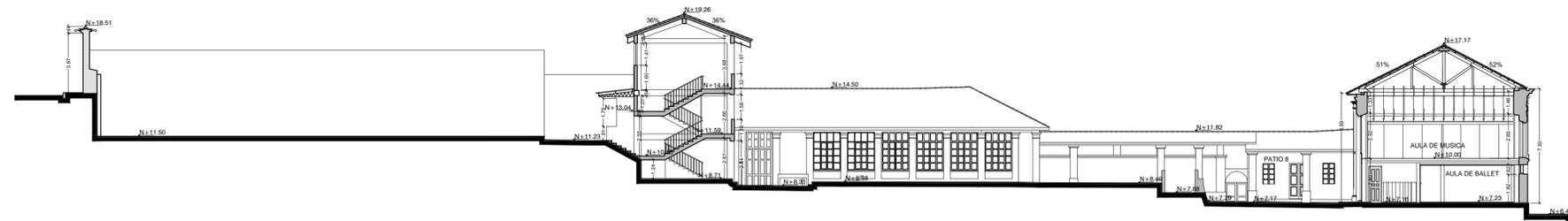
CONTIENE:
ACTUALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTO - SECCIONES
CORTE 1-1'
CORTE 2-2'
CORTE 3-3'
CORTE 4-4'

PLANOS DE LEVANTAMIENTO	FECHA: OCTUBRE 2015	COD: L	LÁMINA: 11/11
DIBUJO: López y López Arquitectos Juan Carlos Arias	ESCALA: ESC 1:200		

APROBACIÓN:



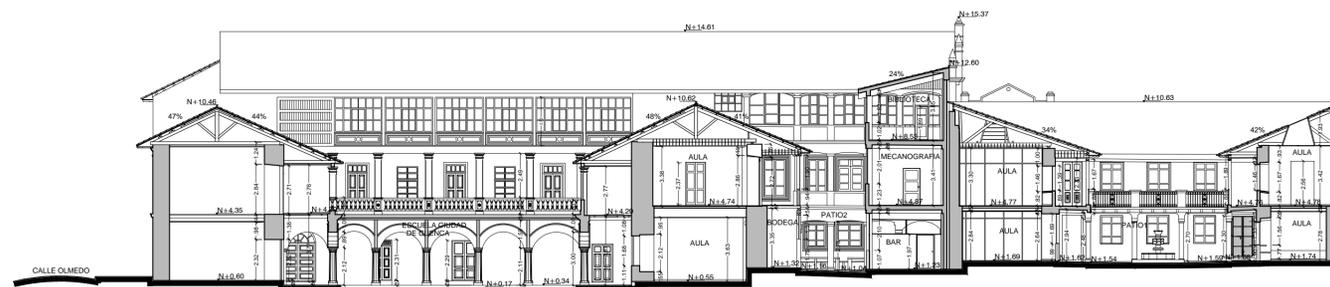
CORTE 1-1'



CORTE 2-2'



CORTE 3-3'



CORTE 4-4'

