



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA: ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD Y PROPUESTA DE
REFORZAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ANTIGUAS
MIXTAS DE HORMIGÓN-MADERA. APLICACIÓN AL CASO DE
LA UNIDAD EDUCATIVA JUAN MONTALVO EN SANGOLQUI.**

**AUTORES: CAIZA FLORES, MARCO VINICIO
GONZÁLEZ USHIÑA, CLAUDIO ANDRÉS**

DIRECTOR: ING. ZÚÑIGA GALLEGOS, JORGE OSWALDO

SANGOLQUÍ

2018



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, **“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ANTIGUAS MIXTAS DE HORMIGÓN-MADERA. APLICACIÓN AL CASO DE LA UNIDAD EDUCATIVA JUAN MONTALVO EN SANGOLQUI”** realizado por los señores: **CAIZA FLORES MARCO VINICIO** y **GONZALEZ USHÑA CLAUDIO ANDRES**, ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar a los señores, para que lo sustenten públicamente.

Sangolqui 15 de diciembre de 2017

ING. JORGE OSWALDO ZUÑIGA GALLEGOS MGS.
DIRECTOR



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

AUTORIA DE RESPONSABILIDAD

Yo, MARCO VINICIO CAIZA FLORES, con cédula de identidad N° 172221883-9, declaro que este trabajo de titulación **“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ANTIGUAS MIXTAS DE HORMIGÓN-MADERA. APLICACIÓN AL CASO DE LA UNIDAD EDUCATIVA JUAN MONTALVO EN SANGOLQUI”** ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros, considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolqui 10 de enero del 2018

MARCO VINICIO CAIZA FLORES.

CC: 1722218839



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

AUTORIA DE RESPONSABILIDAD

Yo, CLAUDIO ANDRÉS GONZÁLEZ USHIÑA, con cédula de identidad N° 172158160-9 declaro que este trabajo de titulación **“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ANTIGUAS MIXTAS DE HORMIGÓN-MADERA. APLICACIÓN AL CASO DE LA UNIDAD EDUCATIVA JUAN MONTALVO EN SANGOLQUI”** ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros, considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolqui 10 de enero del 2018

CLAUDIO ANDRÉS GONZÁLEZ USHIÑA.
CC: 1721581609



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **MARCO VINICIO CAIZA FLORES**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca virtual de la institución el presente trabajo de titulación **“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ANTIGUAS MIXTAS DE HORMIGÓN-MADERA. APLICACIÓN AL CASO DE LA UNIDAD EDUCATIVA JUAN MONTALVO EN SANGOLQUI”** cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolqui 10 de enero del 2018



MARCO VINICIO CAIZA FLORES.
CC: 1722218839



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **CLAUDIO ANDRÉS GONZÁLEZ USHIÑA**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca virtual de la institución el presente trabajo de titulación **“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ANTIGUAS MIXTAS DE HORMIGÓN-MADERA. APLICACIÓN AL CASO DE LA UNIDAD EDUCATIVA JUAN MONTALVO EN SANGOLQUI”** cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolqui 10 de enero del 2018

CLAUDIO ANDRÉS GONZÁLEZ USHIÑA.
CC: 1721581609

DEDICATORIA

A Dios como muestra de gratitud y amor, por sus bendiciones durante toda mi vida.

A mis padres, Claudio y Carmen, por su ejemplo e infinito amor para mí y por su incondicional apoyo en mis decisiones.

A mis queridas hermanas, Carito y Fer y a mi incondicional enamorada Pao.

Andrés González

Esta investigación se la dedico principalmente a mis padres Ricardo y Rosita, por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, quienes siempre me apoyaron durante todos mis estudios, sus consejos y palabras de aliento siempre estarán presentes en mí.

A mis dos hermanas Norma y Silvana, por su paciencia y confianza, esperando ser un ejemplo para ellas para que cumplan todos sus sueños.

Marco Caiza

AGRADECIMIENTO

Principalmente a Dios, que ha puesto frente a mí oportunidades y personas para aprender diariamente y formarme como una persona de bien.

A mi madre, por su ejemplo diario de valentía y rectitud, a mi padre por su amistad e incondicional apoyo, a mi hermana mayor Carito y su esposo Osquítar por su ejemplo y motivación, a mi hermana menor Fer por su alegría y compañía, a mí enamorada Pao por su compañía, palabras y apoyo en todo momento y a mis amigos y grupo de estudio durante esta etapa en la ESPE.

A mi tutor de tesis, Ing. Jorge Zúñiga por su guía para la realización de este proyecto y valiosa amistad, a mi profesor, Dr. Pablo Caiza por su apoyo y amistad, y a la Ing. Blanquita Chávez por su paciencia y voluntad para culminar satisfactoriamente este proyecto.

Andrés González

Agradezco a Dios por bendecirme y por poner en mi vida a personas maravillosas, como son mis padres y mis hermanas que sin ellos me hubiese sido imposible llegar hasta aquí.

A mi tutor el Ing. Jorge Zúñiga, por su calidad humana y por impartirme sus conocimientos, motivándome a dar lo mejor de mí.

A mis maestros por enseñarme que las cosas se consiguen en base a sacrificio, responsabilidad, trabajo duro y mucho corazón.

A grandes amigos por todas las experiencias vividas y por el apoyo incondicional.

También agradecer de manera especial a esas personas que estuvieron ahí, desde el inicio y por muchos años apoyándome en esta etapa universitaria.

Marco Caiza

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORIA DE RESPONSABILIDAD	iii
AUTORIA DE RESPONSABILIDAD	iv
AUTORIZACIÓN.....	v
AUTORIZACIÓN.....	vi
DEDICATORIA	vii
AGRADECIMIENTO	viii
ÍNDICE DE CONTENIDO	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xvii
ÍNDICE DE TABLAS	xxvi
RESUMEN.....	xxx
ABSTRACT.....	xxxii
CAPÍTULO 1	1
GENERALIDADES	1
1.1. Introducción	1
1.2. Antecedentes.....	2
1.3. Planteamiento del problema	3
1.4. Justificación e importancia.....	4
1.5. Objetivos.....	6
1.5.1. Objetivo General	6
1.5.2. Objetivos Específicos.....	6
CAPÍTULO 2.....	7
FUNDAMENTO TEÓRICO	7
2.1. Riesgos y Vulnerabilidad.....	7

2.1.1. Riesgo sísmico	7
2.1.1.1. Sismicidad Histórica y su efecto en estructuras antiguas.....	8
2.1.1.2. Zonificación sísmica	9
2.1.2. Riesgo volcánico.....	10
2.2. Estructuras antiguas mixtas	11
2.1.1. Configuración arquitectónica	12
2.1.1.1. Arquitectura colonial y republicana en Sangolquí.....	12
2.2.2. Técnicas de construcción	14
2.2.2.1. Columnas	14
2.2.2.1.1. Condición de carga de una columna	15
2.2.2.2. Muros	15
2.2.2.2.1. Fuerzas actuantes en los muros.....	15
2.2.2.2.2. Clasificación de los muros de mampostería	16
2.2.2.2.3. Modo de falla de los muros de mampostería.....	17
2.2.2.3. Vigas	18
2.2.2.4. Entrepisos y techos	19
2.2.2.4.1. Techos inclinados	19
2.2.2.5. Cimentación	20
2.2.2.5.1. Cimentaciones elásticas (spring).....	22
2.2.2.5.2. Modo de falla de las cimentaciones.....	22
2.2.3. Materiales de construcción	23
2.2.3.1. Mortero.....	23
2.2.3.2. Mampostería	24
2.2.3.2.1. Modos de falla de mampostería ante carga vertical	25
2.2.3.2.2. Propiedades mecánicas de la mampostería	26
2.2.3.3. Madera	27
2.2.3.3.1. Acuerdo de Cartagena para los países andinos.....	27
2.2.3.4. Hormigón Armado	29
2.2.3.4.1. Factores de reducción de resistencia	29
2.2.3.4.2. Propiedades mecánicas del hormigón armado.....	30
2.2.3.4.3. Inercia de las secciones agrietadas.....	32
2.3. Geotecnia y ensayos no destructivos en edificaciones antiguas.....	33

2.3.1. Esclerómetro: resistencia de los elementos hormigón.....	33
2.3.2. Refracción sísmica: Geotecnia	36
2.3.2.1. Ondas de compresión (Ondas P).....	37
2.3.2.2. Ondas de corte (Ondas S)	37
2.3.2.3. Método multicanal de ondas superficiales (MASW)	38
2.3.2.4. Procesamiento de datos “SEISIMAGER- ES 3000”	38
2.3.3. Pachómetro: Acero de refuerzo en los elementos de hormigón	39
2.3.4. Acelerómetros: Propiedades dinámicas de la estructura.....	39
2.3.4.1. Ensayo de vibración ambiental.....	40
2.3.4.2. Sensores de aceleración	40
2.3.4.3. Registro, tratamiento y análisis de señales.	41
2.3.4.3.1. Señales.....	41
2.3.4.3.2. Análisis espectral de señales.....	42
2.3.4.3.3. Corrección de señales	42
2.3.4.3.4. Filtrado de señales	43
2.3.4.3.5. Análisis de Fourier	44
2.3.4.4. Resumen para el cálculo de las propiedades dinámicas.....	47
2.3.4.5. SeismoSignal: Software para el procesamiento de señales	49
2.3.5. Higrómetro: Humedad Vs resistencia de la madera	51
2.4. Estudio de Vulnerabilidad.....	52
2.4.1. Vulnerabilidad en estructuras antiguas	53
2.4.2. Metodologías para el cálculo de vulnerabilidad sísmica	53
2.4.3. Metodología Italiana: Índice de vulnerabilidad	54
2.4.3.1. Parámetros para levantar del índice de vulnerabilidad.....	54
2.4.3.1.1. Tipo y organización del sistema resistente	54
2.4.3.1.2. Calidad del sistema resistente	55
2.4.3.1.3. Resistencia convencional	56
2.4.3.1.4. Posición del edificio y de la cimentación	58
2.4.3.1.5. Diafragmas Horizontales	59
2.4.3.1.6. Configuración en planta.....	59
2.4.3.1.7. Configuración en elevación.....	60
2.4.3.1.8. Espaciamiento máximo entre muros.....	61

2.4.3.1.9. Tipo de Cubierta	62
2.4.3.1.10. Elementos no estructurales	63
2.4.3.1.11. Estado de conservación.....	64
2.4.3.2. Cuantificación del índice de vulnerabilidad	64
2.5. Análisis estructural y modelo analítico digital	66
2.5.1. Análisis estructural de edificaciones antiguas.....	66
2.5.2. Tipos de análisis estructural	67
2.5.2.1. Filosofía de diseño sismoresistente	67
2.5.2.1.1. Fuerzas sísmicas.....	68
2.5.2.1.2. Zonas sísmicas.....	68
2.5.2.1.3. Tipología del suelo, coeficientes F_a , F_d , F_s	69
2.5.2.1.4. Espectro elástico de diseño	72
2.5.2.1.5. Coeficiente de importancia estructural “I”	74
2.5.2.1.6. Irregularidad en planta y en elevación	76
2.5.2.1.7. Factor de reducción de resistencia sísmica.....	77
2.5.2.1.8. Cortante Basal.....	78
2.5.2.1.9. Ajuste del cortante basal	79
2.5.2.1.9. Límites de derivas de piso permisibles	79
2.5.2.2. Análisis lineal estático	80
2.5.2.3. Análisis Modal espectral.....	80
2.5.2.4. Análisis paso a paso en el tiempo	81
2.5.2.4.1. Acelerograma para el análisis.....	81
2.5.2.4.2. Escalamiento de registros sísmicos.....	81
2.6. Reforzamiento de estructuras antiguas	82
2.6.1. Tipos de reforzamiento en estructuras antiguas	83
2.6.1.1. Inyecciones de lechadas:	83
2.6.1.2. Enchape con geomalla o malla electrosoldada	84
2.6.1.2.1. Enchapado global de la estructura	84
2.6.1.2.2. Enchapado simulando pórticos.....	85
CAPÍTULO 3.....	86
CARACTERIZACIÓN DE LA EDIFICACIÓN DE ESTUDIO.....	86

3.1. Ubicación Geográfica	86
3.2. Antecedentes constructivos de la UEJM	87
3.3. Topografía y reconocimiento de la estructura	89
3.4. Descripción estructural	92
3.4.1. Descripción estructural: Bloque 1A	92
3.4.2. Descripción estructural: Bloque 1B	94
3.4.3. Descripción estructural: Bloque 1C.....	95
3.5. Riesgos	96
3.5.1. Riesgo Sísmico	96
3.5.1.1. Sismo de 1938	97
3.5.2. Riesgo Volcánico	98
3.6. Geotecnia: ensayo de sísmica de refracción.....	99
3.6.1. Procedimiento del ensayo.....	100
3.6.2. Resultados.....	101
3.7. Ensayos no destructivos.....	104
3.7.1. Esclerómetro: Resistencia de los elementos Hormigón.....	104
3.7.1.1. Procedimiento del ensayo	105
3.7.1.2. Resultados	107
3.7.2. Pachómetro: Acero de refuerzo en los elementos de hormigón	108
3.7.2.1. Procedimiento del ensayo	109
3.7.2.2. Resultados	111
3.7.3. Acelerómetros: Propiedades dinámicas de la estructura	114
3.7.3.1. Ubicación del Equipo.....	115
3.7.3.2. Procedimiento del ensayo	118
3.7.3.3. Registro, corrección y filtrado de señales.....	120
3.7.3.5. Resultados	122
3.7.4. Higrómetro: Resistencia Vs humedad de la madera.....	123
3.7.4.1. Procedimiento del ensayo	124
3.7.4.2. Resultados	124
3.8. Materiales y Cargas para el diseño del modelo analítico	126

3.8.1. Resumen de las propiedades mecánicas de los materiales	126
3.8.2. Análisis de cargas.....	127
3.8.2.1. Cargas Verticales.....	127
3.8.2.1.1. Carga Muerta.....	127
3.8.2.1.2. Carga viva.....	129
3.8.2.2. Cargas laterales	129
3.8.2.2.1. Resumen del diseño sismoresistente	129
3.8.2.2.2. Cargas laterales: análisis estático	131
3.8.2.2.3. Cargas laterales: análisis dinámico	131
CAPÍTULO 4.....	134
VULNERABILIDAD Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA UEJM	134
4.1. Método de Benedetti Petrini (Metodología Italiana)-Bloque 1	134
4.1.1. Parámetros para el cálculo del índice de vulnerabilidad	134
4.1.1.1. Tipo y organización del sistema resistente.....	135
4.2.1.2. Calidad del sistema resistente	136
4.2.1.3. Resistencia Convencional	136
4.2.1.4. Posición del edificio y cimentación	138
4.2.1.5. Diafragmas Horizontales	139
4.2.1.6. Configuración en planta	141
4.2.1.7. Configuración en elevación	141
4.2.1.8. Espaciamiento máximo entre muros	143
4.2.1.9. Tipo de cubierta.....	144
4.2.1.10. Elementos no estructurales.....	145
4.2.1.11. Estado de conservación	145
4.2.2. Resultado: Vulnerabilidad Sísmica en la UEJM.....	147
4.3. Modelo digital en SAP 2000	148
4.3.1. Introducción	148
4.3.2. Geometría: De AutoCAD a SAP 2000	148
4.3.3. Ingreso de Materiales	150
4.3.4. Ingreso de secciones.....	152
4.3.4.1. Elementos tipo área	152

4.3.4.2. Elementos tipo Frame	156
4.3.4.2.1. Ingreso de inercia de secciones agrietadas.....	157
4.3.5. Discretización de los elementos tipo área.....	159
4.3.6. Conexión muro – viga.....	161
4.3.6.1. Herramienta “Constrains”, para conexión viga-muro.....	161
4.3.7. Ingreso de la cimentación elástica.....	164
4.3.8. Ingreso de estados de carga	166
4.3.8.1. Ingreso de cargas verticales	166
4.3.8.2. Participación de masa	167
4.3.8.3. Ingreso de cargas laterales estáticas:	168
4.3.8.4. Ingreso de cargas laterales dinámicas	168
4.3.8.5. Ingreso de combinaciones de carga.....	170
4.3.9. Ajuste del corte basal.....	171
4.3.10. Calibración: modelo digital al ensayo de los acelerómetros ..	172
4.3.11. Modelo digital en SAP 2000.....	174
4.4. Análisis de resultados.....	174
4.4.1. Derivas de piso.	174
4.4.1.1. Derivas: análisis estático	175
4.4.1.2. Derivas: análisis dinámico	181
4.4.1.3. Discusión de resultados: derivas.....	184
4.4.2. Esfuerzos en los muros de mampostería.....	185
4.4.2.1. Esfuerzos: análisis estático	186
4.4.2.2. Esfuerzos: Análisis dinámico.....	191
4.4.2.3. Discusión de resultados: Esfuerzos	195
4.4.3. Análisis modal espectral	195
4.4.3.1. Discusión de resultados: Análisis modal espectral.....	197
4.4.4. Resultados bloque 1b.	198
4.4.4.1. Derivas de piso.....	198
4.4.4.1.1. Discusión de resultados: derivas	201
4.4.4.2. Esfuerzos en los muros.....	202
4.4.4.2.1 Discusión de resultados: Esfuerzos.....	206
4.4.5. Resultados bloque 1c.	207

4.4.5.1. Derivas de piso.....	207
4.4.5.2. Discusión de resultados: Derivas	211
CAPÍTULO 5.....	212
REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL	212
5.1. Criterio para la elección el tipo de reforzamiento	212
5.2. Enchape: Alternativa de reforzamiento:.....	213
5.2.1. Propiedades mecánicas del enchape	213
5.3. Calculo del reforzamiento.....	214
5.4. Modelo digital con reforzamiento.....	220
5.4.1. Ingreso del material	221
5.4.2. Ingreso de secciones.....	222
5.4.3. Ajuste de la inercia.....	223
5.4.4. Corrección del peso	223
5.5. Resultados de la estructura reforzada, bloque 1a	225
5.5.1. Chequeo de esfuerzos.....	225
5.5.2. Chequeo de derivas.....	225
5.5.2.1. Discusión de resultados: derivas, reforzado-sin reforzar... ..	229
5.6. Resultados de la estructura reforzada, bloque 1b	229
5.6.1. Chequeo de esfuerzos.....	230
5.6.2. Chequeo de derivas.....	230
5.6.3. Discusión de resultados: derivas, M. reforzado vs sin reforzar ..	232
5.7. Descripción y costo del reforzamiento.....	232
5.7.1. Consideraciones constructivas del enchape.....	233
5.7.2. Costo del enchape	235
CAPÍTULO 6.....	236
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	236
6.1. Conclusiones.....	236
6.2. Recomendaciones.....	237

BIBLIOGRAFÍA.....	239
ANEXOS.....	247

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Interior de la UEJM aproximadamente 1950.....	2
Figura 2: Placa de reconocimiento a la reconstrucción de la UEJM	3
Figura 3: Estructura mixta colapsada tras un sismo	5
Figura 4: Mapa Mundial de epicentros sísmicos	9
Figura 5: Ciclo de desastre sísmico y volcánico	11
Figura 6: Materiales y sistemas constructivos coloniales.....	12
Figura 7: Sistemas constructivos de la época republicana	13
Figura 8: Columnas en edificaciones antiguas	14
Figura 9: Condición de carga en columnas.....	15
Figura 10: Fuerzas actuantes en los muros.....	16
Figura 11: Configuraciones típicas de agrietamiento en muros	17
Figura 12: Vigas de confinamiento de mampostería.....	18
Figura 13: sistemas de entrepiso y techo de edificaciones antiguas	19
Figura 14: Armaduras de madera para techos inclinados.....	20
Figura 15: Zapata en edificaciones de mampostería	21
Figura 16: Cimentación en L y T invertida	21
Figura 17: Asentamientos en las cimentaciones.....	23
Figura 18: Tipos de mampostería comunes.....	25
Figura 19: Modo de falla de mampostería ante carga vertical	25
Figura 20: Esclerómetro o martillo Schmidt	34

Figura 21: Preparación de la superficie de ensayo	35
Figura 22: Curva de calibración para el martillo Schmidt.....	36
Figura 23: Esquema del ensayo de refracción sísmica.....	37
Figura 24: Pachómetro con sus accesorios	39
Figura 25: Sensores de aceleración Waspmote Plug & Sense.....	41
Figura 26: Procedimiento para el cálculo del espectro de amplitudes	48
Figura 27: Resumen para determinar las propiedades dinámicas	48
Figura 28: Corrección de línea base y filtro en SeismoSignal.....	49
Figura 29: Series en el tiempo en SeismoSignal	50
Figura 30: Espectro de Fourier y Potencia en SeismoSignal.....	50
Figura 31: Contenido de humedad Vs resistencia de la madera.....	51
Figura 32: Higrómetro para medición de humedad en la madera.....	52
Figura 33: Opciones de organización del sistema resistente	55
Figura 34: Formas de configuración en planta.....	60
Figura 35: Configuración en elevación.....	61
Figura 36: Tipo de cubiertas: Metodología Italiana	62
Figura 37: Zonificación sísmica para el Ecuador	69
Figura 38: Espectro elástico de diseño (Aceleraciones)	72
Figura 39: Tipo de uso de la estructura	75
Figura 40: Coeficientes de irregularidad en planta.....	76
Figura 41: Coeficientes de irregularidad en elevación	77
Figura 42: Ejemplo de escalamiento de sismos.....	82
Figura 43: Inyecciones de lechada	84
Figura 44: Enchapado Global	85

Figura 45: Enchapado simulando pórticos.....	85
Figura 46: Macro localización de la UEJM.....	86
Figura 47: Micro localización de la UEJM.....	87
Figura 48: Vista en planta de la UEJM completa actual.....	88
Figura 49: Bloque 1 de la UEJM (bloque de estudio).....	88
Figura 50: Estación total en puntos georeferenciados.....	89
Figura 51: Geometría específica de la UEJM.....	90
Figura 52: Fachada frontal 2D de la estructura.....	91
Figura 53: Fachada lateral izquierda interna 2D de la estructura.....	91
Figura 54: Visualización completa de la estructura 3D.....	91
Figura 55: Desmembramiento de la estructura 3D.....	92
Figura 56: Tipología estructural bloque 1A, 3D.....	94
Figura 57: Tipología estructural bloque 1B, 3D.....	95
Figura 58: Tipología estructural bloque 1C, 3D.....	96
Figura 59: Sismos en los alrededores de Sangolquí.....	97
Figura 60: Mapa de isosistas del Terremoto del Valle de los Chillos.....	98
Figura 61: Tiempos de evacuación en la zona de riesgo.....	99
Figura 62: Línea de tendido de los geófonos.....	100
Figura 63: Ubicación de la línea de geófono.....	100
Figura 64: Relación distancia vs número de geófonos.....	102
Figura 65: Profundidad vs Velocidad de onda (método activo).....	102
Figura 66: Estratigrafía según la velocidad de onda (método activo).....	103
Figura 67: Profundidad vs Velocidad de onda (método pasivo).....	103
Figura 68: Profundidad vs Velocidad de onda (análisis combinado).....	104

Figura 69: Toma de datos in situ.....	105
Figura 70: Toma de datos con el martillo Schmidt.....	106
Figura 71: Ensayo esclerométrico en una viga.	106
Figura 72: Curva de calibración del equipo.....	107
Figura 73: Pachómetro RebarScope.....	108
Figura 74: Localización del acero de refuerzo	109
Figura 75: Mensaje de Pachómetro “NO EN GAMA”	110
Figura 76: Columna de mampostería.....	111
Figura 77: Recubrimiento en una de las vigas perimetrales	112
Figura 78: Diámetro de la varilla longitudinal en una de las vigas	112
Figura 79: Diámetro de la varilla transversal de una viga perimetral	113
Figura 80: Detalle de vigas perimetrales.....	113
Figura 81: Detalle de vigas internas.....	114
Figura 82: Ubicación teórica de los acelerómetros	115
Figura 83: Ubicación de los acelerómetros en la estructura	116
Figura 84: Ubicación en planta de los acelerómetros	116
Figura 85: Centro geométrico de la estructura de estudio	117
Figura 86: Ubicación de los acelerómetros para verificar Torsión	118
Figura 87: Aseguramiento de los acelerómetros a la estructura.....	118
Figura 88: Vibro compactadora encendida orientada al eje X.	119
Figura 89: Recepción de datos de los acelerómetros al computador	119
Figura 90: Acelerograma inicial: Waspnote 01- sentido X	121
Figura 91: Acelerograma corregido: Waspnote 01- sentido X	121
Figura 92: Acelerograma corregido en SeismoSignal.....	122

Figura 93: Espectro de amplitud: Waspnote 01- sentido X.....	122
Figura 94: puntos para ensayar la madera	124
Figura 95: espectro de diseño.....	133
Figura 96: Organización del sistema resistente UEJM	135
Figura 97: Tipos de unidades de mampostería en la edificación	136
Figura 98: muros resistentes en los sentidos X e Y	138
Figura 99: Posición de la edificación respecto al suelo de cimentación.....	139
Figura 100: Configuración y estado del entrepiso de la edificación	140
Figura 101: Configuración en planta de la edificación	141
Figura 102: Configuración en elevación de la edificación	143
Figura 103: Configuración de muros transversales.....	144
Figura 104: Tipo de cubierta de la edificación	144
Figura 105: Elementos no estructurales en la edificación.....	145
Figura 106: Estado de conservación e la edificación	146
Figura 107: Modelo 3D en AutoCAD, bloque 1a.....	149
Figura 108: Ventana de importación a SAP 2000 desde AutoCAD	149
Figura 109: Modelo 3D en SAP 2000	150
Figura 110: Propiedades de la mampostería de ladrillo.....	150
Figura 111: Propiedades del Hormigón	151
Figura 112: Propiedades del acero de refuerzo.....	151
Figura 113: Propiedades de la madera.....	152
Figura 114: Propiedades del acero tubular.....	152
Figura 115: Sección muros de mampostería	153
Figura 116: Sección muros de mampostería	153

Figura 117: Sección del entrepiso de madera	156
Figura 118: Características de las vigas principales	156
Figura 119: Características de las vigas principales	157
Figura 120: Características de las vigas y cerchas de madera.....	158
Figura 121: columnas de mampostería mediante “section designer”	158
Figura 122: Micro-modelo de la mampostería.....	159
Figura 123: Micro-modelo de la mampostería.....	159
Figura 124: Configuración de la discretización	160
Figura 125: Muro de mampostería de ladrillo discretizado	160
Figura 126: Conexión mampostería - viga	161
Figura 127: Conexión mampostería – viga, en SAP 2000	161
Figura 128: Creación de condiciones de nudos en SAP 2000.....	163
Figura 129: Conexión mampostería –viga con “joint constrains”.	163
Figura 130: Restricción de apoyos.....	164
Figura 131: Parámetro necesario en el resorte.....	165
Figura 132: Estados de carga estáticos y dinámicos	166
Figura 133: Asignación de cargas verticales	167
Figura 134: Ingreso de participación de masa	167
Figura 135: Fuerza sísmica en la dirección X	168
Figura 136: Espectro de aceleraciones reducido.....	169
Figura 137: Factor de escala para el espectro reducido	169
Figura 138: Combinaciones de carga utilizadas	171
Figura 139: Ajuste del corte basal dinámico, sentido X	172
Figura 140: Modo de traslación en el sentido Y	173

Figura 141: Modo de traslación en el sentido X	173
Figura 142: Modelo digital en SAP 2000.....	174
Figura 143: Ejes principales en el modelo digital	175
Figura 144: Desplazamientos: muro 8, análisis estático	176
Figura 145: Desplazamientos: muro 7, análisis estático	176
Figura 146: Desplazamientos: muro A, análisis estático.....	178
Figura 147: Desplazamientos: muro I, análisis estático	179
Figura 148: Desplazamientos: muro 8, análisis dinámico	181
Figura 149: Desplazamientos: muro 7, análisis dinámico	182
Figura 150: Desplazamientos: muro A, análisis dinámico.....	183
Figura 151: Desplazamientos: muro I, análisis dinámico	184
Figura 152: Nomenclatura de la caras del elemento shell	185
Figura 153: Esfuerzos en elementos tipo shell	186
Figura 154: esfuerzos S11, S22 y S12, muro 8, Análisis estático.....	187
Figura 155: esfuerzos S11, S22 y S12, muro 7, Análisis estático.....	188
Figura 156: esfuerzos S11, S22 y S12, muro A, Análisis estático.	189
Figura 157: esfuerzos S11, S22 y S12, muro I, Análisis estático.....	190
Figura 158: esfuerzos S11, S22 y S12, muro 8, Análisis dinámico.....	191
Figura 159: esfuerzos S11, S22 y S12, muro 7, Análisis dinámico.....	192
Figura 160: esfuerzos S11, S22 y S12, muro A, Análisis dinámico.	193
Figura 161: esfuerzos S11, S22 y S12, muro I, Análisis dinámico.....	194
Figura 162: modo 1: esfuerzos S12, Análisis Modal Espectral.	195
Figura 163: modo 2: esfuerzos S12, Análisis Modal Espectral.	196
Figura 164: modo 3: esfuerzos S12, Análisis Modal Espectral.	196

Figura 165: modo 4: esfuerzos S12, Análisis Modal Espectral.	196
Figura 166: modo 5: esfuerzos S12, Análisis Modal Espectral.	197
Figura 167: ejes del bloque 1b, en SAP 2000.....	198
Figura 168: Desplazamientos: muro A, análisis estático.....	199
Figura 169: Desplazamientos: muro 4, análisis estático	199
Figura 170: Desplazamientos: muro A, análisis dinámico.....	200
Figura 171: Desplazamientos: muro 4, análisis dinámico	201
Figura 172: esfuerzos S11, S22 y S12, muro A, análisis estático.....	203
Figura 173: esfuerzos S11, S22 y S12, muro 4, Análisis estático.....	204
Figura 174: esfuerzos S11, S22 y S12, muro A, Análisis dinámico.	205
Figura 175: esfuerzos S11, S22 y S12, muro 4, Análisis dinámico.....	206
Figura 176: Ejes de pórticos, bloque 1c en SAP 2000.....	207
Figura 177: Desplazamientos: pórtico 1, análisis estático	208
Figura 178: Desplazamientos: pórtico A, análisis estático	209
Figura 179: Desplazamientos: pórtico 1, análisis dinámico	210
Figura 180: Desplazamientos: pórtico A, análisis dinámico	211
Figura 181: Vista muro A y del muro I, en SAP 2000.....	216
Figura 182: Fuerza cortante (F12) y esfuerzo cortante (S12), Muro 4.....	217
Figura 183: Fuerza cortante (F12) y esfuerzo cortante (S12), Muro I.....	217
Figura 184: Modelo de reforzamiento de los muros.....	219
Figura 185: Hormigón del enchape en SAP 2000.....	221
Figura 186: Acero del enchape en SAP 2000	221
Figura 187: sección del enchape en SAP 2000	222
Figura 188: Acero de refuerzo en enchape, en SAP 2000.....	222

Figura 189: Corrección de rigideces, en SAP 2000	223
Figura 190: Corrección del peso	224
Figura 191: Vista 3D del modelo reforzado en SAP 2000.....	225
Figura 192: Desplazamientos, muro 8, reforzado	226
Figura 193: Desplazamientos, muro 7, reforzado	227
Figura 194: Desplazamientos, muro A, reforzado.....	227
Figura 195: Desplazamientos, muro I, Reforzado.....	228
Figura 196: Vista 3D del modelo reforzado en SAP 2000.....	230
Figura 197: Desplazamientos, muro 4, Reforzado.....	231
Figura 198: Desplazamientos, muro A, Reforzado	231
Figura 199: Desplazamientos, muro A, Reforzado	232
Figura 200: Corte del muro con refuerzo	233
Figura 201: Detalle de conectores en esquinas	234
Figura 202: Detalle de conectores en encuentro de muros.	234

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Propiedades mecánicas de la mampostería	26
Tabla 2	Clasificación estructural de la madera Ecuatoriana	28
Tabla 3	Esfuerzos admisibles de la madera en $[Kg/cm^2]$	28
Tabla 4	Módulos de elasticidad de la madera en $[Kg/cm^2]$	29
Tabla 5	Factores de reducción de resistencia	30
Tabla 6	Inercias agrietadas ACI 318.....	33
Tabla 7	Δ propiedades mecánicas de la madera Vs Δ de humedad.....	52
Tabla 8	Tipo y organización del sistema resistente	55
Tabla 9	Calidad del sistema resistente	56
Tabla 10	Resistencia convencional.....	58
Tabla 11	Posición del edificio y de la cimentación	58
Tabla 12	Diafragmas Horizontales.....	59
Tabla 13	Configuración en planta	60
Tabla 14	Configuración en elevación.....	61
Tabla 15	Espaciamiento máximo entre muros	62
Tabla 16	Tipo de cubierta	63
Tabla 17	Elementos no estructurales.....	63
Tabla 18	Estado de conservación.....	64
Tabla 19	Escala numérica del índice de vulnerabilidad	65
Tabla 20	Cuantificación del índice de Vulnerabilidad.....	66
Tabla 21	Zonificación sísmica del Ecuador.....	69
Tabla 22	Clasificación de los perfiles de suelo	70
Tabla 23	Valores del coeficiente F_a	71

Tabla 24	Valores del coeficiente F_d	71
Tabla 25	Valores del coeficiente F_s	72
Tabla 26	Coeficiente C_t para el cálculo del periodo T	73
Tabla 27	Coeficiente R para estructuras de baja ductilidad.....	78
Tabla 28	Límites de deriva inelástica máxima.	80
Tabla 29	Descripción de la tipología estructural bloque 1A.....	93
Tabla 30	Descripción de la tipología estructural Bloque 1B.....	94
Tabla 31	Descripción de la tipología estructural del bloque 1C.....	95
Tabla 32	resumen del ensayo del esclerómetro.....	107
Tabla 33	Recubrimiento y diámetro, vigas perimetrales.....	113
Tabla 34	Recubrimiento y diámetro de las vigas internas transversales ..	114
Tabla 35	Parámetros iniciales para el ensayo con acelerómetros.....	120
Tabla 36	Resumen propiedades dinámicas.....	123
Tabla 37	M. elasticidad referencial del Eucalipto.....	125
Tabla 38	Registro del Higrómetro.....	125
Tabla 39	Resumen de propiedades mecánicas de materiales.....	126
Tabla 40	Peso de la estructura Bloque 1a.....	127
Tabla 41	Cargas de acabados Bloque 1a.....	128
Tabla 42	Resumen de cargas vivas para el bloque 1a.....	129
Tabla 43	Resumen filosofía de diseño sismoresistente, bloque 1a.....	130
Tabla 44	Resumen del cálculo del cortante basal.....	131
Tabla 45	Coordenadas del espectro de respuesta.....	132
Tabla 46	Coeficiente sísmico: Metodología Italiana.....	137
Tabla 47	Calculo de masas por piso.....	142

Tabla 48	Resultado: Vulnerabilidad sísmica en la UEJM.....	147
Tabla 49	Inercia del entrepiso (T. Steiner).....	154
Tabla 50	Peso en [T/m ²] del entrepiso	155
Tabla 51	Tipo de "Joint Constrains" en SAP 2000.....	162
Tabla 52	Calibración: modelo digital al ensayo de los acelerómetros.....	172
Tabla 53	Resumen, desplazamientos y derivas muro 8	176
Tabla 54	Resumen, desplazamientos y derivas muro 7	177
Tabla 55	Resumen, desplazamientos y derivas de muros en sentido X... ..	177
Tabla 56	Resumen, desplazamientos y derivas muro A	179
Tabla 57	Resumen, desplazamientos y derivas muro I	179
Tabla 58	Resumen, desplazamientos y derivas de muros en sentido Y... ..	180
Tabla 59	Resumen, desplazamientos y derivas muro 8	182
Tabla 60	Resumen, desplazamientos y derivas muro 7	182
Tabla 61	Resumen, desplazamientos y derivas muro A	183
Tabla 62	Resumen, desplazamientos y derivas muro I	184
Tabla 63	Resumen análisis modal Espectral	197
Tabla 64	Resumen, desplazamientos y derivas muro A	199
Tabla 65	Resumen, desplazamientos y derivas muro 4	200
Tabla 66	Resumen, desplazamientos y derivas muro A	200
Tabla 67	Resumen, desplazamientos y derivas muro 4	201
Tabla 68	Resumen, desplazamientos y derivas pórtico 1	208
Tabla 69	Resumen, desplazamientos y derivas pórtico A	209
Tabla 70	Resumen, desplazamientos y derivas pórtico 1	210
Tabla 71	Resumen, desplazamientos y derivas pórtico A	211

Tabla 72	Resumen para la elección del reforzamiento	212
Tabla 73	Propiedades mecánicas del enchape	213
Tabla 74	Diseño del enchape (e=10cm)	218
Tabla 75	Diseño del enchape (e=8 cm)	218
Tabla 76	Resumen de reforzamiento en toda la estructura	220
Tabla 77	Resumen, desplazamientos y derivas muro 8, reforzado	226
Tabla 78	Resumen, desplazamientos y derivas muro 7, reforzado	227
Tabla 79	Resumen, desplazamientos y derivas muro A, reforzado	228
Tabla 80	Resumen, desplazamientos y derivas muro I, reforzado	228
Tabla 81	Resumen de reforzamiento del bloque 1B	229
Tabla 82	Resumen, desplazamientos y derivas muro 4, reforzado	231
Tabla 83	Resumen, desplazamientos y derivas muro A, reforzado	232
Tabla 84	Costo de materiales para el reforzamiento	235

RESUMEN

Las edificaciones antiguas en América Latina, están sujetas a la particularidad de haberse edificado por transferencia de prácticas constructivas de países con peligro sísmico no representativo a regiones con alto peligro sísmico, y adicionalmente en Ecuador, la experiencia del sismo de Manabí del 16 de abril de 2016, evidencio el alto riesgo de colapso de este tipo de estructuras. Por consiguiente el objetivo de este trabajo es establecer una metodología cuantitativa para levantar el índice de vulnerabilidad y validar los resultados con un modelo analítico ajustado a la realidad para finalmente proponer un reforzamiento, la aplicación se realiza en la estructura antigua mixta de estilo patrimonial de la Unidad Educativa Juan Montalvo (UEJM) en Sangolquí. Para esto, se realiza un levantamiento geométrico, estructural y de estado resistente de sus materiales, mediante la aplicación de ensayos no destructivos: el esclerómetro, refracción sísmica, pachómetro e higrómetro. Se realizó también el ensayo de vibración ambiental con acelerómetros triaxiales de alta precisión, para definir los modos y periodos principales de vibración reales de la estructura a través de los cuales se calibro el modelo analítico digital en SAP 2000. La capacidad resistente de los materiales y la deficiencia en las conexiones entre elementos estructurales resultaron en derivas de piso altas, esfuerzos cortantes y esfuerzos de tracción sobre los paneles de mampostería superiores a los admisibles, finalmente se propone una alternativa de reforzamiento mediante un enchape de mortero y malla electrosoldada que cubre satisfactoriamente las deficiencias estructurales.

Palabras clave:

- **VIBRACIÓN AMBIENTAL**
- **MAMPOSTERÍA**
- **ENCHAPE**
- **ESFUERZOS**
- **MÉTODO ITALIANO**

ABSTRACT

The old buildings in Latin America, are subject to the peculiarity of having been built by transfer of constructive practices from countries with seismic hazard unrepresentative to regions with high seismic hazard, additionally in Ecuador, the Manabí earthquake experience of April 16, 2016, evidenced the high risk of collapse of this type of structures. Then the objective of this paper is to establish a quantitative methodology to raise the vulnerability index and validate the results with an analytical model adjusted to reality to finally propose a reinforcement, the application is made in the Unidad Educativa Juan Montalvo's heritage old mixed structure, in Sangolquí. For this, a geometric, structural and resistant state survey of its materials is carried out, through the application of non-destructive tests: the sclerometer, seismic refraction, pachometer and hygrometer. The ambient vibration test was also carried out with high precision triaxial accelerometers, to define the real vibration modes and periods of the structure through which the digital analytical model was calibrated in SAP 2000. The resistant capacity of the materials and the deficiency in the connections between structural elements resulted in high drifts, shear and tensile stresses on the masonry panels above the admissible ones, finally a reinforcing alternative is proposed by a mortar and electro-welded mesh plating that satisfactorily covers the structural deficiencies.

Key Words:

- **AMBIENT VIBRATION**
- **MASONRY**
- **ENCLAVE**
- **STRESSES**
- **ITALIAN METHOD**

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1. Introducción

Durante el paso de las distintas culturas de la antigüedad se desarrolló un conjunto de prácticas sobre la construcción de edificaciones, que reflejaban, por una parte, un certero conocimiento de las propiedades de los materiales y, por otra, muy primitivos conceptos de física a los que frecuentemente se mezclaban consideraciones míticas y religiosas, es por esta razón que existe una gran variedad de modalidades constructivas y de utilización de materiales para construir edificios antiguos, (Meli, 1998).

Las estructuras antiguas mixtas están conformadas por distintos materiales como: La madera que es un recurso natural que emplea el hombre desde tiempos remotos (Gonzalez, 2017), diversos tipos de mampostería que incluye las fabricadas con las denominadas piedras artificiales (ladrillos y adobes), además de las naturales (piedra sin labrar y sillares). (Meli, 1998), y en algunos casos el hormigón, el cual, está presente en las edificaciones desde los albores del imperio romano hasta nuestros días (Nistal, Retana, & Ruiz, 2012), el hormigón en edificaciones antiguas mixtas se encuentra frecuentemente como elementos de confinamiento a los paneles de mampostería, o como elementos de refuerzo, cuando estas han sufrido una intervención para conservarlas o restaurarlas.

Indispensablemente la conservación o restauración de un edificio, se basa en la preservación de la estabilidad de su estructura, cualquiera que sea el material, la forma y el método de construcción, el comportamiento estructural se rige por los mismos principios de la mecánica estructural que se aplican a los edificios modernos, y su estabilidad se debe estudiar con procedimientos derivados de dichos principios, sin embargo, se debe tener presente que en edificaciones antiguas el valor del bien no es precisamente la estructura en sí,

sino su valor histórico y cultural derivados de la manera en que fueron concebidos y construidos. (ICOMOS, 2004)

1.2. Antecedentes

Sangolquí, originalmente una parroquia quiteña ubicada en el centro del Valle de Los Chillos, comenzó un notable crecimiento urbanístico y comercial. Es así que el 31 de Mayo de 1938 mediante decreto N. 169, se señaló la separación de Quito y su conformación como nuevo cantón perteneciente a Pichincha, Sangolquí inició su vida política con “7 anejos, más de doscientas casas cada uno; una fábrica de cigarrillos: El Progreso y otra de tejidos: San Juan; 3 plantas eléctricas; 34 instalaciones industriales; dos ferias semanales, y 10 escuelas fiscales: entre ellas la escuela de Sangolquí, hoy Unidad educativa Juan Montalvo”, según detalló el informe de Luis Jácome, comisionado por el general Alberto Enríquez Gallo. (Rumiñahui, 2016)

Las instalaciones de la UEJM, se encuentra en una de las estructuras antiguas de configuración patrimonial de Sangolquí (ver figura 1), durante los años 30 ahí funciono, la en ese entonces, escuela de Sangolquí, hasta que ocurrió el terremoto de 1938, cuando la escuela tuvo que trasladarse a Cachaco en Amaguaña, posteriormente retornó a su local cuando este fue reconstruido en el año de 1955, y adopto el nombre de Unidad Educativa Juan Montalvo (ver figura 2). (Rumiñahui, 2016)



Figura 1: Interior de la UEJM aproximadamente 1950
Fuente: (Rumiñahui, 2016)

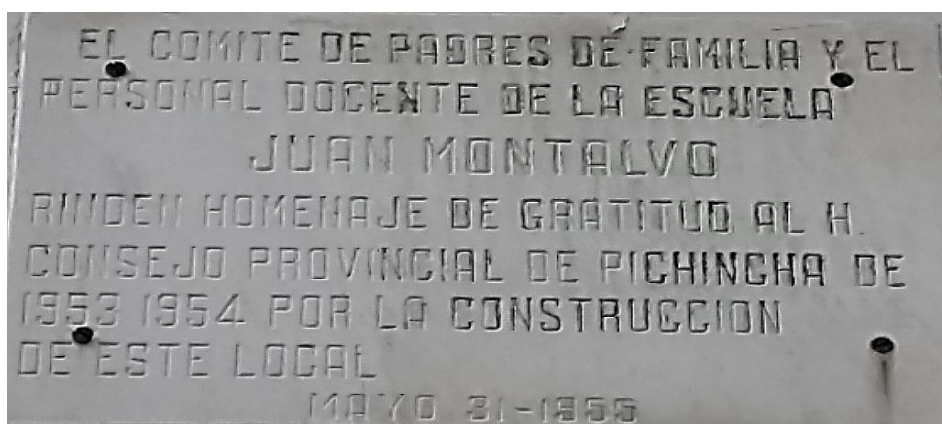


Figura 2: Placa de reconocimiento a la reconstrucción de la UEJM

Mediante el acuerdo 1276, firmado el 27 de marzo de 1992, se declara a la cabecera cantonal de Rumiñahui como patrimonio cultural nacional, la arquitectura republicana en la que predomina el adobe, la madera y las cubiertas inclinadas de teja son algunas de las características constructivas que resaltan en el centro de Sangolquí. Viviendas e iglesias que datan de 1800 (siglo XIX) son el sello característico de este sector y la razón por la cual se lleva el apelativo de ciudad patrimonial. Actualmente, 180 viviendas de este centro de Sangolquí forman parte del inventario patrimonial y corresponden al 60% de las construcciones de este sector. (La Hora, 2012)

1.3. Planteamiento del problema

En el Ecuador la informalidad en el sector de la construcción es de alrededor del 70 % y para el 2011 tres millones de viviendas estaban en malas condiciones, esto según la secretaria de gestión de riesgos (SGR, 2011). Pese a la condición sísmica del Ecuador y la vigencia de normas nacionales para la construcción como la NEC 15, construir informalmente es una práctica diaria en el país, adicionalmente la durabilidad de una estructura está relacionada con diferentes parámetros, uno de éstos es el mantenimiento y protección durante la vida útil, sobretodo en estructuras antiguas, lamentablemente en el Ecuador esta práctica es muy poco común. (Bedoya, 2010)

Durante los últimos años, los trabajos de investigación desarrollados en distintos países han producidos un gran avance en el conocimiento sobre las estructuras mixtas de Hormigón-Madera, principalmente en el campo de dimensionamiento de secciones con diversos tipos de conexiones entre ambos materiales, análisis experimental y numérico para varios tipos de solicitaciones (Van der Linden, 1999). Sin embargo es necesario profundizar en el tema de la durabilidad de este tipo de estructuras, particularmente en el caso de las estructuras expuestas a una atmosfera rural de condiciones ambientales adversas y en el tema del comportamiento sismoresistente, sobre todo cuando estas estructuras son antiguas. (Astori, Solari, & Barrios D'Ambria, 2004).

Por otro lado una de las técnicas de construcción presentes en edificaciones históricas y antiguas, es la mampostería de ladrillo, sin embargo es necesario considerar que las fuertes variaciones medioambientales, el incremento de la polución y la presencia de diferentes organismos vivos son factores que provocan el deterioro entre los ladrillos que lo conforman, lo que hace necesario la sustitución de algunas piezas con el objetivo de salvaguardar la integridad del edificio (Galindo, Muñoz, & Caicedo , 2008).

La realización de un estudio a detalle, llevando a cabo un análisis completo de la tipología estructural de edificaciones antiguas mixtas de hormigón-madera y mampostería portante, contribuirá a estudios futuros para: reducir el índice de vulnerabilidad de este tipo de bienes, ante eventos sísmicos, preservar la seguridad física de sus ocupantes y evitar pérdidas materiales.

1.4. Justificación e importancia

El 16 de abril de 2016 a las 18:58 h (hora local) en el Ecuador, se produjo un nuevo choque de las placas de Nazca y la Sudamericana. Como consecuencia se originó un sismo de 7,8 de magnitud, luego se presentaron centenares de réplicas con magnitudes entre 3,5 y 6,1, que fueron registradas por el Instituto Geofísico de Ecuador (Hipertextual, 2016). La localización del

hipocentro frente a Pedernales (Manabí), a solo veinte kilómetros de profundidad, explica las terribles consecuencias materiales y la pérdida de vidas humanas tras el terremoto. Este evento evidenció la vulnerabilidad sísmica de las construcciones en el país.

Los primeros recorridos técnicos por la zona cero evidenciaron algunas de las causas del colapso de estructuras entre estas: el fenómeno conocido como piso blando que evidencia la existencia de plantas con rigidez lateral inferior a la rigidez lateral de las plantas superiores, la calidad de los materiales, la capacidad del suelo, cimentaciones inadecuadas, incumplimiento de la normativa vigente y la incompatibilidad de materiales en las estructuras mixtas. (El Telegrafo, 2017)

El 16 de abril se evidenció que las estructuras mixtas son de muy alto riesgo y pueden colapsar con sismos de intensidad moderada (Ver figura 3), por efecto de sus deficientes conexiones. Aún más vulnerables se tornan las estructuras mixtas antiguas que además han sufrido una notable pérdida de capacidad resistente, producto del deterioro por el paso de los años.



Figura 3. Estructura mixta colapsada tras un sismo
Fuente: (El Comercio, 2017)

Adicionalmente estructuras como las de centros educativos, es fundamental que muestren un excelente comportamiento sísmico y se mantengan operativas, pues albergan gran cantidad de estudiantes además que, después de un evento sísmico estas servirán como refugios temporales para damnificados. Por esta razón se plantea el presente estudio, pues servirá de guía para una futura intervención en establecimientos antiguos de iguales características.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

Evaluar el índice de vulnerabilidad sísmica y proponer una alternativa de reforzamiento en la estructura antigua mixta de la “Unidad Educativa Juan Montalvo”.

1.5.2. Objetivos Específicos

- Analizar la vulnerabilidad sísmica de la estructura mixta antigua de la Unidad Educativa Juan Montalvo.
- Proponer alternativas de reforzamiento.
- Evaluar el comportamiento sísmico estructural considerando las alternativas de reforzamiento.

CAPÍTULO 2

FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. Riesgos y Vulnerabilidad

La Vulnerabilidad surgió de la experiencia humana en situaciones propias de la vida, entendiéndose como la propensión o reducción de la capacidad para afrontar determinadas circunstancias, la vulnerabilidad mide el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos en riesgo como resultado de la probable ocurrencia de un evento desastroso. (Barbat, Oller, & Vielma, 2005)

2.1.1. Riesgo sísmico

El riesgo sísmico es definido como el grado de pérdidas que se espera que sufran las estructuras durante su exposición a un evento sísmico (Barbat, Oller, & Vielma, 2005). La Organización de ayuda en desastres de las Naciones Unidas UNDRO y la UNESCO promovieron una definición de riesgo sintetizada mediante los siguientes conceptos (Sandi, 1983).

- **Amenaza, peligro o peligrosidad, *H*:** Es la probabilidad de ocurrencia de un suceso potencial-mente desastroso durante cierto período de tiempo en un sitio dado.
- **Vulnerabilidad, *V*:** Es el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo como resultado de la probable ocurrencia de un suceso desastroso, expresada en una escala desde 0 o sin daño a 1 o pérdida total.
- **Elementos en riesgo, *E*:** Son la población, los edificios y obras civiles, las actividades económicas, los servicios públicos, las utilidades y la infraestructura expuesta a una amenaza en un área determinada.

- **Riesgo sísmico, R :** Se define como el número de pérdidas humanas, heridos, daños a las propiedades y efectos sobre la actividad económica debido a la ocurrencia de un desastre, es decir el producto del riesgo específico ($H \times V$), y los elementos en riesgo (E). Con estas definiciones, la evaluación del riesgo total puede llevarse a cabo mediante la siguiente fórmula general:

$$R = H \times V \times E \quad 2.1$$

2.1.1.1. Sismicidad Histórica y su efecto en estructuras antiguas

Los sismos son potenciales causantes de la destrucción de edificaciones antiguas, esto debido a que sus cimentaciones fijas al suelo tienden a seguir su movimiento compuesto por vibraciones horizontales y verticales, las primeras son consideradas como las más críticas en el diseño sismoresistente, sin embargo, en edificaciones antiguas las aceleraciones verticales llegan a ser significativas, por el hecho de disminuir las fuerzas debidas a la gravedad, que en la mampostería, aportan resistencia a la estructura antes cargas horizontales. (Meli, 1998), (ICOMOS, 2004)

Históricamente existen civilizaciones que construyeron grandes edificaciones en regiones del planeta con significativa actividad sísmica, entre estas destacan: La India, Japón y China en el Oriente; Italia, Grecia, Turquía y otros países alrededor del Mediterráneo; México, Centro América, Perú y algunos otros países de la costa occidental de Sudamérica. Las construcciones en estas regiones tienen la huella del paso de los sismos registrados con el pasar de los siglos, es así que el estudio histórico-estructural de su comportamiento ante estos fenómenos es un factor importante para su evaluación (Meli, 1998)

Generalmente a las edificaciones que se mantienen durante siglos sin daño o con efectos menores se los considera como si han dado prueba suficiente de su seguridad, sin embargo, no siempre es así, pues la capacidad del edificio para resistir efectos sísmicos se reduce con el tiempo por diversas razones; por el deterioro natural de los materiales, por debilitamiento como

consecuencia de efectos de sismos anteriores y por modificaciones a la estructura que hayan provocado una disminución en su resistencia ante sismos. (Meli, 1998)

2.1.1.2. Zonificación sísmica

El conocimiento de la sismicidad del sitio donde se lleva a cabo el estudio de vulnerabilidad sísmica y el saber a detalle la ocurrencia de sismos en el pasado ayuda a prepararse para un futuro evento. El mapa (ver figura 4) señala los epicentros, es decir los lugares sobre la superficie terrestre donde se originan los terremotos. Los epicentros se ubican principalmente en las zonas de contacto entre las principales placas tectónicas en que esta subdividida la corteza terrestre. Las zonas de mayor actividad se encuentran en el llamado cinturón alpino; sin embargo, pocas son las regiones exentas de actividad sísmica. (Meli, 1998)

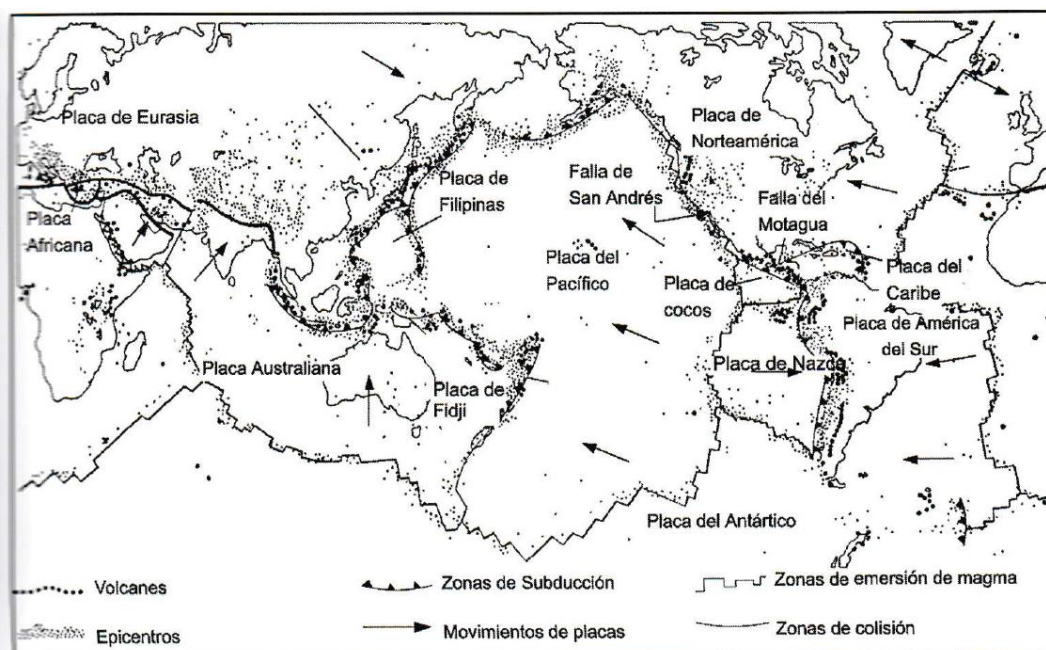


Figura 4: Mapa Mundial de epicentros sísmicos

Fuente: (Meli, 1998)

Si se dispone de registros y estudios de sismicidad en una región, es necesario también subdividirla en diferentes zonas de similar origen tectónico, que dependerá de la información que esté disponible en dicha zona. El

Ecuador al estar situado en la costa oeste del continente americano que es una zona de sismicidad elevada asociada a grandes fallas (Yépez, Barbat, & Canas, 1995), cuenta con una normativa de construcción como la NEC 15, que en el capítulo de peligro sísmico entrega una zonificación sísmica de todo el territorio ecuatoriano, esta zonificación se detalla en la sección 2.5.2.1.2

2.1.2. Riesgo volcánico

En el mundo existen cerca de 1300 volcanes continentales activos (entendiendo como activos aquellos que han mostrado actividad en los últimos 10000 años), de estos 550 han mostrado actividad en tiempos históricos (presenciado por seres humanos), se calcula que en todo momento al menos 20 volcanes están en actividad en todo el mundo (CENAPRED, 2014). En el Ecuador siete volcanes continentales han tenido actividad en tiempos históricos, entre estos el Cotopaxi (IGEPN, 2017), por esta razón el riesgo volcánico es un concepto que está presente en el análisis de vulnerabilidad de las edificaciones en general, y con mayor razón en edificaciones antiguas, que comúnmente carecen de estudios de vulnerabilidad ante estos eventos.

Cuando se habla de riesgo, un error frecuente desde el punto de vista de la metodología actual, es asociar el riesgo volcánico con el riesgo sísmico, cuando sólo tienen en común ser los desastres naturales más representativos relacionados a la actividad interna del planeta, la diferencia entre estos eventos radica principalmente en que, mientras que el riesgo sísmico representa un peligro único y casi instantáneo, la erupción volcánica puede prolongarse durante meses y los factores de peligro que posee son múltiples. Estos fenómenos se pueden esquematizar en la siguiente secuencia (ver figura 5): (1) Impacto del terremoto o erupción , (2) Socorro por parte de los organismos de rescate, (3) Reconstrucción, (4) Obras de mitigación ante el próximo evento, (5) Preparación y educación y (6) crisis volcánica antes de la erupción que puede prolongar varios años. (Linares, Ortiz, & Marrero, 2004)

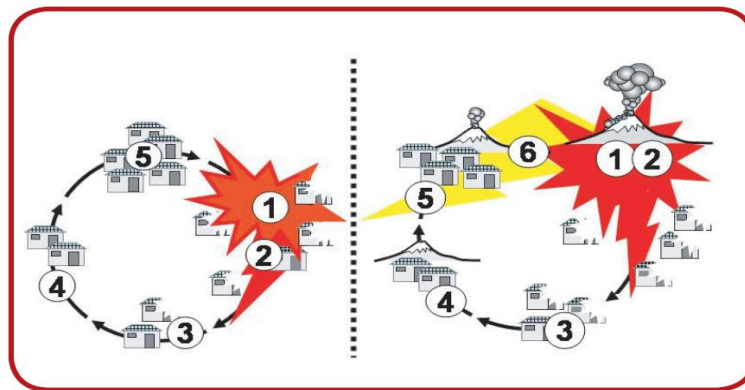


Figura 5: Ciclo de desastre sísmico y volcánico
Fuente: (Linares, Ortíz, & Marrero, 2004)

Para el caso de la edificación de estudio ubicada en Sangolquí, se conoce que una potencial erupción del volcán Cotopaxi será de magnitudes catastróficas para algunos sectores del cantón Rumiñahui, por lo que es necesario conocer el territorio de afectación para una adecuada y oportuna toma de decisiones. En la sección 3.5.2 se presenta un breve resumen del estudio “Determinación de puntos de evacuación vertical y horizontal en caso de una erupción del volcán Cotopaxi” desarrollado por los investigadores Oswaldo Padilla y Joaquín Bosque docentes de la universidad de Las Fuerzas Armadas ESPE y universidad de Alcalá respectivamente.

2.2. Estructuras antiguas mixtas

El patrimonio cultural es la herencia colectiva, fruto del legado de los antepasados de una comunidad determinada, este patrimonio se divide en dos tipos: material e inmaterial, el primero hace referencia a los bienes materiales palpables con forma y materia entre ellos el mueble (pinturas, artesanías, joyas, etc) y el inmueble (edificaciones, monumentos, plazas, etc) mientras que el segundo a todo aquello invisible que reside en el espíritu mismo de las culturas como: las tradiciones, la lengua, la religión, las costumbres, los valores, la creatividad, la historia, la danza o la música (Peñaranda, 2011)

2.1.1. Configuración arquitectónica

Las ciudades latinoamericanas que poseen un centro histórico, reflejan en el diseño de sus monumentos o iglesias, arquitectura de diversas épocas y estilos ya que estas eran influenciadas por corrientes ideológicas de la época, sin embargo tienen en común una marcada arquitectura en la construcción de sus viviendas y pequeños centros, diferenciándose en tres tipos: viviendas con arquitectura de época colonial, arquitectura de época republicana y arquitectura moderna (Peñaranda, 2011).

2.1.1.1. Arquitectura colonial y republicana en Sangolquí

La arquitectura colonial se desarrolló desde la conquista española aproximadamente desde 1534 hasta la independencia de Quito en 1809 (Rumiñahui, 2016), las estructuras eran de una o dos plantas, con una notoria puerta principal, ventanas sobresalientes, balcones de madera en la planta alta, corredores en voladizo con columnas de madera en la planta alta, los entrepisos de vigas de madera y cubiertas de teja (ver figura 6) (Peñaranda, 2011).



Figura 6: Materiales y sistemas constructivos coloniales

Fuente: (Peñaranda, 2011)

Mientras que la arquitectura republicana, como su nombre lo sugiere, fue construida durante el periodo, desde la fundación del Ecuador como república, hasta las primeras décadas del siglo XX, sus estructuras eran de en muchos casos las mismas que las de la época colonial, diferenciándose sobre todo por la estética de sus fachadas, en algunos casos se sustituye los balcones de madera por hierro forjado, los sistemas constructivos en general se mantienen: cimiento de cal y piedra, muros de mampostería, cubiertas con teja colonial (ver figura 7). (Peñaranda, 2011)

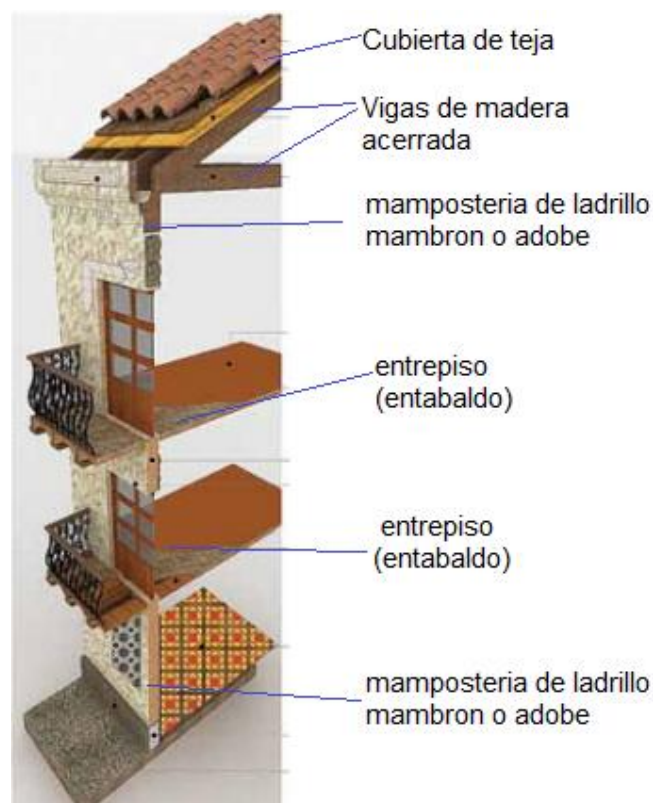


Figura 7: Sistemas constructivos de la época republicana

Fuente: (Peñaranda, 2011)

2.2.2. Técnicas de construcción

En la gran variedad de estilos arquitectónicos y tipos de edificaciones antiguas, hay también varias soluciones estructurales que emplean elementos que cumplen funciones estructurales básicas pero que aparecen con distintas variantes en cada estructura. (Meli, 1998)

2.2.2.1. Columnas

Son elementos que cumplen una función básica de soporte en una edificación, al transmitir el peso de la misma hacia la cimentación, su función estructural es simple, por que reciben cargas en la dirección de su eje principal, y están sujetos a esfuerzos de compresión que son los que precisamente la mampostería y otros materiales presentes en edificaciones antiguas resisten mejor (Meli, 1998)

En edificaciones antiguas se encuentran desde sistemas primitivos como columnas de troncos de madera hasta sistemas constructivos más refinados como columnas de madera acerrada, de piedra, de bloques y de mampostería de diferentes características (ver figura 8). Se conoce también que la capacidad de carga de una columna depende totalmente de la resistencia del material del cual está constituida y en ocasiones también de la calidad del armado o construcción de la misma. (Meli, 1998)



Figura 8: Columnas en edificaciones antiguas

Fuente: (pxhere, 2017)

2.2.2.1.1. Condición de carga de una columna

En una columna adición a la carga axial, existen cargas producidas por los entrepisos u otros elementos que provocan empujes laterales, si las cargas a ambos lados de la columna están balanceadas, la columna trabajara con componentes equilibradas sin embargo generalmente existe algún tipo de excentricidad en la carga resultante provocando que la columna este sometida a Flexocompresión. (Meli, 1998)

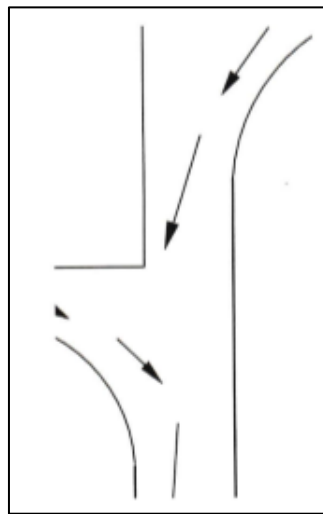


Figura 9: Condición de carga en columnas

Fuente: (Meli, 1998)

2.2.2.2. Muros

Al igual que las columnas los muros son elementos que reciben el peso de la edificación, pero adicionalmente absorben empujes laterales debidos al viento y particularmente sismos, el material típico para muros es la mampostería de diferentes tipos. (Meli, 1998) (ICOMOS, 2004)

2.2.2.2.1. Fuerzas actuantes en los muros

Los muros en edificaciones antiguas están diseñados para soportar las siguientes cargas; la axial debido a la trasmisión del peso de los pisos superiores y al peso propio del muro, cargas normales a su plano que

producen flexión en el lado débil del muro y las cargas laterales en el plano cuando el muro funciona como contrafuerte (ver figura 10), adicionalmente los muros absorben esfuerzos de flexión por el efecto de hundimientos diferenciales en la cimentación y sobre todo por fuerzas sísmicas (Meli, 1998)

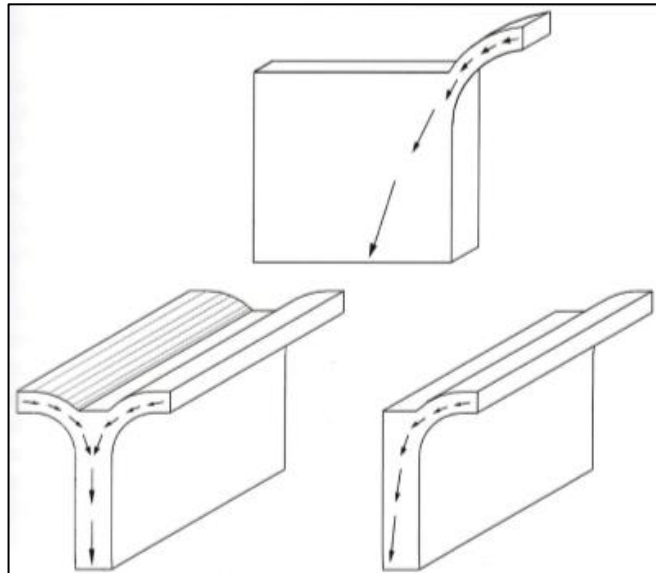


Figura 10: Fuerzas actuantes en los muros
Fuente: (Meli, 1998)

2.2.2.2. Clasificación de los muros de mampostería

Los tipos de muros presentes en las estructuras de edificaciones patrimoniales y antiguas son generalmente de mampostería, y se clasifican de la siguiente manera.

- Muros de mampostería reforzada: conformada por piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero, reforzada internamente con barras y alambres de acero.
- Muros de mampostería parcialmente reforzada: conformada por piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero, reforzada mínimamente con barras y alambres de acero

- Muros de mampostería simple: conformada por piezas unidas por mortero, que no cumplen con cuantías de refuerzo establecidas para la mampostería parcialmente reforzada
- Muros de mampostería confinada: es aquella que esta rígidamente rodeada en sus cuatro lados por columnas y vigas de hormigón, los elementos confinantes no trabajan necesariamente como sistemas de pórticos resistentes (NEC-SE.MP, 2015)

2.2.2.2.3. Modo de falla de los muros de mampostería

Este fenómeno está asociado directamente al tipo de solicitación que experimental el muro, además de la capacidad del material que los constituye y en ocasiones del tipo de muro. La forma del agrietamiento de los muros es un signo ilustrativo del fenómeno que afecta al muro (Meli, 1998), la figura 11 ilustra la configuración típica de fallas de los muros por distintas razones.

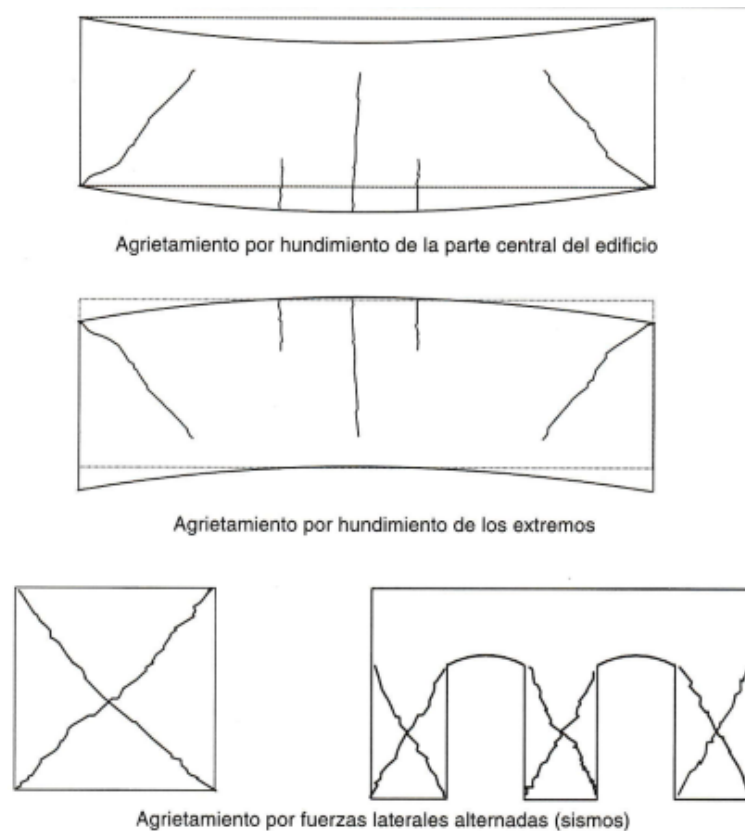


Figura 11: Configuraciones típicas de agrietamiento en muros
Fuente: (Meli, 1998)

2.2.2.3. Vigas

En las edificaciones antiguas se puede apreciar claramente que la solución para el apoyo de las cargas verticales se dio fácilmente con las columnas y muros, mientras que para los entrepisos se utilizaba la madera con el fin de sacar provecho a su capacidad de resistir flexión. Sin embargo se buscó nuevas soluciones para cubrir luces grandes sin la necesidad de construir largos muros, es así que nacen las vigas y losas de mampostería, que permitían cubrir luces muy cortas debido a su baja resistencia a flexión, pero de estas últimas evolucionaron las losas en V-invertidas para posteriormente dar origen al arco acartelado. (Meli, 1998) (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

Mientras que las vigas de confinamiento son elementos de concreto armado que se colocan arriba o debajo del muro de mampostería estructural. También existen las vigas de amarre, las cuales también son de hormigón armado y van embebidas transversalmente en las vigas de confinamiento sobre los muros confinados (ver figura 12). (NSR, 1998)

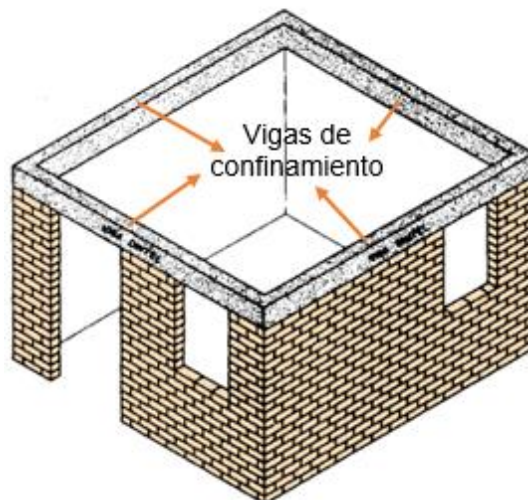


Figura 12: Vigas de confinamiento de mampostería
Fuente: (SENA, 2017)

2.2.2.4. Entrepisos y techos

En las edificaciones antiguas para estructurar los pisos intermedios y en ocasiones los techos se utilizó generalmente la madera, las variantes son muy escasas, es decir no hay variedades en las técnicas o sistemas constructivos especialmente en países menos industrializados. (Meli, 1998)

La configuración típica es: primero vigas de madera escuadrada apoyadas en huecos abiertos en la mampostería, sobre estas vigas principales se apoyan viguetas o tablones de madera paralelos para formar la superficie plana sobre la cual se coloca el revestimiento final del piso, adicionalmente en ocasiones con el objetivo de mejorar el aislamiento térmico y acústico, se colocaba entre el revestimiento del piso y los tablones una capa de tierra o de algún material más ligero, como la ceniza (ver figura 13) (Meli, 1998)



Figura 13: sistemas de entresuelo y techo de edificaciones antiguas
Fuente: (Meli, 1998)

2.2.2.4.1. Techos inclinados

Para configurar los techos inclinados, se idearon las estructuras triangulares, que reducen significativamente la flexión en los elementos estructurales. Esta técnica cuenta con postes y diagonales intermedias que trabajan en compresión para evitar problemas en las uniones entre ellos, aquí aparece un elemento crítico que es la cuerda inferior, que trabaja en tensión y es de una sola pieza (ver figura 14). (Meli, 1998)

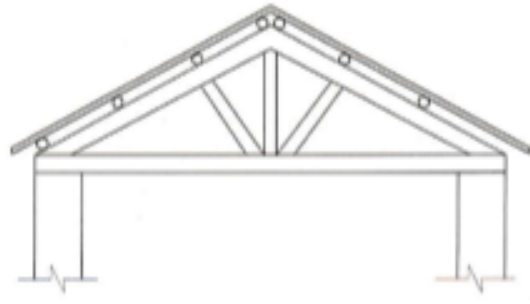


Figura 14: Armaduras de madera para techos inclinados

Fuente: (Meli, 1998)

2.2.2.5. Cimentación

La cimentación en una estructura se encarga de transmitir las cargas al terreno, puesto que comúnmente la resistencia y rigidez del terreno es inferior a la de la edificación, la cimentación posee un área en planta superior a la de los elementos estructurales como las columnas o muros, es por esta razón que los cimientos generalmente son elementos con un volumen considerable y con material de relativamente baja calidad. (Montoya & Pinto, 2010), es así que para las edificaciones antiguas se buscaba en el suelo donde presente contextura más dura, para así desplantar directamente los elementos estructurales, sin necesidad de una cimentación propiamente dicha. (Meli, 1998) (Montoya & Pinto, 2010).

Las considerables cargas de las edificaciones antiguas de mampostería provocan grandes fuerzas transmitidas al suelo de cimentación, cuando el suelo no tiene buena capacidad de carga, es necesario ampliar el área de apoyo de las columnas y muros mediante zapatas del mismo material, en las edificaciones antiguas las cimentaciones son generalmente de mampostería de piedra con mortero de arcilla y cal (ver figura 15). (Peñaranda, 2011)

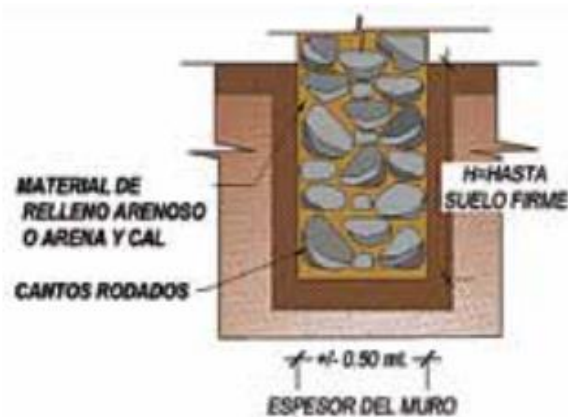


Figura 15: Zapata en edificaciones de mampostería
Fuente: (Peñaranda, 2011)

Las rocas que constituyen el material principal de la cimentación, son de tipos angulosos pequeños que permiten el agarre entre elementos y sirven además de cuña para nivelar las rocas más grandes, la forma más común de las cimentaciones es la prismática (ver figura 15) pero en ocasiones se encuentra también formas en “L” o de tipo “T” invertida (ver figura 16) (Peñaranda, 2011).

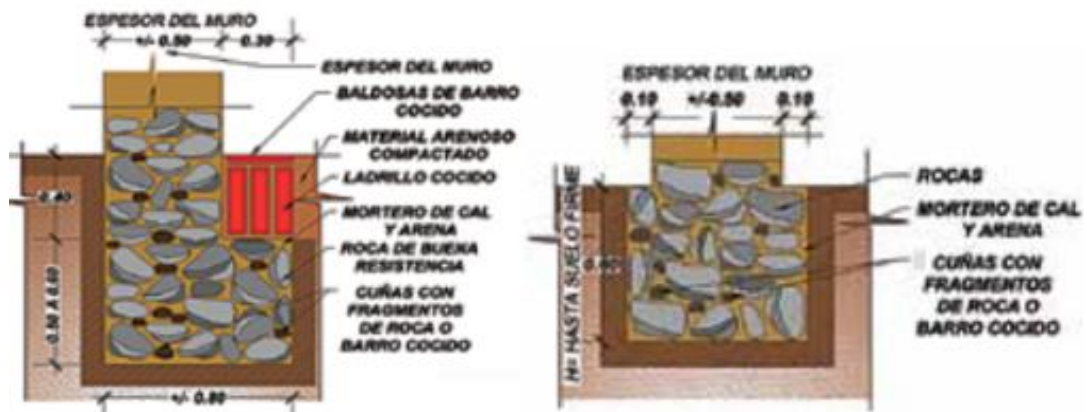


Figura 16: Cimentación en L y T invertida
Fuente: (Peñaranda, 2011)

La profundidad varía de acuerdo a la calidad del suelo, sin embargo oscilan entre los 0,60 m y 1,20 m, el ancho es muy variable ya que depende del muro al cual va a soportar, en ocasiones son unos 10 a 20 cm más anchos que el muro, por debajo del nivel de piso terminado. (Peñaranda, 2011)

2.2.2.5.1. Cimentaciones elásticas (spring)

Las cimentaciones de las edificaciones antiguas; de piedra y mortero, y que adicionalmente presentan pequeñas superficies de fundación, permiten cierto grado de movimiento, es decir que no son empotramientos perfectos. Estas cimentaciones garantizan la restricción de movimiento de traslación en el plano de fundación, pero la traslación en el plano perpendicular al de fundación depende de la calidad del suelo en donde se esté cimentando, es decir del coeficiente de balasto del suelo. Considerando estas propiedades, se puede asemejar el comportamiento del suelo en la dirección vertical como un resorte cuya constante de rigidez solo actúe a compresión y no a tracción, pues los suelos no trabajan a esfuerzos de tracción. El valor de la constante k del resorte en la dirección vertical se calcula según la ecuación 2.2 (Peñaranda, 2011) (Gallardo, 2012)

$$K_3 = E_m * S_r * K_b \quad 2.2$$

En la ecuación 2.2. Se tiene que:

E_m : Espesor de la cimentación (10 a 15 cm más que el muro)

S_r : Separación de los resortes en la dirección longitudinal del muro

K_b : Coeficiente de balasto del suelo

2.2.2.5.2. Modo de falla de las cimentaciones

La patología más común en cimentaciones se produce por efecto de los asentamientos del terreno, este fallo en el terreno puede estar relacionado al aumento de la capacidad de carga que provocan la plastificación y deformación del terreno, humedades externas y eventualmente un error de diseño (ver figura 17). (Peñaranda, 2011).

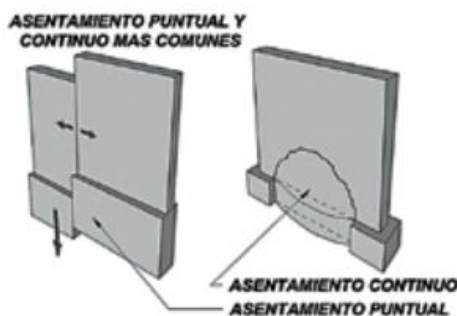


Figura 17: Asentamientos en las cimentaciones
Fuente: (Peñaranda, 2011)

2.2.3. Materiales de construcción

Al inspeccionar una estructura antigua se puede constatar la gran variedad de materiales de construcción que se han empleado durante siglos y están reflejadas en este tipo de estructuras. Por esta razón es que es necesario tener especial precaución al adoptar valores de las propiedades mecánicas de los elementos, aunque existan muchas fuentes bibliográficas que recomiendan valores, estos deben tomarse solamente como una referencia, ya que en la realidad de cada estructura estas pueden ser dispersas si se considera que son susceptibles a variaciones de diferentes índoles, por ejemplo, la calidad de materias primas empleadas, métodos de construcción e incluso factores ambientales y de mantenimiento.

Es así que solo mediante la determinación en sitio o en estructuras de iguales características es posible obtener valores confiables de las propiedades mecánicas de los materiales.

2.2.3.1. Mortero

Para que los mampuestos queden juntos entre sí, y así formar un elemento de gran tamaño es necesario la aplicación de un material en estado plástico que rellene los huecos y les proporcione cierta adherencia. El más común material utilizado para este propósito es el mortero de cal y arena, el cual tiene ciertas particularidades que los hacen mejor que el barro quien fue

su antecesor, estas propiedades radican en que, la cal adquiere resistencia por un proceso de carbonatación al contacto con el aire lentamente desde las caras exteriores hasta el interior del elemento, de hecho se requiere de algunos años para que el mortero fragüe completamente, este fenómeno le da al elemento estructural cierta capacidad de deformarse y adaptarse a posibles cambios de forma. (Meli, 1998) (López, 2016)

Los morteros de cal y arena alcanzan normalmente resistencias en el rango de 5 a 20 [Kg/cm²], aunque en ocasiones han perdido mucha resistencia debido a su relativa porosidad que permite la penetración de humedad. (Yépez, Barbat, & Canas, 1995) (López, 2016)

2.2.3.2. Mampostería

La norma ecuatoriana de la construcción define a la mampostería como todo elemento cuya constitución sea un conjunto trabado de piezas asentadas con mortero. (NEC-SE.MP, 2015)

Por otra parte la inmensa variedad de modalidades constructivas presentes en la construcción de edificaciones antiguas hace inútil cualquier intento exhaustivo por clasificarlas, sin embargo es de importancia mencionar que las propiedades estructurales que adquieren dependen totalmente de los materiales que la componen y de las propiedades mecánicas de los mismos, adicionalmente las propiedades mecánicas no solamente dependen de la calidad del mampuesto y del mortero sino también de la forma del aparejo entre mampuestos y de su distribución interna, es así que se tendrá variaciones entre “mamposterías organizadas” y “mamposterías irregulares”. (Meli, 1998) (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

Entre la variedad ilimitada de arreglos de mampostería y mortero que se emplean en edificaciones antiguas, se presentan algunos de los más representativos desde el punto de vista de comportamiento estructural: el primero es los que siguen un arreglo regular comúnmente formados en base a bloque o ladrillo (ver figura 18 a), los que presentan arreglos irregulares pero con adecuada unión entre sus mampuestos (ver figura 18 b), aquellos con

distribución de mampuestos desorganizada con algún criterio de formación de núcleos interiores con piedra de diferente tamaño y uso de hormigón ciclópeo (ver figura 18 c) y finalmente aquellos con elementos transversales de amarre (ver figura 18 d). (Meli, 1998)

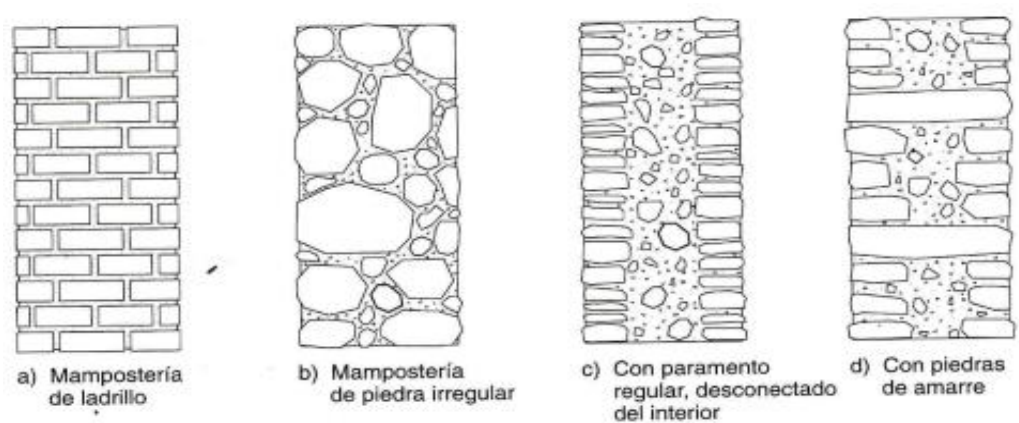


Figura 18: Tipos de mampostería comunes

Fuente: (Meli, 1998)

2.2.3.2.1. Modos de falla de mampostería ante carga vertical

La causa de la falla ante carga vertical en una mampostería se puede distinguir según su modo de falla, estas son: por tensión transversal en la piedra cuando se trata de mampuestos de ladrillos o bloques (ver figura 19 a), por aplastamiento del mortero y desprendimiento de las piedras provocando abultamiento (ver figura 19 b) y por fuerzas de corte actuando en un plano una sección o plano débil (Ver figura 19 c). (Meli, 1998)



Figura 19: Modo de falla de mampostería ante carga vertical

Fuente: (Meli, 1998)

2.2.3.2.2. Propiedades mecánicas de la mampostería

Resulta complicado proponer valores para las propiedades mecánicas de la mampostería, debido su gran variedad, sin embargo la bibliografía de varios autores recomiendan rangos de valores comunes para edificaciones antiguas en Latinoamérica, estos valores se presentan en la tabla, resumida por Roberto Meli en su libro “Ingeniería estructural de las edificaciones históricas”

En la tabla a continuación el valor del peso volumétrico viene en unidades de $[T/m^3]$ y las resistencias y módulo de elasticidad en $[Kg/cm^2]$.

Tabla 1

Propiedades mecánicas de la mampostería

Material	Peso Volumétrico	Resistencia compresión	Resistencia cortante y tracción	Módulo de elasticidad
Adobe	1.8	2-5	0.5	3000
Bloques de tepetate con mortero de cal.	1.8	5-10	0.5	5000
Ladrillo con mortero de lodo.	1.6	5-10	1.0	5000
Ladrillo con mortero de cal.	1.6	15-20	2.0	10000
Mampostería de piedra regular con mortero de cal.	2.0	10-15	0.5	5000
Mampostería de piedra de buena calidad.	2.0	30	2.0	20000

Fuente: (Meli, 1998)

2.2.3.3. Madera

La madera debido a su antigüedad, junto con piedra es el material más utilizado desde tiempos remotos, su atractivo recae en ser un material abundante, de bajo peso y de buena resistencia a esfuerzos de tensión. Sin embargo su funcionamiento estructural depende de la especie y las características de su crecimiento y posterior tratamiento, procedimientos como los métodos de tala, secado y aserrado pueden influir en su resistencia final. (ICOMOS, 2004)

Las propiedades de la madera se definen por la estructura interna del árbol y su forma de crecimiento y cambian según la dirección que se aplique la carga, también se conoce que las propiedades que definen la calidad estructural de la madera aumentan con su peso específico. (Meli, 1998)

2.2.3.3.1. Acuerdo de Cartagena para los países andinos

En junio de 1974 la comisión del acuerdo de Cartagena aprobó la decisión en la cual los países andinos crearon el primer manual de diseño para maderas tropicales, en este manual se clasifica las maderas andinas en tres grupos estructurales, la clasificación para el Ecuador se muestra en la tabla 2. (PADT REFORT , 1984),

Cabe mencionar que la especie Eucalipto Globulus no es considerada como madera estructural por el acuerdo, sin embargo en la tesis de grado desarrollada por (Espinosa & Salazar, 2011) sugieren incluirá al eucalipto Globulus en madera estructural clase B, sustentado en la realización de ensayos de laboratorio.

Tabla 2**Clasificación estructural de la madera Ecuatoriana**

PAIS	GRUPO	NOMBRE
ECUADOR	A	Caimitillo
		Guayacán
		Chanul
		Moral fino
	B	Pituca
		Eucalipto Globulus.
		Fernansanchez
	C	Mascarey
		Sande

Fuente: (PADT REFORT , 1984)

Los esfuerzos admisibles que se presentan a continuación en la tabla 3, y los módulos de elasticidad en la tabla 4, están en $[Kg/cm^2]$ y son aplicables cuando la madera cumple con la norma de clasificación visual detallada más adelante en este documento.

Tabla 3**Esfuerzos admisibles de la madera en $[Kg/cm^2]$**

Grupo	Flexión	Tracción paralela	Compresión paralela	Compresión perpendicular	Corte paralelo
A	210	145	145	40	16
B	150	105	110	28	12
C	100	75	80	15	8

Fuente: (PADT REFORT , 1984)

Tabla 4
Módulos de elasticidad de la madera en [Kg/cm²]

Grupo	E mínimo	E promedio
A	95	130
B	75	100
C	55	90

Fuente: (PADT REFORT , 1984)

2.2.3.4. Hormigón Armado

La normativa ecuatoriana especifica que para llevar a cabo el diseño estructural de los elementos de hormigón armado, a fin de garantizar una resistencia adecuada, se diseñara y verificara utilizando factores de carga y factores de reducción de resistencia según la normativa actual vigente. (NEC SE-HM, 2015)

2.2.3.4.1. Factores de reducción de resistencia

La exigencia para el diseño de elementos de hormigón armado es garantizar que la resistencia de diseño sea mayor a la resistencia requerida, esto se garantiza con el cumplimiento de las siguientes ecuaciones en donde el subíndice “u” hace referencia a las resistencias ultimas mientras que el subíndice “n” a las resistencias nominales. (NEC SE-HM, 2015)

- Carga axial: $\phi P_n > \phi P_u$
- Momento: $\phi M_n > \phi M_u$
- Cortante: $\phi V_n > \phi V_u$

Los factores de reducción de resistencia “ ϕ ” correspondientes a flexión carga axial, cortante y torsión se especifican en la tabla 5 a continuación.

Tabla 5
Factores de reducción de resistencia

Solicitaciones	Factores de reducción de resistencia ϕ
Secciones controladas por tracción	0.90
Tracción Axial	0.90
Secciones controladas por compresión	
<ul style="list-style-type: none"> • Elementos con refuerzo transversal en espiral 	0.75
<ul style="list-style-type: none"> • Otros elementos reforzados 	0.65
Cortante y torsión	0.75
Aplastamiento	0.65

Fuente: (NEC SE-HM, 2015)

2.2.3.4.2. Propiedades mecánicas del hormigón armado

Los elementos de hormigón armado deben cumplir con requisitos de resistencia estructural y factores de exposición ambiental según la normativa vigente (NEC SE-HM, 2015)

Resistencia a la compresión

Para el diseño de elementos de hormigón armado la NEC SE-HM presenta el rango en los que deben estar los valores de resistencia a la compresión (NEC SE-HM, 2015), estos son:

- Valor mínimo para el hormigón normal: $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Valor máximo para elementos de hormigón liviano $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Para evaluación de estructuras con elementos de hormigón en donde haya incertidumbre del valor de resistencia a la compresión a adoptar, la NEC 15 permite la utilización de ensayos no destructivos, como el del esclerómetro de acuerdo a las consideraciones de la norma ATM 805 (NEC SE-HM, 2015).

Resistencia a la fluencia

Las industrias de acero en el mercado ecuatoriano, fabrican varillas para hormigón armado con una resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ esto debido a que garantizan que el proceso de fabricación es de alta tecnología y existe buen control de calidad.

Por otro lado la norma ecuatoriana de la construcción señala que la resistencia real a la fluencia del hormigón armado basada en ensayos realizaos por la fábrica, no debe ser mayor que f_y , en más de 125 Mpa, además que la relación entre la resistencia real de tracción y la resistencia real de fluencia no debe ser mayos a 1.25. (NEC SE-HM, 2015)

Cálculo del módulo de elasticidad

La norma ecuatoriana de la construcción especifica que este parámetro se calcula mediante la siguiente ecuación.

$$E_c = 1.15 \sqrt[3]{E_a} * \sqrt{f'_c} \quad 2.3$$

En donde:

E_c : Modulo de elasticidad para el hormigón [Gpa]

E_a : Modulo de elasticidad para el agregado [Gpa]

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón [Kg/cm^2]

Para el desarrollo de la ecuación anterior es necesario contar con el valor del modelo de elasticidad del agregado, para esto la NEC 15 en el capítulo de hormigón armado presenta una tabla con valores típicos para diferentes lugares del ecuador, sin embargo para el caso de estructuras antiguas conocer el origen de los agregados resulta complicado.

Para solventar dificultades del tipo y origen del agregado se utiliza la ecuación propuesta por el ACI 318RS-14.

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c} \quad 2.4$$

En donde:

E_c : Modulo de elasticidad para el hormigón [Kg/cm^2]

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón [Kg/cm^2]

2.2.3.4.3. Inercia de las secciones agrietadas

La norma ecuatoriana de la construcción especifica que para estructuras con elementos de hormigón armado y de mampostería, para calcular rigideces y derivas máximas se utilizará los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales. (NEC-SE DS, 2015)

Estas inercias en estructuras de hormigón armado serán calculadas de la siguiente manera.

- 0.5 I_g : para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- 0.8 I_g : para columnas
- 0.6 I_g : para muros estructurales

Fuente: (NEC-SE DS, 2015)

Mientras que para mampostería son:

- 0.5 I_g : para muros con relación (altura total/longitud > 3)
- Para muros con relación altura/longitud menores a 1.5, no se necesita utilizar valores de inercia agrietada
- Para muros con relación altura/longitud entre 1.5 y 3, puede obtenerse el factor multiplicativo de I_g por interpolación, entre 1 y 0.5.

Fuente: (NEC-SE DS, 2015)

Adicionalmente ACI 318S-14 permite usar los siguientes valores, cuando se realice análisis elástico a nivel de cargas mayoradas.

Tabla 6
Inercias agrietadas ACI 318

Miembro y condición		Momento de inercia
Columnas		0.70 I _g
Muros	No fisurados	0.70 I _g
	fisurados	0.35 I _g
Vigas		0.35 I _g
Placas planas y losas planas		0.25 I _g

Fuente: (ACI 318RS-14, 2014)

2.3. Geotecnia y ensayos no destructivos en edificaciones antiguas

El ensayo no destructivo (también llamado END, o en inglés NDT de nondestructive testing), son aquellos ensayos que no alteran la forma ni las propiedades de un objeto. No producen ningún tipo de daño en él, o el daño es prácticamente imperceptible. Este tipo de ensayos sirven para estudiar propiedades físicas, químicas o mecánicas de algunos materiales. (SCI Control & Inspección, 2017).

Los ensayos no destructivos, por su naturaleza, entregan datos aproximados acerca del estado de la variable a medir, mientras que los ensayos destructivos garantizan un nivel de confianza más alto, sin embargo ambos son igual de válidos. Con la ventaja que los no destructivos suelen ser más baratos y viables para el propietario del inmueble a examinar, ya que no implican la destrucción del mismo. En todo momento se debe tener en cuenta que los instrumentos y la tecnología son herramientas y no sustitutos del criterio estructural ni del conocimiento sobre los materiales y sistemas constructivos empleados en edificaciones antiguas. (Meli, 1998)

2.3.1. Esclerómetro: resistencia de los elementos hormigón

Dentro de los métodos de ensayo basados en la dureza superficial tenemos el método del esclerómetro o martillo de Schmidt. Consiste en una

masa metálica conocida, activada con una energía de percusión de 0.225 m.Kp, que choca contra el material a medir sobre una superficie de contacto dada. La cantidad de energía recuperada en el rebote de la masa es un índice de la dureza de la superficie ensayada (índice de rebote). La energía se proporciona a la masa mediante un muelle. Aunque no es un ensayo excesivamente preciso, nos permite tener un orden de magnitud de la dureza superficial del material. Por esta razón debe considerarse en relación a otros materiales y/o probetas. (Monteagudo, 2010), en la Figura 20 se muestra el esclerómetro el utilizado en los ensayos.



Figura 20: Esclerómetro o martillo Schmidt

El martillo únicamente se debe usar en las superficies de los materiales a ensayar. En el caso de ensayos in situ, el desarrollo del ensayo consiste en una preparación de las zonas elegidas, eliminando la lámina de roca meteorizada. Para alisar la superficie de ensayo se utiliza una piedra de amolar (ver Figura 21). Para calibrar el martillo se utiliza un yunque de prueba. Se recomienda realizar esta prueba de funcionamiento cada vez que se utilice el dispositivo. Si no se dispone del yunque de prueba se recomienda enviarlo al fabricante para su chequeo después de realizar 1000 impactos o cada 3 meses. (Geoengineering Services & Consulting E.I.R.L, 2016)



Figura 21: Preparación de la superficie de ensayo

Fuente: (Linares, Ortíz, & Marrero, 2004)

Mediante el esclerómetro, se puede estimar la resistencia característica uniaxial del concreto de acuerdo a las correlaciones de la dureza Schmidt mediante el rebote de la superficie de concreto ensayada. Esta medida del rebote se correlaciona con la resistencia mediante el gráfico o curva de calibración del equipo (ver Figura 22), que tiene en cuenta la orientación del martillo respecto al plano del material ensayado, la curva A: es para una orientación del equipo de 0° y 90° , la curva B: de 0° a 45° y la curva C: para -45° a 0° (Geoengineering Services & Consulting E.I.R.L, 2016)

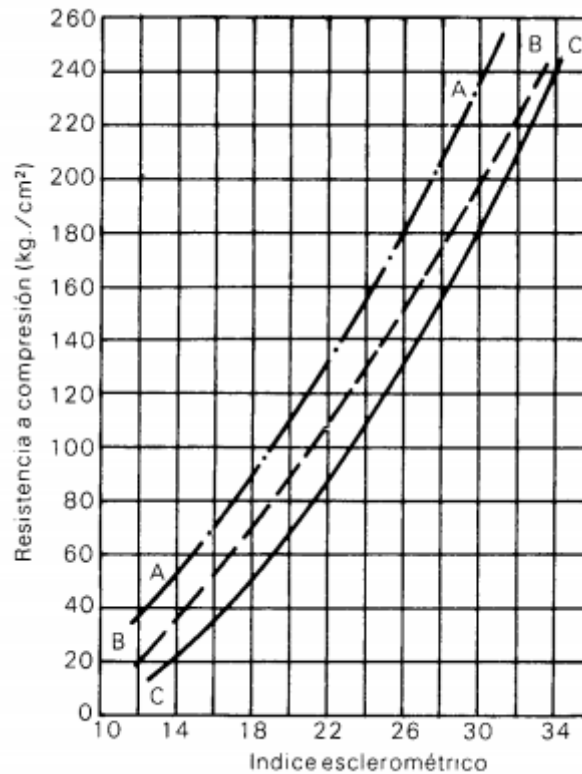


Figura 22: Curva de calibración para el martillo Schmidt

Fuente: (Gomez, 2017)

2.3.2. Refracción sísmica: Geotecnia

La refracción sísmica es un ensayo de tipo indirecto, es decir se lleva a cabo sin acceder directamente al terreno, cuyo método de exploración geofísica permite determinar la estratigrafía del subsuelo, según el cambio de las propiedades dinámicas de los materiales que lo conforman a diferentes estratos. El ensayo consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas de compresión (Ondas P) generadas por una fuente de energía impulsiva a unos puntos localizados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno. (Rivera, Piedra, & Paripanga, 2016) A continuación se presenta un esquema de la refracción sísmica y la captación de la información por los Geófonos (ver figura 23).

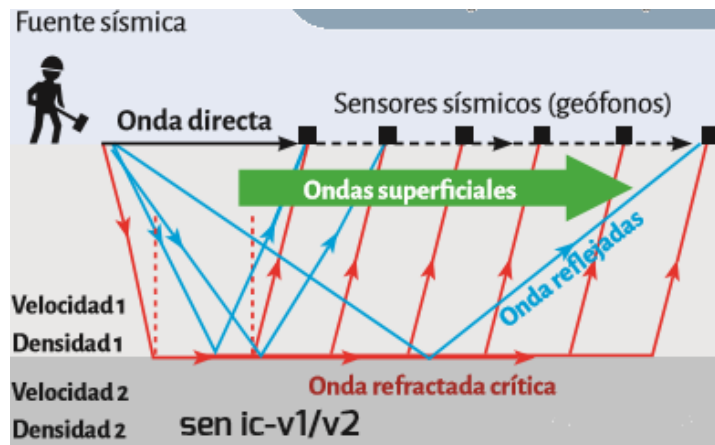


Figura 23: Esquema del ensayo de refracción sísmica

Fuente: (Rivera, Piedra, & Paripanga, 2016)

La fuente sísmica emite energía, esta se propaga en forma de ondas, y es detectada, amplificada y registrada de tal manera que resulta posible determinar su tiempo de arribo en cada punto de ubicación del geófono. El tiempo cero se da al inicio de la grabación y es generado por un dispositivo conocido como “trigger” que activa el sistema de adquisición de datos al momento de producirse el impacto. Con la diferencia entre el tiempo de llegada y el tiempo cero se evalúa el tiempo de propagación de las ondas desde la fuente sísmica hasta los geófonos receptores. (Rivera, Piedra, & Paripanga, 2016).

2.3.2.1. Ondas de compresión (Ondas P)

También conocidas como ondas primarias, son ondas longitudinales que al propagarse provocan la vibración de las partículas en el mismo sentido del tren de ondas, esto produce compresión y dilatación del medio de propagación a su paso. La velocidad con la que se propagan las ondas P se denomina “Velocidad de Onda V_p ”. (Pazmiño, 2017)

2.3.2.2. Ondas de corte (Ondas S)

También conocidas como ondas secundarias, son ondas transversales que al propagarse provocan la vibración de las partículas en sentido perpendicular al tren de ondas. La diferencia entre ondas S y ondas P, es que

las primeras poseen una mayor amplitud que las segundas; es por ello que las ondas S transportan la mayor cantidad de energía generada por la fuente, además que este tipo de ondas solo pueden viajar en materiales que poseen resistencia al corte. La velocidad con la que se propagan las ondas S se denomina “Velocidad de Onda Vs”. (Pazmiño, 2017)

2.3.2.3. Método multicanal de ondas superficiales (MASW)

Procedimiento que consiste en registrar las ondas superficiales generadas debido al impacto del martillo y que son recolectadas por los geófonos receptores instalados en la superficie del suelo para obtener la curva de dispersión experimental de la velocidad de onda de Rayleigh, además este procedimiento permite conocer el tipo de suelo sísmico, su rigidez, posibles hundimientos y movimientos de las infraestructuras en la zona de estudio. (Pazmiño, 2017).

2.3.2.4. Procesamiento de datos “SEISMAGER- ES 3000”

Cuando la fuente sísmica emite energía (golpe del martillo sobre una placa metálica), esta es detectada, amplificada y registrada por un equipo especial diseñado para este propósito, Utilizando el software de adquisición de datos “SEISMODULER CONTROLLER Modulo ES 3000”. La información es captada sin procesar, la cual está compuesta por tiempos de viaje y distancias. Entonces esta información de tiempos y distancias es manipulada mediante el empleo de métodos finitos para convertirla en un formato de variaciones de velocidad con la profundidad llamado dromocronas, todo esto mediante el uso del programa “PICK WIN” y para la inversión de datos y generación de los perfiles sísmicos y velocidades V_p se usa el programa “PLOTREFA”, adicionalmente para establecer los perfiles que determinan esfuerzo de corte en una profundidad de 30 m ($V_s 30$), se sigue el procedimiento descrito por el método multicanal de ondas superficiales (MASW) mediante el uso del programa “WaveEq”.

2.3.3. Pachómetro: Acero de refuerzo en los elementos de hormigón

El Pachómetro comúnmente conocido como detector de metales es un instrumento que se utiliza para, precisamente, detectar acero de refuerzo en estructuras de concreto armado. Este equipo funciona a base de inducción de pulsos de corriente eléctrica. Básicamente, el sensor que también es emisor, envía un pulso a la varilla de refuerzo y la varilla regresa otro pulso en respuesta al sensor, dependiendo de la magnitud de pulso que refleja la varilla, el equipo puede estimar la ubicación, orientación y diámetro del refuerzo. (James Instrument , 2017)

El equipo utilizado para el desarrollo del presente proyecto es un Rebar scope de la firma James Instruments (ver figura 24).



Figura 24: Pachómetro con sus accesorios

Fuente: (HYLEC, 2015)

2.3.4. Acelerómetros: Propiedades dinámicas de la estructura

El ensayo que utiliza los acelerómetros para evaluar el comportamiento dinámico de la estructura, es la prueba de vibración ambiental, esta prueba tiene diferentes aplicaciones como: El control de calidad de una obra en ejecución, control de daños causados por un sismo y monitoreo de edificaciones existentes. (Trujillo , 2011)

2.3.4.1. Ensayo de vibración ambiental

La prueba de vibración ambiental es una técnica mediante la cual es posible determinar las propiedades dinámicas “reales” de un sistema estructural para su validación con las generadas teóricamente o en modelos analíticos, la prueba consiste en registrar vibraciones provocadas por excitaciones ambientales (viento, flujo vehicular, operación de maquinarias etc). (Wenzel & Pichler, 2005)

El método se basa en el hecho de que las estructuras tienen modos naturales de vibración, pues son propiedades fundamentales de la estructura y dependen de su configuración geométrica y de su rigidez. El concepto de vibración ambiental se basa en el hecho de que las fuentes de excitación corresponden al entorno y no se conocen al cien por ciento, es decir siempre habrá un margen de incertidumbre, sin embargo los resultados son bastantes buenos y frecuentemente cumple las expectativas. (Mendez, 2014)

2.3.4.2. Sensores de aceleración

Los acelerómetros son instrumentos que permiten medir la aceleración asociada a la vibración producto del movimiento de una estructura, tienen la capacidad de convertir las variaciones de una magnitud física en una señal eléctrica analógica proporcional a la fuerza aplicada al sistema, que para el caso estructural es la vibración forzada o ambiental (Pernia, 2004). El equipo a utilizar en esta investigación es el “Waspote Plug & Sense” (ver figura 25) fabricados por la empresa española Libelium, el cual se compone de: los sensores “Waspote” y un router Linux “MeshLium”. (Libelium, 2016)

El propósito del uso de los acelerómetros “Waspote Plug & Sense” es usar su sensor incorporado de aceleración LIS3331LDH, para determinar el comportamiento dinámico de la estructura mediante la medición y registro aceleraciones reales en los 3 ejes (X, Y, Z). Para esto los sensores de aceleración “Waspote” a través de sus radios inalámbricas envían las tramas de señales captadas al receptor de datos “MeshLium” y este a su vez funciona

como router wifi que emite una red abierta para la conexión de un dispositivo electrónico como una Laptop o un Smartphone. (Vinueza, 2017)



Figura 25: Sensores de aceleración Waspote Plug & Sense
Fuente: (Libelium, 2016)

2.3.4.3. Registro, tratamiento y análisis de señales.

Los sensores “Waspote” entregan información en bruto, la cual necesita ser procesada y ajustada mediante técnicas de procesamiento de datos usando herramientas informáticas o softwares específicos, a continuación se detalla las técnicas, softwares y herramientas empleadas en esta investigación.

2.3.4.3.1. Señales

El concepto de señal es bastante amplio, se define como el registro en el tiempo o en el espacio de magnitudes físicas o de otra naturaleza, por ejemplo: la velocidad, la aceleración, la intensidad de corriente, el sonido, etc. La representación matemática de una señal es la noción de función de una o varias variables, pero un modelo más general y satisfactorio consiste en tratar una señal como una distribución (función generalizada). (Medina, 2010)

Se pueden procesar señales analógicas (representadas por funciones continuas) o señales digitales (representadas por funciones discretas) (Medina, 2010)

2.3.4.3.2. Análisis espectral de señales

El análisis espectral es el proceso que cuantifica las diversas intensidades de cada frecuencia (Mendez, 2014). La información captada por el receptor "MeshLium" para ser procesada en el computador, son señales en el dominio del tiempo es decir funciones temporales. Sin embargo por razones prácticas y de cálculo estas se trabajan en el dominio de la frecuencia, esta conversión es posible empleando un análisis espectral que cambie la señal del dominio del tiempo al de la frecuencia, basándose en la teoría de transformada de Fourier (Chopra, 1995)

Previo a realizar el análisis espectral hay que considerar que una señal presenta una serie de errores, que es necesario corregir y filtrar para que esta señal este apta para ser procesada.

2.3.4.3.3. Corrección de señales

En ocasiones puede darse que el acelerómetro no este correctamente nivelado o que el sistema de registro de datos este fallando ligeramente, lo cual provoca desfases con respecto a la línea de ceros, estos valores desfasados se deben eliminar de la señal empleando el procedimiento de corrección de línea base. Por otra parte existen errores del tipo instrumental que se presentan cuando hay incompatibilidades con las constantes de calibración de los equipos de medición. (Trujillo , 2011)

Corrección de línea base

Para llevar a cabo la corrección de línea base, se calcula el valor promedio de los datos del registro “ α ”, y se resta a cada valor de la aceleración " α_i ", de esta manera se obtiene la señal sobre la línea de ceros. (Trujillo , 2011)

$$\alpha_{\text{corregido}} = \alpha_i - \alpha \quad 2.5$$

$$\alpha = \sum_{i=1}^n \alpha_i / n \quad 2.6$$

En donde:

$\alpha_{\text{corregido}}$: Valor de la aceleración corregida

α_i : Aceleración en el punto i

α : Promedio de aclaraciones del registro

2.3.4.3.4. Filtrado de señales

Los filtros de señales son aplicables a funciones en el tiempo, útiles para eliminar rangos de frecuencias dentro de una señal que no corresponden a la naturaleza del fenómeno o magnitud que se requiere medir, o específicamente para el caso de estudio, señales que no corresponden a los sistemas analizados en el campo de la ingeniería civil. El filtrado es necesario pues la omisión de este procedimiento puede provocar que errores generados por amplitudes ajenas, sin embargo en el momento de filtrar es necesario tener cuidado de no eliminar frecuencias del sistema de estudio. (Merino, 2014)

A continuación se muestran algunos de los filtros más utilizados para el análisis de señales.

- Filtro pasa baja: Permite el paso de frecuencias bajas, elimina todas las frecuencias superiores a una dada.

- Filtro pasa banda: permite el paso de frecuencias dentro de un rango definido.
- Filtro pasa alta: permite el paso de frecuencias altas, elimina todas las frecuencias inferiores a una asignada.
- Filtro quita banda: Elimina el paso de frecuencias en un rango definido, y permite el paso de frecuencias que estén fuera de este rango. (Trujillo , 2011) (Merino, 2014)

2.3.4.3.5. Análisis de Fourier

Joseph Fourier a principios del siglo XIX, recopiló información para presentar al mundo científico, que una función periódica de periodo “T” se puede representar como una suma trigonométrica de senos y cosenos del mismo periodo “T”, esta es la idea básica de las series de Fourier. (Mendez, 2014)

Con el registro temporal de aceleraciones ya corregido el siguiente paso es comenzar con el análisis del contenido frecuencia de la señal para determinar periodos y frecuencias predominantes, este proceso se lleva a cabo mediante la utilización del espectro de Fourier que se obtiene mediante la transformada de Fourier. (Trujillo , 2011)

El espectro de Fourier es una herramienta matemática de mucha utilidad que proporciona información sobre las frecuencias contenidas en un registro temporal o señal. Con la aplicación de esta metodología, se puede visualizar para cada período de oscilación presente en la señal, una amplitud máxima correspondiente. Para llevar a cabo su cálculo en una señal definida en el dominio del tiempo se debe recurrir a una herramienta de ordenador llamada transformada rápida de Fourier o FFT por sus siglas en inglés (Fast Fourier transform) (Trujillo , 2011)

Transformada de Fourier

Comenzaremos definiendo la transformada de Fourier matemáticamente como un producto interno mediante el cual se puede expresar a una función periódica como una suma de funciones exponenciales complejas. (Gao & Yan, 2011) . La transformada de Fourier es utilizada en el procesamiento y análisis de señales de señales mediante la ecuación siguiente:

$$F(\omega) = \int_{-\alpha}^{\alpha} f(t)e^{-i\omega t} dt \quad 2.7$$

En la ecuación 2.7 se tiene que:

$F(\omega)$: Transformada de fourier (funcion compleja)

$f(t)$: Señal (funcion en el dominio del tiempo)

$$e^{-i\omega t} = \cos(\omega t) + i\text{sen}(\omega t)$$

$$i = \sqrt{-1}$$

ω : es el rango de las frecuencias angulares asociadas con la señal, es decir el contenido frecuencial de la señal. (Gao & Yan, 2011)

Transformada discreta de Fourier (DFT)

En mediciones de sistemas estructurales, la señal se obtiene mediante un convertidor analógico digital, por este motivo la representación de la transformada de Fourier se la hace en forma discreta en un periodo de tiempo.

La DFT matemáticamente es el proceso de transformar una función en otra, solo admite una función de entrada discreta (señal digital) y de duración finita. Para el caso de señales, de una función original en el dominio del tiempo obtiene una representación en el dominio de la frecuencia. (Gao & Yan, 2011)

Se define como:

$$F(k\Delta f) = \sum_{n=0}^{N-1} f(n\Delta t)e^{-i(2\pi k\Delta f)(n\Delta t)} \quad 2.8$$

En la ecuación 2.8 se tiene:

N: Número de datos de la muestra discreta

Δt : Tiempo entre datos en el registro

K: 0, 1,2,....., N-1

T: Tiempo total de la muestra

$$\Delta t = T/N$$

Y la frecuencia de muestreo se calcula:

$$f_s = \frac{1}{\Delta t} = \frac{N}{T} \quad 2.9$$

Criterio de Nyquist

Cuando se toma una muestra de frecuencias “ f_s ”, según Nyquist solo se obtiene información confiable y útil para un número de las frecuencias $f_s/2$. (Gao & Yan, 2011). Entonces según esto:

Hay N valores de salida de la DFT y se expresa de la siguiente forma $F(k\Delta t)$ para $k= 0, 1,2,....N-1$, para N igual al número de frecuencias discretas

Donde

$$\Delta f = \frac{1}{T} \quad 2.10$$

Se puede calcular el valor de k en el instante en que $k\Delta f$ sea igual a $f_s/2$

$$k\Delta f = \frac{f_s}{2} \quad 2.11$$

Ahora, despejando Δf , y reemplazando las ecuaciones 2.8 y 2.9 se tiene:

$$k = \frac{f_s}{2 \Delta f} = \frac{N/T}{2 \left(\frac{1}{T}\right)} = \frac{N}{2} \quad 2.12$$

De lo anterior se deduce que el número de datos de frecuencias confiables o frecuencia máxima útil (f_{max}) o también conocida como frecuencia doblada corresponde solamente a la mitad de valores N de salidas disponibles en la DFT, la otra mitad de valores serán descartados.

$$f_{max} = \frac{f_s}{2} \quad 2.13$$

Transformada rápida de Fourier (FFT)

Es un algoritmo matemático originalmente presentado por Cooley y Tukey en 1965, este algoritmo calcula la DFT y su inversa mediante operaciones orientadas al uso del computador, el algoritmo es diseñado para evitar errores de precisión. (Mendez, 2014)

2.3.4.4. Resumen para el cálculo de las propiedades dinámicas

A continuación se presenta un resumen del cálculo las propiedades dinámicas de la estructura: comenzamos definiendo el espectro de amplitudes de Fourier (ver figura 26) de acuerdo al procedimiento propuesto por el profesor Botero, luego analizando los picos del espectro de Fourier y relacionándolos con los espectros de todos los sensores empleados en la prueba de vibración ambiental es posible determinar el periodo y frecuencia predominantes en el sistema estructural (Trujillo , 2011).

El procedimiento de obtención de las propiedades dinámicas de la estructura de la UEJM se detalla en el capítulo 3 de este documento.

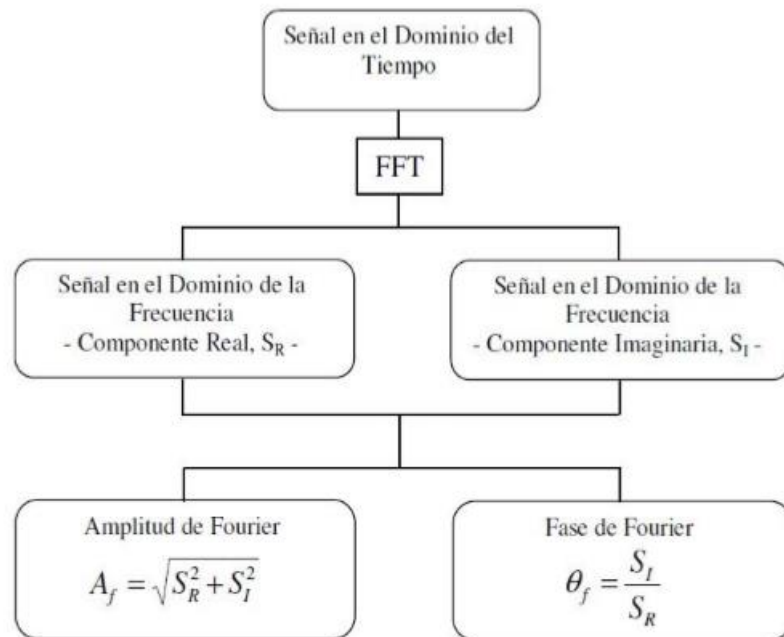


Figura 26: Procedimiento para el cálculo del espectro de amplitudes

Fuente: (Botero, 2011)

Se presenta un esquema que resume el calculo de las propiedades dinamicas de una estructura, según lo propuesto por (Trujillo , 2011) en su trabajo de tesis “Determinación de propiedades dinámicas de sistemas físicos empleando técnicas de vibración ambiental” , ajustado al caso de una estructura antigua.

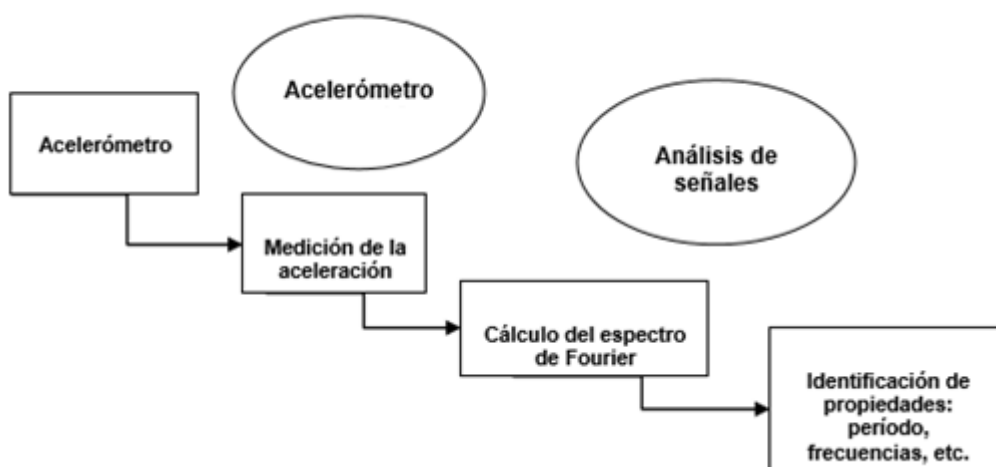


Figura 27: Resumen para determinar las propiedades dinámicas

Fuente: (Trujillo , 2011)

2.3.4.5. SeismoSignal: Software para el procesamiento de señales

El software es desarrollado por la firma SeismoSoft, desde el 2002, es una herramienta que tiene la capacidad de procesar datos tipo “Strong Motion” producto de movimientos sísmicos, con una interfaz amigable, a partir de un registro sísmico deriva una serie de parámetros asociados al movimiento, requeridos por sismólogos, ingenieros civiles y profesionales que se desempeñan en la ingeniería sísmica y estructural, (SeismoSoft, 2017), En su pantalla principal cuenta con 5 herramientas, algunas de ellas se describen a continuación:

Corrección de línea base y filtros: SeismoSignal lee el acelerograma guardado en formato de texto “.dat”, para realizar la corrección de línea base, mediante el empleo polinomios de hasta tercer orden, luego filtra las señales con tres tipos de filtros digitales disponibles, estos son: Lowpass (pasa baja), Highpass (pasa alta), Bandpass (pasa banda), bandstop (quita banda), el interfaz de esta herramienta se muestra a continuación (ver figura 28).

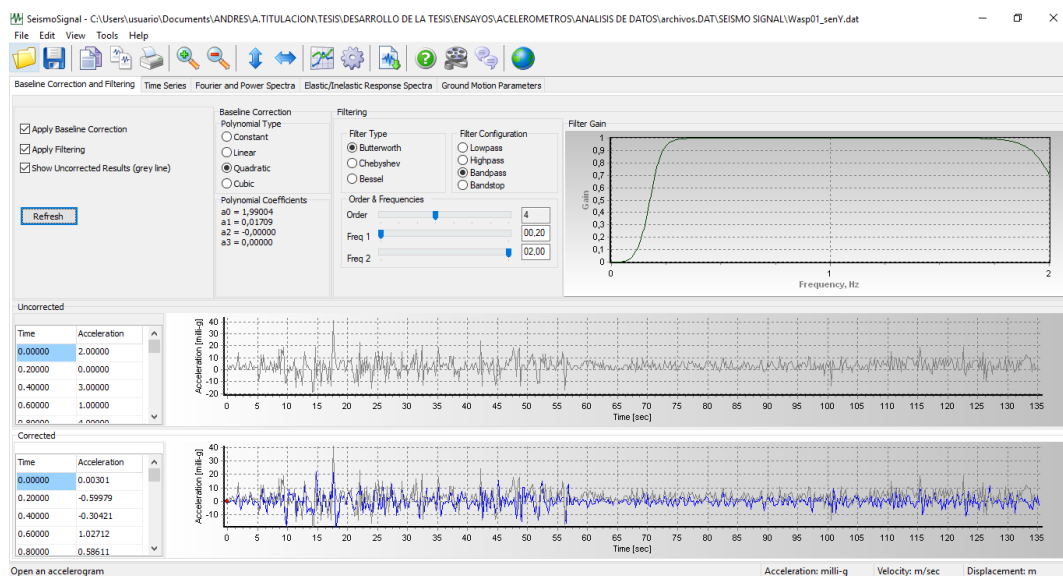


Figura 28: Corrección de línea base y filtro en SeismoSignal

Series en el tiempo: Cuando se ingresa el acelerograma, el programa calcula diagramas de aceleración, velocidad y desplazamiento (ver figura 29)

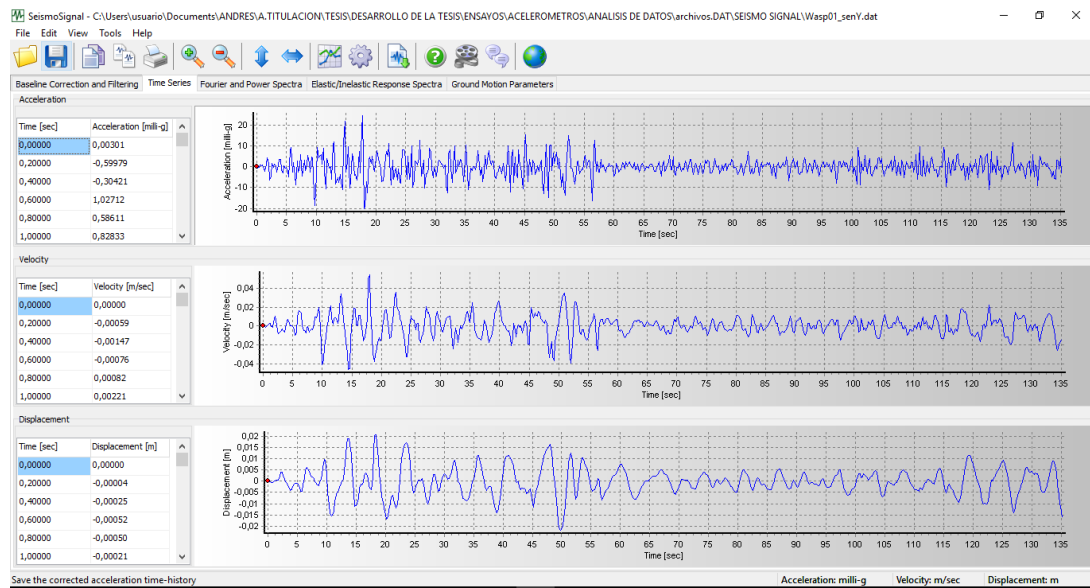


Figura 29: Series en el tiempo en SeismoSignal

Espectro de Fourier y espectro de potencia: estos espectros son calculados en base a las correcciones y filtrado en las señales previos.

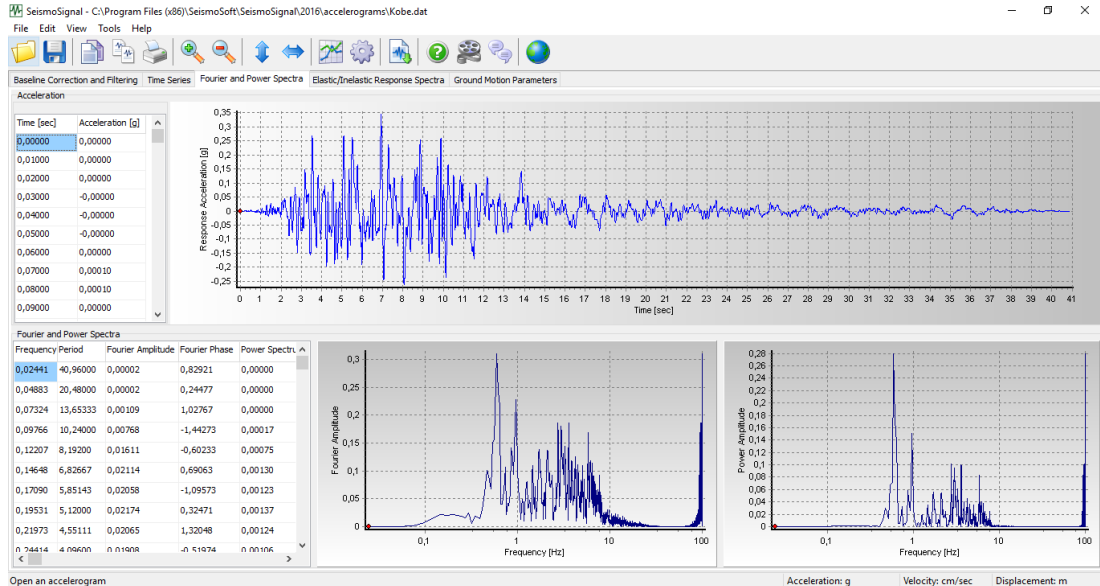


Figura 30: Espectro de Fourier y Potencia en SeismoSignal

Espectros de respuesta elásticos e inelásticos: los cuales están en función del factor de amortiguamiento de la estructura.

Parámetros del movimiento “Ground Motion Parameters”: en esta herramienta se presentan parámetros inherentes a la señal contenida en el acelerograma como: Aceleración máxima, velocidad máxima y desplazamiento máximo, además periodos predominantes presentes en la señal. (SeismoSoft, 2017)

2.3.5. Higrómetro: Humedad Vs resistencia de la madera

El manual de diseño para maderas del grupo Andino establece mediante ensayos experimentales, que la madera pierde resistencia cuando aumenta su contenido de humedad (ver figura 31), la figura muestra también que la resistencia se mantiene constante cuando el contenido de humedad varía por encima del punto de saturación de las fibras (PSF). (PADT REFORT , 1984)

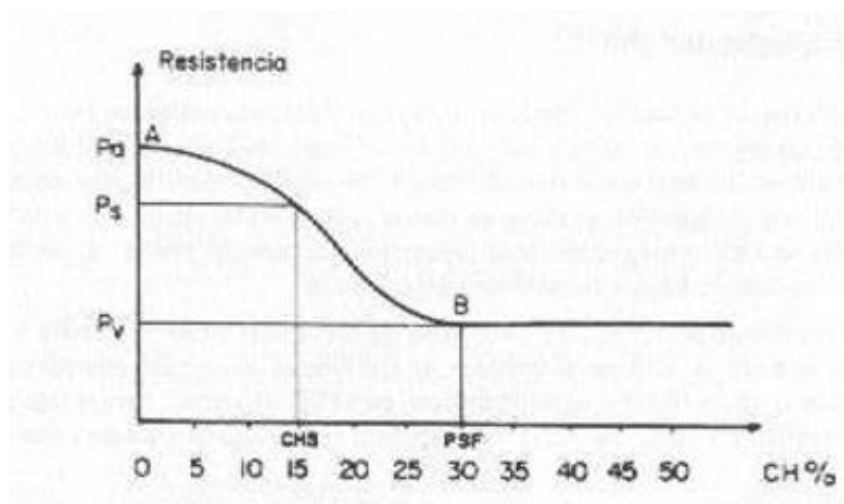


Figura 31: Contenido de humedad Vs resistencia de la madera

Fuente: (PADT REFORT , 1984)

El ensayo se lleva a cabo mediante la obtención del porcentaje de humedad higroscópica de la madera a través del medidor de humedad o higrómetro. El equipo es un medidor digital de humedad en la madera, modelo MD-XG fabricado por la firma CLAS OHLSON (ver figura 32)

El higrómetro mide la cantidad de humedad relativa presente en la madera y la expresa como porcentaje. El modo de uso consiste en introducir los sensores sobre la madera y presionar el botón de prueba “testing switch”, si

el contenido de humedad es inferior al 5%, la pantalla mostrara 0 %, mientras que si el contenido de humedad esta sobre el 28%, la pantalla mostrara HH, esto significa que la lectura del contenido de humedad esta fuera del rango de medición del equipo. (OHLSON, 2017) .



Figura 32: Higrómetro para medición de humedad en la madera

La junta del acuerdo de Cartagena propone el uso de la tabla 7 a continuación, en lugar de la figura 13, esto con el fin de evitar el uso de ecuaciones o interpolaciones. La tabla 7 muestra la variación de las propiedades mecánicas de la madera para una variación unitaria en el contenido de humedad. (PADT REFORT , 1984).

Tabla 7
Δ propiedades mecánicas de la madera Vs Δ de humedad

Propiedad	% de variación
Compresión paralela	4 - 6
Tracción paralela	3
Corte	3
Flexión	4
Módulo de elasticidad	2

Fuente: (PADT REFORT , 1984)

2.4. Estudio de Vulnerabilidad

La vulnerabilidad de una estructura, grupo de estructuras o una zona urbana completa ante un evento sísmico es su predisposición intrínseca a

sufrir daño y está asociada directamente con sus características físicas y estructurales de diseño (Bonnet, 2003) (Barbat & Pujades, 2004)

Para el caso estructural la vulnerabilidad está presente cuando las edificaciones se diseñan y construyen con materiales inapropiados, incapaces de resistir tensiones máximas, como las que se presentan en eventos sísmicos (Chavez, 2016)

2.4.1. Vulnerabilidad en estructuras antiguas

Las edificaciones antiguas en America Latina, están sujetas a una particularidad en cuanto a su vulnerabilidad sísmica, pues se ha dado por transferencia de prácticas constructivas de países en donde el peligro sísmico no es representativo a regiones con alto peligro sísmico, este es el caso de ciudades con importantes centros históricos como: México, Puebla, Oaxaca. Guatemala, Lima y Quito. (Meli, 1998)

La ingeniería sismoresistente sea desarrollado esencialmente para las construcciones modernas de acero y hormigón armado, sus conceptos han sido calibrados con el desempeño de edificios luego de un sismo en diversas partes del mundo, y por la similitud de los sistemas constructivos de edificios alrededor del mundo, las lecciones post sismo son aplicables a edificios de otros países, este fenómeno se da pero en menor grado para el caso de edificaciones antiguas debido a estos son en gran medida el reflejo de las prácticas constructivas de cada región y cultura. (Meli, 1998)

2.4.2. Metodologías para el cálculo de vulnerabilidad sísmica

Para determinar la vulnerabilidad sísmica de una estructura, en la actualidad hay variedad de metodologías propuestas por diferentes autores (Caicedo, Barbat, Canas, & Aguiar, 1994) estas dependen principalmente de factores como: El objetivo de estudio, la información disponible, metodologías empleadas y destinatarios de la información.

Para el caso de edificaciones antiguas existe un método ampliamente utilizado y validado, que comenzó a desarrollarse en Italia por motivos de los estudios post terremotos en 1976. Dos aspectos que corroboran la validez del método son: que las investigaciones se han realizado en toda Italia pasando por centros de investigaciones de las más importantes universidades y también que el método fue adoptado oficialmente por un ente gubernamental el GNDT (Gruppo Nazionale per la difesa dei terremoti). Adicionalmente ninguna otra metodología conocida ha alcanzado este nivel de aceptación. (Yépez, Barbat, & Canas, 1995). El método ha sido desarrollado tanto para estructuras de hormigón armado como las de mampostería, este método es conocido como metodología Italiana para el cálculo de la vulnerabilidad sísmica. (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

2.4.3. Metodología Italiana: Índice de vulnerabilidad

2.4.3.1. Parámetros para levantar del índice de vulnerabilidad

En base a la experiencia de los diseñadores del método, se presenta once parámetros que se considera los más relevantes para evaluar los daños de una estructura de mampostería sujeta a la acción sísmica, siete de estos son puramente subjetivos, mientras que los cuatro restantes involucran cálculos específicos. (Yépez, Barbat, & Canas, 1995).

2.4.3.1.1. Tipo y organización del sistema resistente

Con este parámetro se pretende evaluar la eficacia de la estructura existente de acuerdo al tipo de material, considerando los detalles como la existencia de columnas y vigas, y evaluando las conexiones entre los elementos de resistencia vertical (ver Figura 33), la unión de las paredes y sus conexiones en las esquinas. (Hurtado & León, 2008)

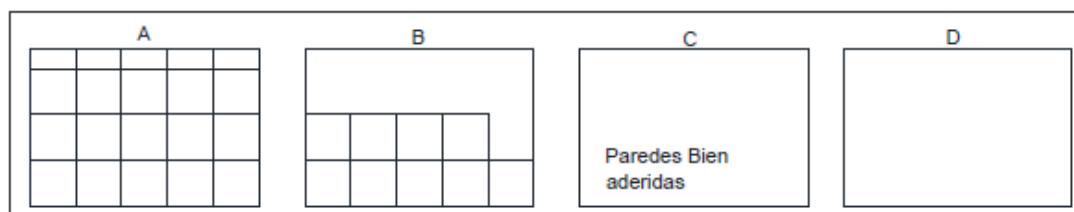


Figura 33: Opciones de organización del sistema resistente
Fuente: (Cadena, 2013)

En la tabla 8 a continuación se presenta las cuatro posibles calificaciones para una estructura de mampostería.

Tabla 8
Tipo y organización del sistema resistente

Calificación	Descripción
A	Edificación en mampostería reforzada o confinada en todas las plantas. Presenta vigas y columnas de confinamiento en todas las plantas.
B	Edificación en mampostería que no posee vigas de confinamiento en alguna de las plantas o no posee columnas de confinamiento en los pisos superiores; o a su vez, Presenta vigas de confinamiento sin columnas; o Columnas sin vigas de confinamiento.
C	No presenta los puntos del punto B, pero presenta buena ligazón entre sus paredes ortogonales resistentes.
D	Edificación en mampostería que no posee vigas y columnas de confinamiento en ninguna de las plantas.

Fuente: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

2.4.3.1.2. Calidad del sistema resistente

Este parámetro pretende examinar las características de los materiales, clasifica el tipo de mampostería que más se presente en la edificación y la homogeneidad del material. (Cadena, 2013)

En la tabla 9 a continuación se presenta las cuatro posibles calificaciones para una estructura de mampostería.

Tabla 9
Calidad del sistema resistente

Calificación	Descripción
A	Todas las unidades que conforman la mampostería son de un mismo tipo y poseen dimensiones constantes y buena colocación. Buen ligamento
B	Existen dos tipos de unidades de mampostería en la edificación; o menos del 50% de las unidades tienen dimensiones diferentes o que la colocación sea incorrecta. El ligamento presenta separación con las piezas de la mampostería
C	Existen tres tipos de unidades de mampostería en la edificación; o más del 50% de las unidades tienen dimensiones diferentes o Incorrecta colocación. El ligamento presenta separación con las piezas de la mampostería.
D	Mampostería con unidades muy irregulares y sin trabazón, mampostería de ladrillo de baja calidad, incrustaciones de piedra de baja calidad no homogéneas o muy pequeñas, sin ligamento en todo el panel

Fuente: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

2.4.3.1.3. Resistencia convencional

Este parámetro evalúa el comportamiento estructural, mediante un concepto muy utilizado en normativas y códigos sísmicos, el coeficiente sísmico “C” (Yépez, Barbat, & Canas, 1995), descrito por la ecuación siguiente:

$$C = \frac{a_0 t_k}{q N} \sqrt{1 + \frac{q N}{1.5 a_0 t_k (1 + \gamma)}} \quad 2.14$$

En la ecuación 2.13 se tiene que:

N: Número de pisos

t_k : Resistencia cortante de la mampostería

El resto de parámetros vienen establecidos por las siguientes expresiones:

$$A = \min [A_x; A_y] \quad 2.15$$

$$B = \max [A_x; A_y] \quad 2.16$$

$$a_o = \frac{A}{A_T} \quad 2.17$$

$$\gamma = \frac{B}{A} \quad 2.18$$

$$q = \frac{(A + B)h}{A_T} \cdot P_m + P_s \quad 2.19$$

En donde:

A_T : Es el área total en planta

A_x : Es la suma de áreas resistentes de los muros en planta en el sentido X

A_y : Es la suma de áreas resistentes de los muros en planta en el sentido Y

h : Es el promedio de alturas de los entrepisos

P_m : Peso específico de la mampostería [T/m^3]

P_s : Peso del entrepiso en [T/m^2]

Y finalmente el coeficiente sísmico es dividido para un valor constante de 0.4, con el fin de normalizarlo.

$$\alpha = \frac{C}{0.4} \quad 2.20$$

En la tabla 10 a continuación se presenta las cuatro posibles calificaciones para una estructura de mampostería.

Tabla 10
Resistencia convencional

Calificación	Descripción
A	Estructuras con valor de $\alpha > 1$
B	Estructuras con valores entre $0.6 \leq \alpha < 1$
C	Estructuras con valores entre $0.4 \leq \alpha < 0.6$
D	Estructuras con valores entre $\alpha < 0.4$

Fuente: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

2.4.3.1.4. Posición del edificio y de la cimentación

Parámetro cualitativo que determina mediante una inspección visual la influencia de la cimentación y del terreno donde se encuentra cimentada la edificación. Se discrimina mediante la consistencia del terreno, sus pendientes y de existir terraplenes. (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

En la tabla 11 a continuación se presenta las cuatro posibles calificaciones

Tabla 11
Posición del edificio y de la cimentación

Calificación	Descripción
A	Cimentado sobre terreno estable con pendiente inferior al 10% y con todo el plano de cimentación en la misma cota, no existiendo además terraplenes
B	Edificio cimentado sobre roca con pendiente entre el 10% y el 30% ó sobre suelo blando con pendiente entre el 10% y el 20%, la diferencia máxima entre las cotas de la cimentación es 1m y existen terraplenes equilibrados
C	Cimentado sobre suelo blando con pendiente entre el 20% y el 30% o sobre terreno rocoso con pendiente entre 30% y el 50%; la cota máxima entre las cotas de cimentación no superan 1m y existen terraplenes no equilibrados.
D	Cimentado sobre suelo blando con pendiente no menor al 30% o rocoso con pendiente no menor al 50%, las cotas de la cimentación superan un metro y existen terraplenes no equilibrados

Fuente: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

2.4.3.1.5. Diafragmas Horizontales

Este parámetro otorga importancia a la rigidez del diafragma en el plano y a las conexiones entre el diafragma y los elementos verticales, se verifican que estos sean los más adecuados. (Hurtado & León, 2008)

En la tabla 12 a continuación se presenta las cuatro posibles calificaciones para una estructura de mampostería.

Tabla 12
Diafragmas Horizontales

Calificación	Descripción
	Con sistemas de diafragmas de cualquier naturaleza cumpliendo las tres condiciones siguientes:
A	1) Deformabilidad despreciable en el plano del diafragma. 2) Conexión eficiente entre sistema de diafragma y panel. 3) Ausencia de plano a desnivel.
B	Edificios del tipo A pero no cumplen la condición 3.
C	Edificios del tipo A pero no cumplen las condiciones 1 y 3.
D	Edificaciones con sistemas de forjados de cualquier naturaleza, sin cumplir ninguna de las condiciones de los del tipo A.

Fuente: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

2.4.3.1.6. Configuración en planta

Este parámetro evalúa la configuración en planta según los parámetros $\beta_1 = a/L$ y $\beta_2 = b/L$, donde "a" representa la dimensión menor del edificio, "L" la dimensión mayor y "b" la dimensión de los elementos que sobresalgan de las dimensiones principales de a y L (ver figura 34) (Cadena, 2013)

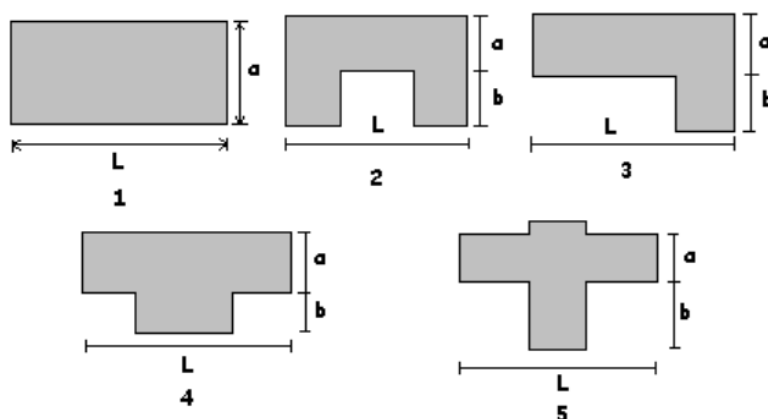


Figura 34: Formas de configuración en planta

Fuente: (Hurtado & León, 2008)

En la tabla 13 a continuación se presenta las cuatro posibles calificaciones para una estructura de mampostería

Tabla 13
Configuración en planta

Calificación	Descripción
A	Estructuras con valores de $\beta_1 \geq 0.8$ ó $\beta_2 \leq 0.1$
B	Estructuras con valores de $0.6 \leq \beta_1 \leq 0.8$ ó $0.1 \leq \beta_2 \leq 0.2$
C	Estructuras con valores de $0.4 \leq \beta_1 \leq 0.6$ ó $0.2 \leq \beta_2 \leq 0.3$
D	Estructuras con valores de $\beta_1 \leq 0.4$ ó $\beta_2 \geq 0.3$

Fuente: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

2.4.3.1.7. Configuración en elevación

Las edificaciones antiguas suelen tener irregularidad en elevación por la presencia de torres, porches, etc. Para realizar la evaluación se considera la relación $\Delta M/M_1$, donde ΔM es la variación de la masa del piso superior M_2 , con respecto a la masa del piso inferior M_1 . Otra forma de determinar es mediante la relación T/H (ver figura 35). (Yépez, Barbat, & Canas, 1995).

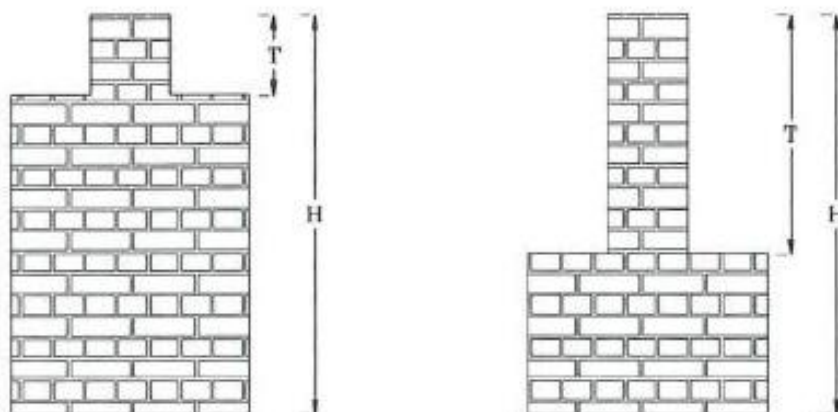


Figura 35: Configuración en elevación

Fuente: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

En la tabla 14 a continuación se presenta las cuatro posibles calificaciones para una estructura de mampostería

Tabla 14
Configuración en elevación

Calificación	Descripción
A	Estructuras con $-\Delta M/M_1 < 10\%$
B	Estructura con una superficie de porche menor al 10% ó con $10\% \leq -\Delta M/M_1 < 20\%$
C	Estructura con una superficie de porche entre el 10% y el 20% ó con $-\Delta M/M_1 > 20\%$ ó con $T/H < 2/3$
D	Estructura con una superficie de porche mayor al 20%, con $\Delta M/M_1 > 0\%$ ó con $T/H > 2/3$

Fuente: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

2.4.3.1.8. Espaciamiento máximo entre muros

Considera el posible espaciamiento excesivo entre muros transversales a los muros principales. La clasificación se define en función de la relación L/S , donde S es el espesor del muro principal y L es el espaciamiento máximo entre muros transversales. (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

En la tabla 15 a continuación se presenta las cuatro posibles calificaciones para una estructura de mampostería

Tabla 15
Espaciamiento máximo entre muros

Calificación	Descripción
A	Estructuras con $L/S < 15\%$.
B	Estructuras con valores $15\% \leq L/S < 18\%$
C	Estructuras con valores $18\% \leq L/S < 25\%$
D	Estructuras con $L/S > 25\%$.

Fuente: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

2.4.3.1.9. Tipo de Cubierta

El parámetro evalúa factores como la tipología y el peso de la cubierta, y su influencia en el comportamiento sísmico del conjunto estructural (ver figura 36) (Yépez, Barbat, & Canas, 1995).

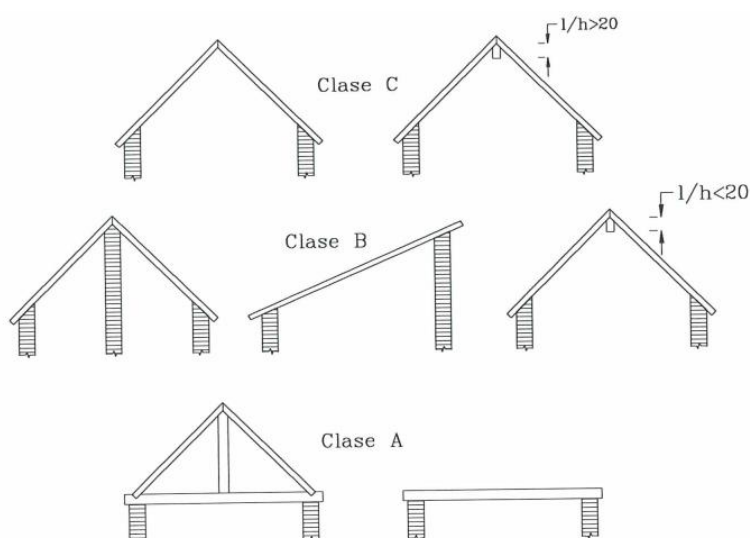


Figura 36: Tipo de cubiertas: Metodología Italiana
Fuente: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

En la tabla 16 a continuación se presenta las cuatro posibles calificaciones para una estructura de mampostería

Tabla 16
Tipo de cubierta

Calificación	Descripción
A	Presenta cubierta estable con viga cumbrera o de soporte. Estructura con cubierta plana.
B	Presencia de cubierta estable y bien conectada a los paneles de mampostería, sin viga de soporte. Edificio con cubierta parcialmente estable
C	Presencia de cubierta inestable pero con viga de soporte.
D	Presencia de cubierta inestable sin viga de soporte.

Fuente: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

2.4.3.1.10. Elementos no estructurales

El parámetro considera los elementos no estructurales, como cornisas, parapetos, balcones o elementos de tamaño considerable, que a pesar de no pertenecer al sistema estructural pueden provocar víctimas y daños materiales si llegan a caerse (Hurtado & León, 2008)

En la tabla 17 a continuación se presenta las cuatro posibles calificaciones

Tabla 17
Elementos no estructurales

Calificación	Descripción
A/B	Edificios sin cornisa, parapetos ni balcones. Edificio sin cornisas bien colocadas a los paneles, con chimeneas de pequeñas dimensiones y bajo peso. Edificios con balcones que son extensiones de los forjados estructurales.
C	Edificio con elementos externos a la estructura, de pequeña dimensión y mal conectados a la estructura principal.
D	Edificio con chimeneas o cualquier elemento externo a la estructura principal con peso considerable y mal conectado a la estructura, que pueden caer en caso de terremotos. Edificio con balcones sin conexión a los forjados o con balcones construidos en etapas posteriores a la de la construcción de la estructura, existiendo por ello un vínculo deficiente a los paneles de mampostería.

Fuente: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

2.4.3.1.11. Estado de conservación

El parámetro pretende considerar los deterioros que comúnmente suelen presentarse en edificaciones antiguas de mampostería, debido a que estos deterioros pueden influir en la capacidad del sistema resistente vertical y lateral. Estos deterioros son generados por el viento, agua, sol, elementos vegetales, animales, el tipo de suelo y sobretodo los desastres naturales. (Hurtado & León, 2008).

En la tabla 18 a continuación se presenta las cuatro posibles calificaciones para una estructura de mampostería

Tabla 18
Estado de conservación

Calificación	Descripción
A	Paneles de mampostería en buenas condiciones, sin daño visible
B	Paneles con presencia de agrietamiento de tipo capilar no extendido en todo el panel, con la excepción de los casos en que dicho agrietamiento ha sido provocado por terremotos.
C	Paneles con grietas de mediano tamaño (2 a 3 mm de espesor) o con agrietamiento tipo capilar de origen sísmico. Estructura que no presenta agrietamiento, pero que se caracteriza por un estado mediocre de conservación de los paneles.
D	Paneles que presentan un grave deterioro en las características físicas de los materiales de construcción o con agrietamiento de espesor superior a 3 mm.

Fuente: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

2.4.3.2. Cuantificación del índice de vulnerabilidad

Ya definidas las calificaciones (A, B, C ó D) en los once parámetros que conforman la metodología Italiana, el siguiente paso es asignar un valor numérico según la clasificación e importancia del parámetro. Para esto se usa

la escala propuesta por (Benedetti, Benzoni, & Parisi, 1998) en la tabla 19 a continuación.

En la tabla 19 cada parámetro se relaciona con un coeficiente de peso W_i , el cual varía de 0.25 a 1.5 según la importancia del parámetro analizado en edificaciones de mampostería (Barbat, Mena, & Yopez, 1998), el índice de vulnerabilidad global de cada estructura se evalúa mediante la siguiente ecuación:

$$I_V = \sum_{i=1}^{11} K_i \times W_i \quad 2.21$$

Donde:

I_V : Índice de vulnerabilidad sísmica de la edificación de mampostería.

K_i : Rango del grado de vulnerabilidad de la categoría del parámetro i .

W_i : Coeficiente de peso

Tabla 19
Escala numérica del índice de vulnerabilidad

#	Parámetro	K_iA	K_iB	K_iC	K_iD	PESO W_i
1	Organización del sistema resistente	0	5	25	45	1.00
2	Calidad del sistema resistente	0	5	25	45	0.25
3	Resistencia Convencional	0	5	25	45	1.50
4	Posición del edificio y la cimentación	0	5	25	45	0,75
5	Diafragmas horizontales	0	5	25	45	1.00
6	Configuración en planta	0	5	25	45	0.50
7	Configuración en elevación	0	5	25	45	1.00
8	Separación entre muros	0	5	25	45	0.25
9	Tipo de cubierta	0	15	25	45	1.00
10	Elementos no estructurales	0	0	25	45	0.25
11	Estado de conservación	0	5	25	45	1.00

Fuente: (Benedetti, Benzoni, & Parisi, 1998)

Si verificamos la ecuación 2.21 y la tabla 19 se puede concluir que el índice de vulnerabilidad está en una escala continua de valores comprendidos de 0 a 382.5, es decir el 100%. Para categorizar la vulnerabilidad de la edificación que se esté estudiando, acudimos al rango propuesto por (Cadena, 2013) para estructuras de mampostería, detallado en la tabla 20.

Tabla 20
Cuantificación del índice de Vulnerabilidad

Rango	Índice de Vulnerabilidad
$I_V \leq 15\%$	BAJA
$15\% < I_V < 35\%$	MEDIA
$I_V \geq 35\%$	ALTA

Fuente: (Cadena, 2013)

2.5. Análisis estructural y modelo analítico digital

2.5.1. Análisis estructural de edificaciones antiguas

En la actualidad hay diversos métodos experimentales y analíticos para llevar a cabo el análisis estructural de edificaciones antiguas, además se cuenta con herramientas analíticas apoyadas en métodos computacionales, que permiten resolver estructuras complejas, sin embargo la falencia que presentan estos métodos radica en que con frecuencia los defectos en los resultados de análisis estructural se dan por que el calculista se enfrentó a demasiadas incertidumbres sobre el comportamiento de los materiales, de los procesos constructivos y de la historia del inmueble, todos estos aspectos se agravan cuando se trata de estructuras antiguas, pues por su naturaleza es muy escasa la información que se tienen acerca del inmueble. (Meli, 1998)

Desarrollar un modelo analítico en edificaciones antiguas enfrenta una serie de dificultades, que comienzan desde la definición de la estructura misma y su configuración geométrica correcta, pues no es el caso de edificios formado por columnas, losas, muros y vigas, los cuales son geoméricamente simples; la tarea se complica aún más cuando hay que definir qué elementos

de los tantos que se encuentran, cumplen funciones estructurales y cuales son solamente adornos. Las condiciones de continuidad son también un problema en edificaciones antiguas, no así en el caso de las construcciones modernas que su configuración asegura una correcta continuidad, evitando movimientos relativos entre ellos, en las edificaciones antiguas los elementos suelen estar simplemente sobrepuestos lo que crea la posibilidad de rotaciones relativas entre ellos (Meli, 1998) (Botero, 2011)

2.5.2. Tipos de análisis estructural

La normativa vigente Ecuatoriana establece que el análisis y diseño de la mampostería estructural se llevara a cabo utilizando métodos racionales basados en principios aceptados por la ingeniería, métodos consideren las características, propiedades y estado de los materiales de construcción y de los métodos constructivos. (NEC-SE DS, 2015)

Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas horizontales por efecto de las fuerzas sísmicas actuantes, es por esto que se emplea el diseño basado en fuerzas (DBF), mediante la aplicación de métodos estáticos o dinámicos (NEC-SE DS, 2015)

2.5.2.1. Filosofía de diseño sismoresistente

La normativa ecuatoriana exige el diseño sismoresistente con el objetivo de comprobar el nivel de seguridad de vida, este diseño se lleva a cabo considerando el sismo de diseño con una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años o lo que es lo mismo con un periodo de retorno de 475 años. (NEC-SE DS, 2015)

En estructuras de ocupación especial como es el caso de la unidad educativa Juan Montalvo (UEJM), el objetivo del diseño sismoresistente será:

- Prevenir daños en los elementos estructurales y no estructurales, ante la acción de sismos frecuentes de baja intensidad.

- Prevenir daños severos en elementos estructurales y controlar los daños en elementos no estructurales ante la acción de sismos moderados poco frecuentes
- Salvaguardar la vida de los ocupantes al evitar el colapso de la estructura ante sismos severos que ocurren una vez durante su vida útil. (NEC-SE DS, 2015)

2.5.2.1.1. Fuerzas sísmicas

El diseño sismoresistente se realizara con la asunción de que las fuerzas sísmicas actúan de manera no concurrente en la dirección de los ejes principales de la estructura, para esto se determina la fuerza lateral equivalente, la normativa ecuatoriana exige el empleo obligatorio de los métodos estático lineal y pseudo-estático para este fin. (NEC-SE DS, 2015)

2.5.2.1.2. Zonas sísmicas

La normativa ecuatoriana presenta un mapa de zonificación sísmica, caracterizada por el valor de Z (ver figura 37), o a su vez se puede usar los valores de la tabla 21.

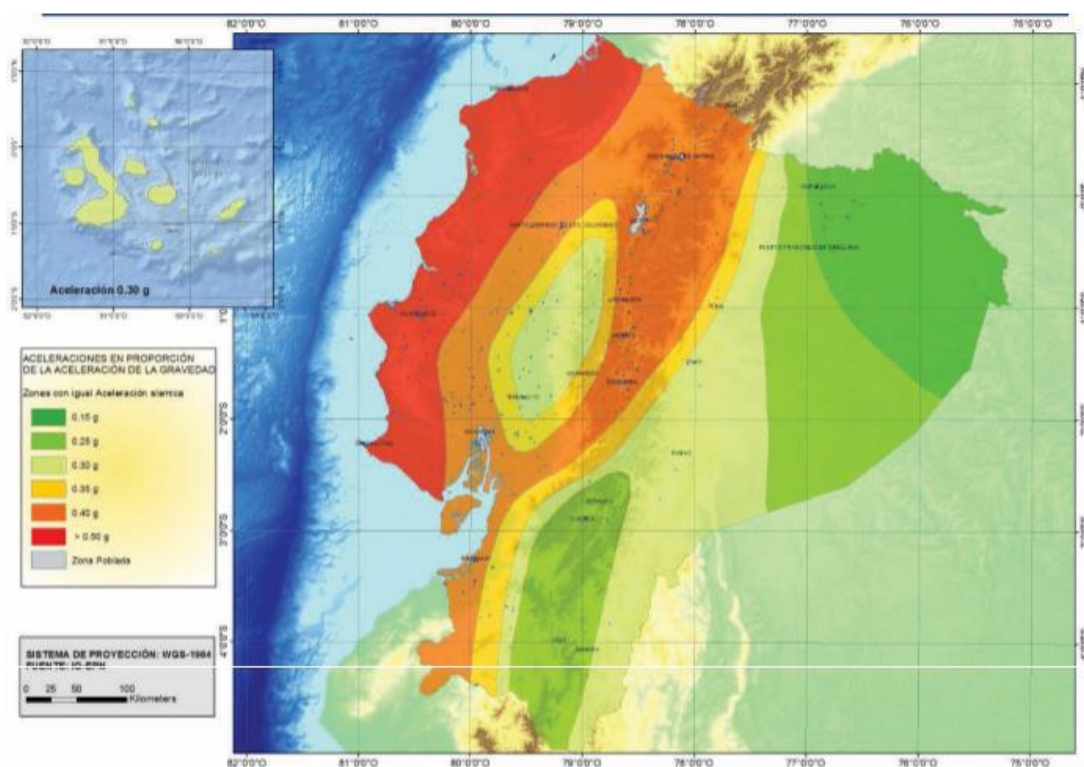


Figura 37: Zonificación sísmica para el Ecuador
Fuente: (NEC-SE DS, 2015)

Tabla 21
Zonificación sísmica del Ecuador

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	>0.50
Peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: (NEC-SE DS, 2015)

2.5.2.1.3. Tipología del suelo, coeficientes F_a , F_d , F_s

Los coeficientes: de amplificación del suelo (F_a), amplificación e las ordenadas del espectro elástico de respuesta (F_d) y el coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos (F_s) se determinan en función del tipo de suelo (A,B,C,D o F) , la clasificación del tipo de suelo se presenta en la tabla 22 a continuación .

Tabla 22
Clasificación de los perfiles de suelo

perfil de suelo	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
F	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Fuente: (NEC-SE DS, 2015)

En la tabla 23 están los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, además toma en cuenta los efectos de sitio (NEC-SE DS, 2015)

Tabla 23
Valores del coeficiente F_a

Perfil de	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	II	IV	V	VI
suelo	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Según la clasificación de perfiles del suelo					

Fuente: (NEC-SE DS, 2015)

En la Tabla 24 se detallan los valores del coeficiente F_d , el cual amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, además de considerar los efectos de sitio. (NEC-SE DS, 2015)

Tabla 24
Valores del coeficiente F_d

Perfil de	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	II	IV	V	VI
suelo	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
F	Según la clasificación de perfiles del suelo					

Fuente: (NEC-SE DS, 2015)

En la Tabla 25 se detallan los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos (NEC-SE DS, 2015)

Tabla 25
Valores del coeficiente F_s

Perfil de suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
A	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
D	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
E	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
F	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Según la clasificación de perfiles del suelo					

Fuente: (NEC-SE DS, 2015)

2.5.2.1.4. Espectro elástico de diseño

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones que entrega la normativa ecuatoriana esta expresado como fracción de la gravedad (ver figura 39)

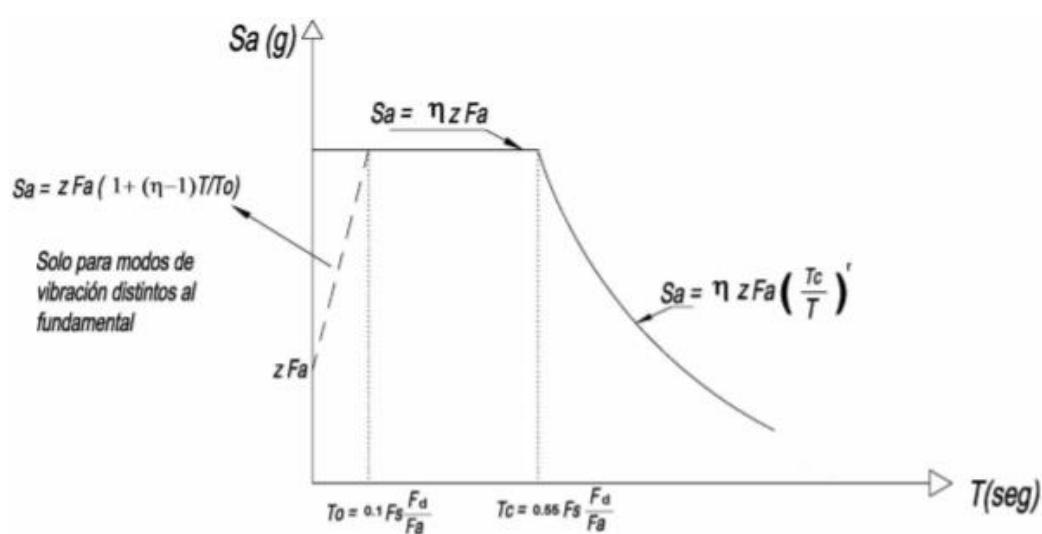


Figura 38: Espectro elástico de diseño (Aceleraciones)

Fuente: (NEC-SE DS, 2015)

En donde:

n: Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado, toma los siguientes valores en función del sitio donde se localice:

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Fa, Fd y Fs y Z: Coeficientes detallados en la sección 2.5.2.1.3 y 2.5.2.1.2 respectivamente.

T: Período fundamental de vibración de la estructura, el cual se calcula aproximadamente mediante la siguiente ecuación, propuesta como método 1 en la NEC 15.

$$T = C_t h_n^\alpha \quad 2.22$$

En donde:

C_t: Coeficiente de acuerdo al tipo de edificio (ver tabla 26)

h_n: Altura máxima de la edificación

Tabla 26
Coeficiente C_t para el cálculo del periodo T

Tipo de estructura	C _t :	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.80
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: (NEC-SE DS, 2015)

To: Período límite inferior de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, calculado mediante la ecuación:

$$T_0 = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad 2.23$$

Tc: Período límite superior de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, según la ecuación:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_s}{F_a} \quad 2.24$$

Sa: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la gravedad g), función del período de vibración de la estructura, dicho espectro es calcule en tres rangos de periodos de vibración T. (NEC-SE DS, 2015).

$$S_a = nZF_a ; \text{ para } 0 < T \leq T_c \quad 2.25$$

$$S_a = nZf_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r ; \text{ para } T > T_c \quad 2.26$$

En la ecuación 2.26 el valor de “r” corresponde a un factor según la ubicación del proyecto, y toma los siguientes valores:

- r = 1.0; para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
- r = 1.5; para tipo de suelo E.

2.5.2.1.5. Coeficiente de importancia estructural “I”

El objetivo del factor I es aumentar la demanda sísmica en la estructura, ya que en función de su de utilización o de la importancia debe mantenerse operativa ante la ocurrencia del sismo de diseño, para esto la normativa ecuatoriana clasifica las estructuras y les asigna un valor al coeficiente (ver figura 39). (NEC-SE DS, 2015)

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Figura 39: Tipo de uso de la estructura
Fuente: (NEC-SE DS, 2015)

2.5.2.1.6. Irregularidad en planta y en elevación

Para el diseño sismoresistente, se usan coeficientes que penalizan configuraciones irregulares de la estructura, en la figura 40 se presentan los valores para irregularidades en planta, mientras que en el figura 41 para las irregularidades en elevación.

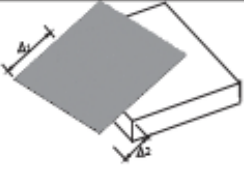
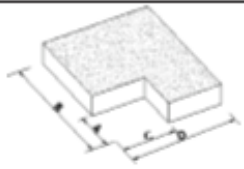
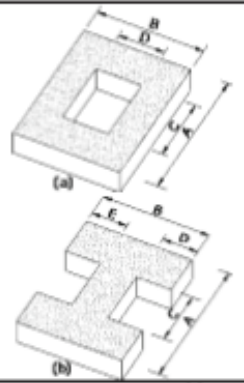
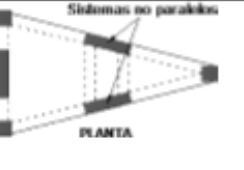
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{tr}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{tr}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{tr}=0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{tr}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Figura 40: Coeficientes de irregularidad en planta

Fuente: (NEC-SE DS, 2015)

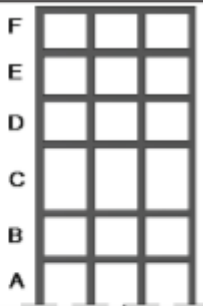
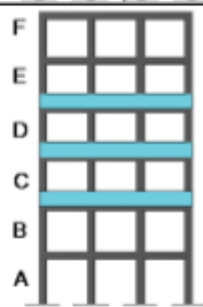
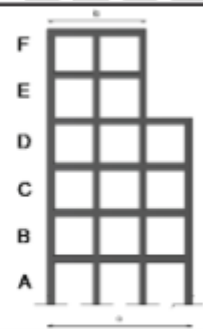
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_s=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_a + K_c + K_e)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_s=0.9$ $m_D > 1.50 m_c$ ó $m_D > 1.50 m_c$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_s=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Figura 41: Coeficientes de irregularidad en elevación
Fuente: (NEC-SE DS, 2015)

2.5.2.1.7. Factor de reducción de resistencia sísmica

Este factor depende de algunas variables, sin embargo en el diseño basado en fuerzas, está en función únicamente del tipo y características estructurales, el caso de la edificación que se está estudiando se considera como un sistema estructural poco dúctil y sus valores de R se toman en según la tabla 27. (NEC-SE DS, 2015)

Tabla 27
Coeficiente R para estructuras de baja ductilidad

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos	3

Fuente: (NEC-SE DS, 2015)

2.5.2.1.8. Cortante Basal

Para calcular la fuerza sísmica mediante un análisis lineal estático se calcula el cortante basal, el cual representa a las solicitaciones horizontales provenientes de un sismo sobre la estructura (Espinoza, 2017). El cálculo se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_E} \cdot W \quad 2.27$$

En la ecuación 2.27 se tiene que:

I : Coeficiente de importancia de la estructura

$S_a(T_a)$: Espectro de diseño en aceleración

R : Factor de reducción de resistencia sísmica

φ_p : Coeficiente de configuración estructural en planta

φ_E : Coeficiente de configuración estructural en elevación

W : Carga sísmica reactiva

Fuente: (NEC-SE DS, 2015)

2.5.2.1.9. Ajuste del cortante basal

La normativa ecuatoriana de construcción menciona, que el valor de cortante dinámico obtenido por cualquier método de análisis, no debe ser menor al 85 % del cortante basal obtenido por métodos estáticos para estructuras irregulares, y 80 % para estructuras regulares (NEC-SE DS, 2015)

2.5.2.1.9. Límites de derivas de piso permisibles

La deriva de piso se define como el desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto a un piso consecutivo, se mide en puntos ubicados en la misma orientación vertical en una estructura (Aguar, 2006), su cálculo se lleva a cabo mediante las siguientes ecuaciones.

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E \quad 2.28$$

En donde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica

R: Factor de reducción de resistencia, definido en la sección 2.5.2.1.7

Δ_E : Desplazamiento obtenido por efecto de las fuerzas laterales

$$\Delta_E = \frac{q_i - q_{i-1}}{h_i} \quad 2.29$$

En donde:

q_i : Desplazamiento inelástico del piso i

q_{i-1} : Desplazamiento inelástico del piso inferior al piso i

h_i : Altura del piso i

La normativa ecuatoriana de construcción establece que para cualquier piso la deriva inelástica no excederá a lo especificado en la tabla 28, a continuación.

Tabla 28
Límites de deriva inelástica máxima.

Tipo de estructura	Deriva Inelástica Máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (NEC-SE DS, 2015)

2.5.2.2. Análisis lineal estático

Un método extensamente utilizado en el análisis de estructuras es el estático, también se considera como un método simple, esto debido a que considera una variación lineal entre los esfuerzos y las deformaciones de los materiales y secciones presentes en la edificación. Su aplicación esta direccionada a cargas de lenta variación en el tiempo, como las gravitacionales, el método consiste en calcular las fuerzas laterales a través de un porcentaje de las verticales (carga reactiva), este porcentaje es el cortante basal definido anteriormente y distribuir estas fuerzas en cada piso y eje principal de la estructura (Carrion , 2016) (Barona & Gutierrez , 2017)

2.5.2.3. Análisis Modal espectral

Este es un método dinámico, conocido también como de superposición modal, el método es ampliamente aceptado para trabajar dentro del rango

elástico, no así para el rango inelástico, el método permite identificar periodos, desplazamiento máximos y esfuerzos para cada modo de vibrar de la estructura, para esto se utiliza el espectro de diseño elástico de aceleraciones definido en la sección 2.5.2.1.4. (Barona & Gutierrez , 2017) (Carrion , 2016)

En el análisis se debe considerar todos los modos de vibración que contribuyan a la respuesta estructural definidos a través de los periodos de vibración, o mediante un análisis de participación modal en el cual participen todos los modos que involucren mínimo el 90 % de la masa de la estructura. (NEC-SE DS, 2015)

2.5.2.4. Análisis paso a paso en el tiempo

Este análisis constituye la respuesta dinámica estructural, cuando su base está sujeta a la acción de un acelerograma específico y representativo de las condiciones geográficas del sitio de estudio. El análisis se realiza utilizando las dos componentes horizontales de un acelerograma, previamente escalados (NEC-SE DS, 2015). Es un análisis no lineal ya que considera la inelasticidad de los materiales en el análisis. Adicionalmente para incluir correctamente materiales frágiles, que actúan generalmente en el rango elástico, es necesario ajustarlos mediante la elaboración de la curva esfuerzo-deformación a tracción y compresión. (Carrion , 2016)

2.5.2.4.1. Acelerograma para el análisis

El análisis se realizara con la disponibilidad de por lo menos 3 eventos sísmicos para asegurar su correcto escalamiento, estos deben poseer características de magnitud, distancia a la falla y efectos del suelo consistentes a los parámetros que controlen el sismo de diseño. (NEC-SE DS, 2015)

2.5.2.4.2. Escalamiento de registros sísmicos

Este procedimiento consiste en, a través de la utilización de factores de escala lineales, ajustar los registros sísmicos disponibles al espectro del

sismo de diseño (espectro objetivo) detallado en la normativa ecuatoriana (ver figura 42) (Villalba, 2015).

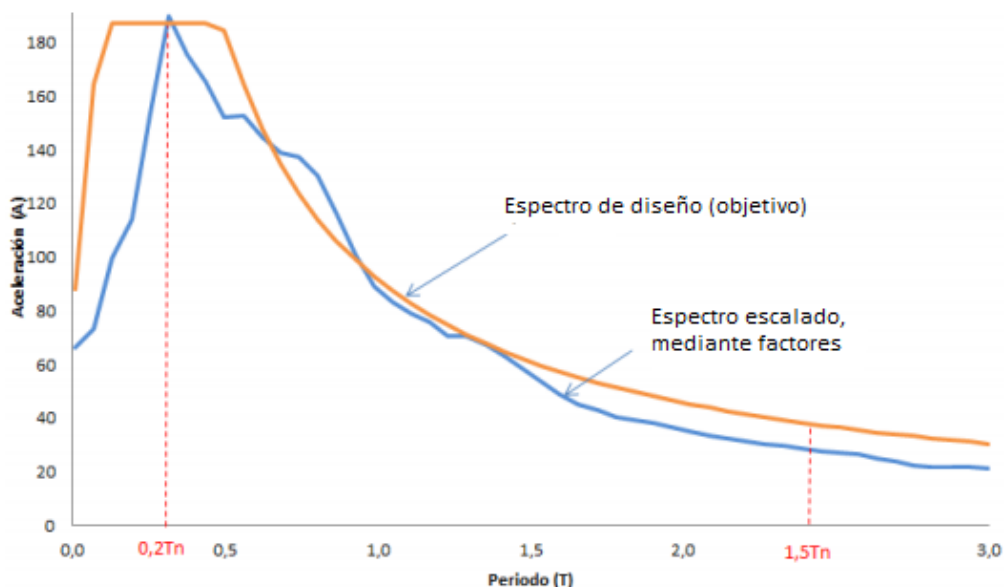


Figura 42: Ejemplo de escalamiento de sismos

Fuente: (Villalba, 2015)

De acuerdo con la sociedad americana de ingenieros civiles (ASCE) se necesita que los registros se escalen de tal manera que el espectro de pseudo – aceleración promedio del set de registros no sea menor que el espectro de diseño para periodos entre $0,2T_n$ a $1,5T_n$, donde T_n es el periodo fundamental de vibración de la estructura. (Villalba, 2015)

2.6. Reforzamiento de estructuras antiguas

La intervención en un bien antiguo debe ser la conclusión de un proceso minucioso de valoración de la seguridad de la estructura, en el cual se ha identificado sus puntos débiles, factores externos desfavorables, y su contexto histórico. Este último es importante pues con el paso de los años a este tipo de estructuras generalmente se las ha realizado diferentes modificaciones, alterando su concepción estructural original. (Meli, 1998)

Adicionalmente la técnica que se emplee para el reforzamiento estructural no se basa únicamente en argumentos del tipo estructural, sino también en el contexto de conservación arquitectónica y cultural del bien, es por esto que se hace necesario la intervención de profesionales de otras disciplinas. (Meli, 1998). O en su defecto el calculista deberá considerar estos aspectos antes de adoptar una técnica de reforzamiento.

2.6.1. Tipos de reforzamiento en estructuras antiguas

Roberto Meli en su libro “Ingeniería Estructural de los edificios Históricos” identifica tres aspectos que deben cuidarse en las intervenciones cuando se utilice refuerzo estructural con materiales distintos a los originales. Estos son:

- **La compatibilidad:** en ocasiones introducir elementos de gran rigidez cambian drásticamente las condiciones de esfuerzo en los elementos existentes.
- **La durabilidad:** hay que considerar mayores plazos que en los edificios nuevos, pues la conservación en el tiempo es la principal característica de este tipo de bienes.
- **La reversibilidad:** Debe asegurarse la factibilidad de en el futuro remover los elementos modificados y reemplazarlos por otros más eficientes, o si no se los remueve completamente deben ser susceptibles a modificaciones, mantenimiento y reparaciones.

A continuación se describen las principales técnicas de reforzamiento estructural con énfasis en su compartimento resistente más que en su proceso constructivo.

2.6.1.1. Inyecciones de lechadas:

Inyectar lechadas de distintos materiales en elementos de mampostería aparte de ser un método para sellar grietas sirve para rellenar huecos internos que le quitan capacidad resistente a la sección de mampostería, el material de la lechada depende del tamaño de las grietas que se desean cubrir, en general es preferible usar lechada de agua y cemento sin arena, pero si las

grietas son de tamaño considerable se prepara mortero con consistencia líquida. (Meli, 1998)



Figura 43: Inyecciones de lechada
Fuente: (PUCP, 2017)

2.6.1.2. Enchape con geomalla o malla electrosoldada

El reforzamiento consiste en incorporar láminas de geomalla o malla electrosoldada en el contorno de los muros a reforzar, anclados a la mampostería mediante cintas plásticas o mediante vinchas para la geomalla y malla electrosoldada respectivamente. Aunque las dos técnicas son usadas ampliamente, el método más conocido y práctico es el uso de mallas electrosoldadas, principalmente debido a su fácil acceso de compra. (Matinio & Vasconez, 2013).

El uso de las mallas electrosoldadas se puede realizar de dos maneras, según sea el requerimiento del muro a reforzar, la primera es cubrir ambas caras del muro, generando un enchapado global y la segunda es mediante la simulación de bigas y columnas en forma de pórtico.

2.6.1.2.1. Enchapado global de la estructura

La idea de esta técnica de enchapado es que la malla electrosoldada conjuntamente con el hormigón absorban los esfuerzos cortantes y de tensión presentes en toda la superficie del muro de mampostería, y al unirse en las

esquinas con el enchapado de los muros adyacentes, funcionen como un solo elemento (ver figura 44). (Matinio & Vasconez, 2013)

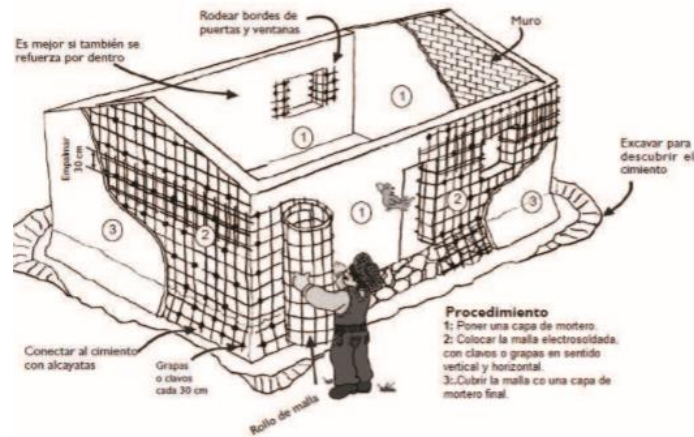


Figura 44: Enchapado Global
Fuente: (Matinio & Vasconez, 2013)

2.6.1.2.2. Enchapado simulando pórticos

En ocasiones las solicitaciones que recibe un muro de mampostería provocan su falla solamente en su perímetro y esquinas, por lo que el uso de una malla completa resulta ineficiente, en estos casos es preferible la formación de vigas y columnas con la malla, a manera de pórtico (ver figura 45). (Matinio & Vasconez, 2013)

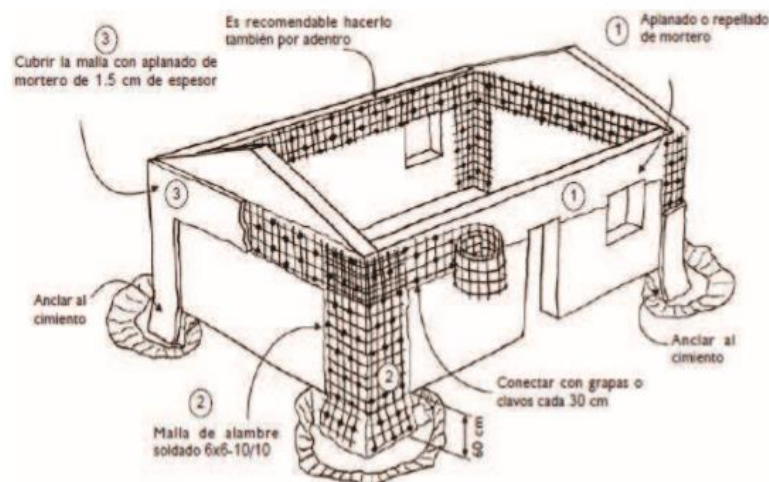


Figura 45: Enchapado simulando pórticos
Fuente: (Matinio & Vasconez, 2013)

CAPÍTULO 3

CARACTERIZACIÓN DE LA EDIFICACIÓN DE ESTUDIO

3.1. Ubicación Geográfica

En la sección 1.2, al inicio de este documento se detalló una breve historia acerca de la edificación antigua de estilo patrimonial de la UEJM, en este apartado se presenta su ubicación geográfica para dar una referencia del lugar en donde se realizaron los estudios. La Unidad Educativa Juan Montalvo se encuentra ubicada en la Provincia de Pichincha, cantón Rumiñahui en la Parroquia de Sangolquí (ver figura 46), específicamente en la dirección: Av. Abdón Calderón y Juan Genaro Jaramillo (ver figura 47).

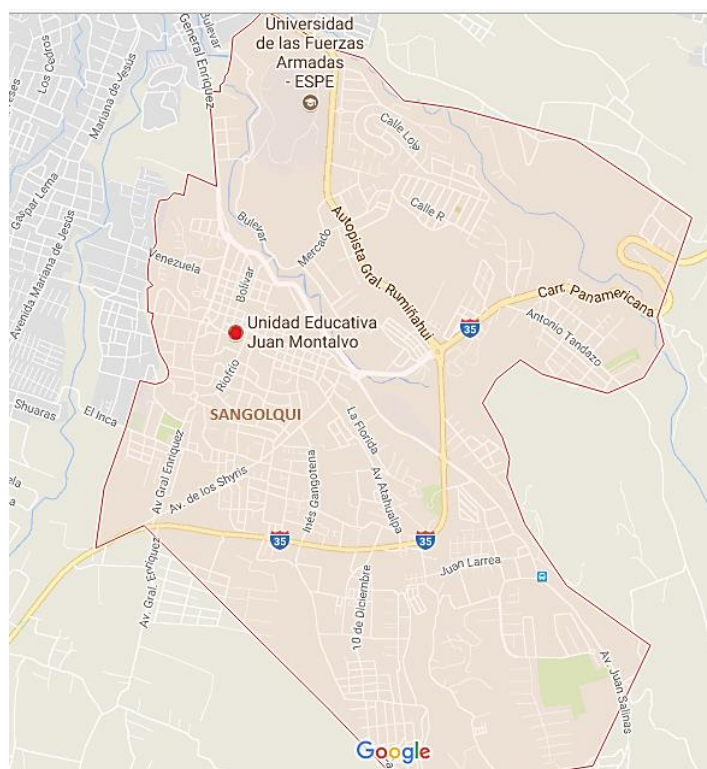


Figura 46: Macro localización de la UEJM
Fuente: (Google Maps, 2015)



Figura 48: Vista en planta de la UEJM completa actual



Figura 49: Bloque 1 de la UEJM (bloque de estudio)

3.3. Topografía y reconocimiento de la estructura

Previo a cualquier tipo de análisis en la instalación de la UEJM se realizó un levantamiento topográfico, esto debido a que al ser un establecimiento educativo antiguo las autoridades del plantel no contaban con planos topográficos. Para esto se utilizó equipos topográficos que garantizan exactitud y posibilitan la georeferenciación del plano.

El Equipo topográfico que se utilizó es el siguiente:

- Estación Total trimble M3, GPS Navegador, jalón, prismas, cinta, flexómetro y libreta de campo.

Se inició el levantamiento con la determinación de coordenadas mediante la utilización de un GPS Navegador, con el objetivo de hacer un levantamiento con coordenadas geo referenciadas, para esto se fijó varios puntos en los alrededores del establecimiento educativo y poder fijar ahí la estación total Trimble M3 (ver figura 50).



Figura 50: Estación total en puntos georeferenciados

A la derecha de la figura 51 se muestra los trabajos de levantamiento altimétrico y planimétricos en el bloque 1 de la UEJM. El sistema de

coordenadas con las que se trabajo es de tipo U.T.M. Zona 17 Sur, que es un sistema de coordenadas global, en el anexo 2 se presenta las coordenadas de este levantamiento.

Una vez definida la parte externa del establecimiento, se procedió a levantar la parte interna para obtener la geometría específica de la estructura, es decir definir las secciones de columnas, vigas, muros, además de información relevante como: el tipo de entepiso, detalles de la mampostería, puertas, ventanas, corredor, etc. (ver Figura 51 a).



Figura 51: Geometría específica de la UEJM

El resultado del levantamiento interno, son los planos arquitectónicos en 2D y 3D que se generaron en AutoCAD, a continuación se muestra una vista frontal en 2D de la fachada principal de la estructura (ver figura 52) y de la fachada lateral izquierda interna (ver figura 53), y una vista completa de la estructura en 3D (ver figura 54).

En el anexo 3 se presentan el resto de fachadas de la estructura, el plano arquitectónico completo en AutoCAD se entrega en los anexos ejecutables del proyecto.

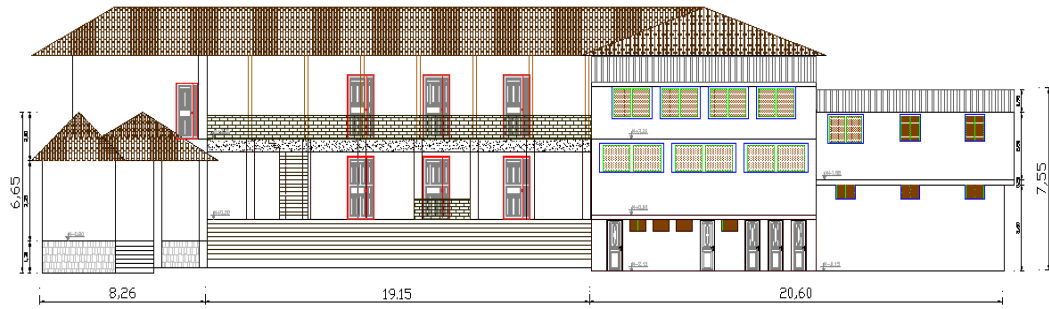


Figura 52: Fachada frontal 2D de la estructura

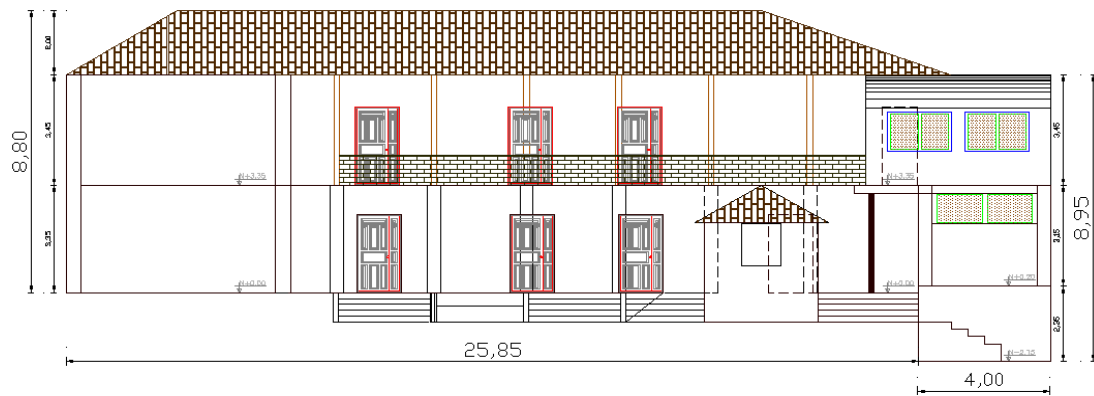


Figura 53: Fachada lateral izquierda interna 2D de la estructura

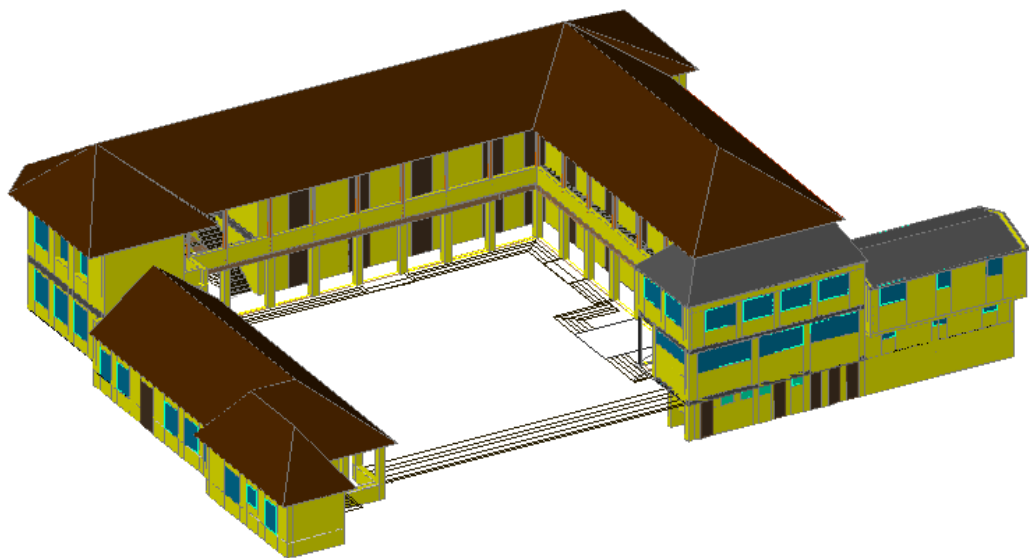


Figura 54: Visualización completa de la estructura 3D

3.4. Descripción estructural

La estructura del bloque 1 se conforma de todo lo que se visualiza en la figura 54, sin embargo para el análisis estructural debe ser desmembrada en los lugares que se aprecian juntas constructivas, debido a que, al estar separadas, éstas se comportaran independientemente ante sollicitaciones externas. La estructura se separó en: bloque 1A, bloque 1B y bloque 1C. La construcción que dice “Parte del bloque 1A” en la figura 55 es un aumento constructivo en del bloque 1A, ya que está conectada a través de vigas de hormigón en el nivel +0.00 y en el nivel +3.15 (ver figura 55).

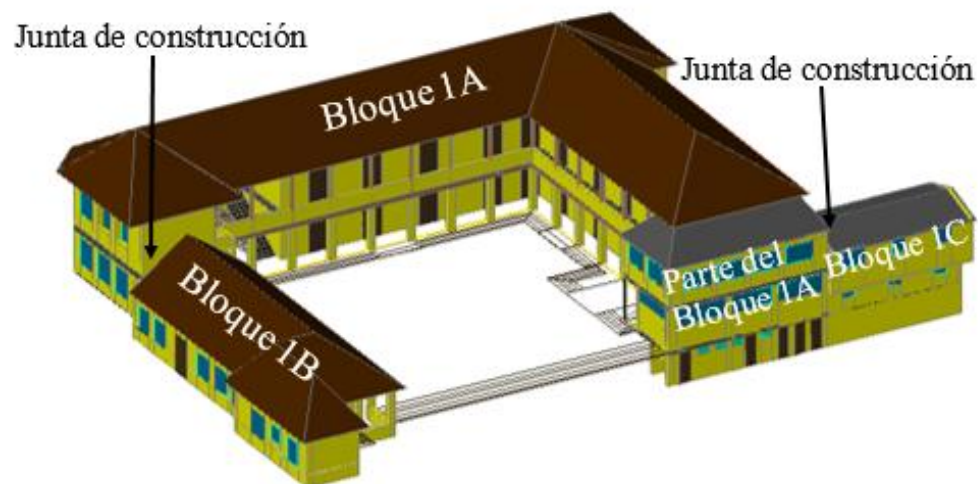


Figura 55: Desmembramiento de la estructura 3D

3.4.1. Descripción estructural: Bloque 1A

En la tabla 28 se realiza un detalle de los elementos que componen la tipología estructural y de los materiales presentes en la estructura del bloque 1^a, el cual representa el bloque más grande y de mayor complejidad.

Tabla 29
Descripción de la tipología estructural bloque 1A

Elemento	Descripción
Columnas de mampostería	Las columnas son un sistema de mampostería trabada de ladrillo de sección (40x40 cm) (ver figura 56)
Columnas de madera	De eucalipto de sección (18x18 cm), de 3.15m de altura, solamente en el piso superior en el corredor.(ver figura 56)
Muros de mampostería	Los muros son de 45 cm de ancho, por 2.80 m de alto en el primer piso y de 45 cm de ancho por 3.30 m en el segundo piso. Clasifican según lo especificado en la sección 2.2.2.2.2, como una combinación del sistema de muro confinado y el muro simple, porque tienen vigas de hormigón armado en la parte superior aunque no tienen columnas de confinamiento (ver figura 56)
Vigas	Se encuentran entre los muros de mampostería a manera de elementos de confinamiento de hormigón armado, las perimetrales son de sección (45x40 cm), mientras que las transversales de (30x30 cm) (ver figura 56).
Entrepiso	Viguetas de madera de eucalipto para sostener el entablado de duelas de eucalipto
Cubierta	Cubierta inclinada con vigas perimetrales de 15x15 cm, viguetas de 12x12 cm y correas de 2x5 cm, con teja tipo colonial
Cimentación	De piedra con mortero de arcilla y cal, en las columnas de mampostería con un ancho de la zapata de 80 cm x 80 cm y en los muros un cimiento corrido de 60 cm de ancho y 1 m de profundidad.

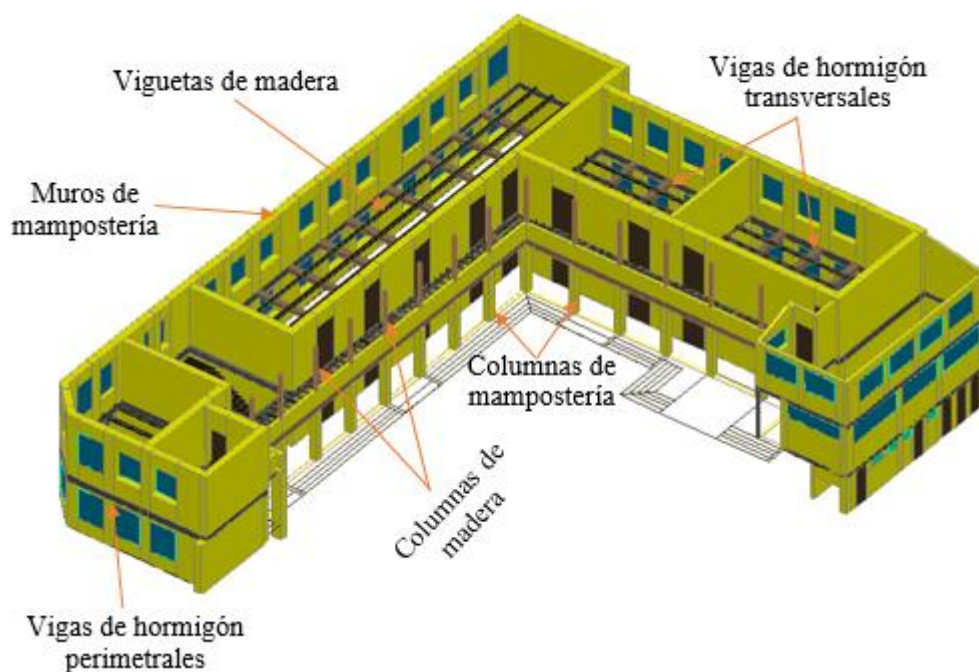


Figura 56: Tipología estructural bloque 1A, 3D

3.4.2. Descripción estructural: Bloque 1B

Tabla 30

Descripción de la tipología estructural Bloque 1B

Elemento	Descripción
Columnas de mampostería	Las columnas son un sistema de mampostería trabada de ladrillo de sección (40x40 cm) (ver figura 57)
Muros de mampostería	Los muros son mampostería simple de 40 cm de ancho, por 2.80 m de alto en su único piso (ver figura 57)
Cubierta	Cubierta inclinada con vigas perimetrales de 16x16 cm, viguetas de 12x12 cm y correas de 2x5 cm, con teja tipo colonial
Cimentación	De piedra con mortero de arcilla y cal, en las columnas de mampostería con un ancho de la zapata de 80 cm x 80 cm y en los muros un cimiento corrido de 60 cm de ancho y 80 cm de profundidad.

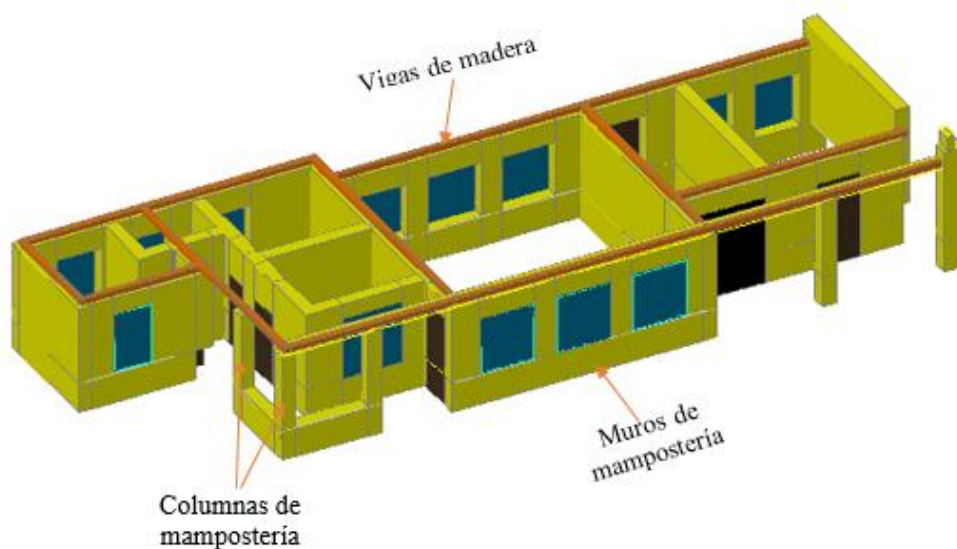


Figura 57: Tipología estructural bloque 1B, 3D

3.4.3. Descripción estructural: Bloque 1C

En la tabla 30 se presenta el resumen de la descripción estructural del bloque 1C

Tabla 31
Descripción de la tipología estructural del bloque 1C

Elemento	Descripción
Columnas de hormigón	Las columnas son de sección (25x25 cm) (ver figura 58)
Pared de mampostería	Pared mampostería de ladrillo de 20 cm
Vigas	De hormigón armado de (20x 20 cm)
Cubierta	Cubierta inclinada de zinc, con perfiles tubulares de 15x15
Cimentación	Zapatas asiladas de (1.20 x 1.20 m)

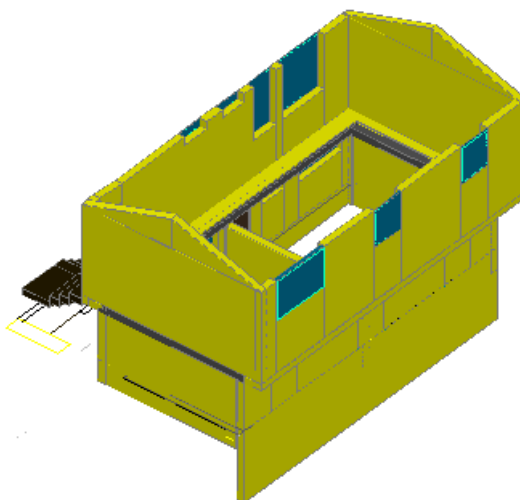


Figura 58: Tipología estructural bloque 1C, 3D

3.5. Riesgos

Como ya se mencionó en la sección 2.1, para la edificación de la UEJM se analizara dos tipos de riesgos, el sísmico y el volcánico.

3.5.1. Riesgo Sísmico

Para determinar el riesgo sísmico es necesario conocer la cantidad de eventos sísmicos que se han generado a lo largo de la historia y la magnitud de los mismos. Para esto en Sangolquí hay un registro de la sismicidad local (ver Figura 59) donde se han registrado sismos en varios puntos de una determinada zona, considerando la toma de lecturas de los epicentros en una área de influencia de 30km

El sismo de mayor magnitud registrado es de 7 en la escala MW, adicionalmente se aprecia que hay registros de magnitudes comprendidas entre 3.5 y 4.5 a lo largo de la historia. Según la escala de Richter los efectos de un sismo con esas magnitudes, serían perceptibles a menudo pero rara vez provocan daño. Adicionalmente son escasos los sismos registrados a una profundidad de 120 km, que se considera según los registros la mayor

profundidad que se ha dado a lo largo del tiempo en la zona de análisis. (Barona D. , 2010)

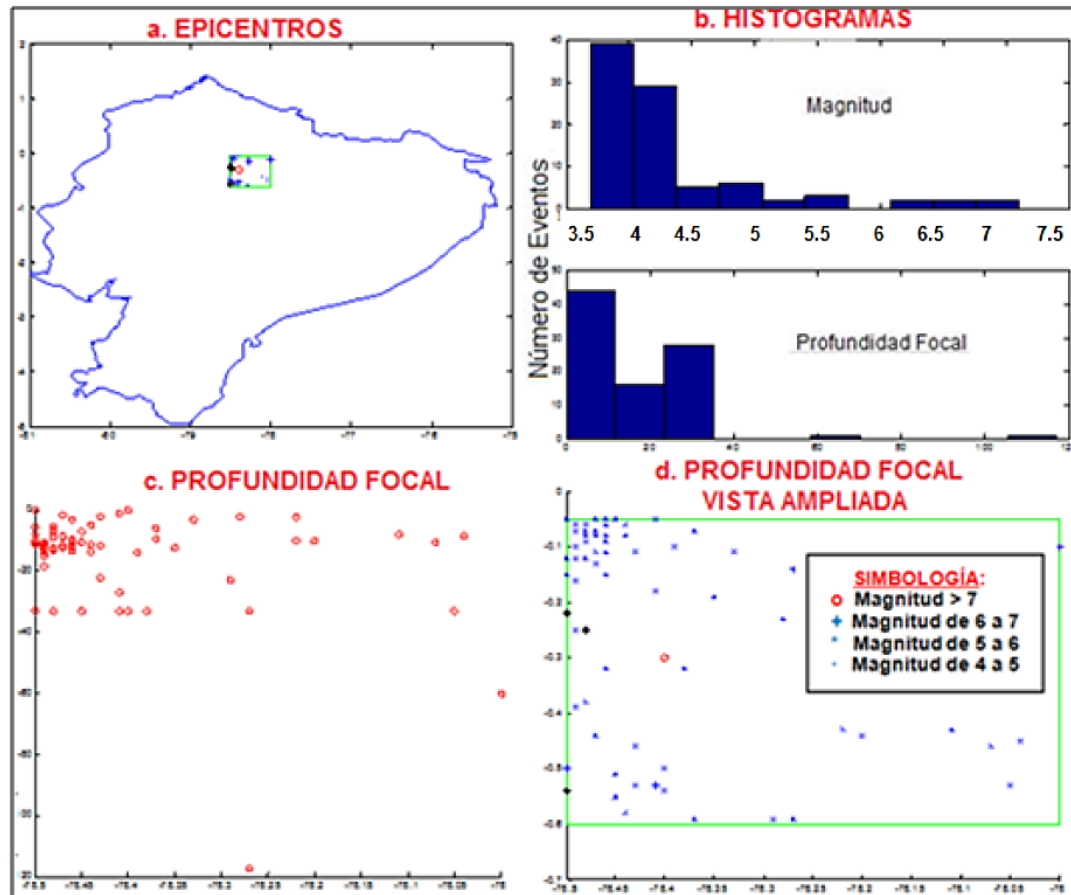


Figura 59: Sismos en los alrededores de Sangolquí
Fuente: (Barona D. , 2010)

3.5.1.1. Sismo de 1938

El 09 de Agosto de 1938 se registró un evento sísmico con epicentro en las cercanías de El Tingo y Alangasí, pueblos que quedaron completamente destruidos, varias casas colapsaron en su totalidad, ya que la mayor parte de edificaciones eran de adobe y para la época no se consideraba un diseño sismoresistente, en Sangolquí también se registraron daños pero en menor escala. En la figura 60 se representa un mapa de isosistas, del sismo de 1938, en este se indica el nivel de intensidad a través de curvas en diferentes sectores. (Barona D. , 2010)

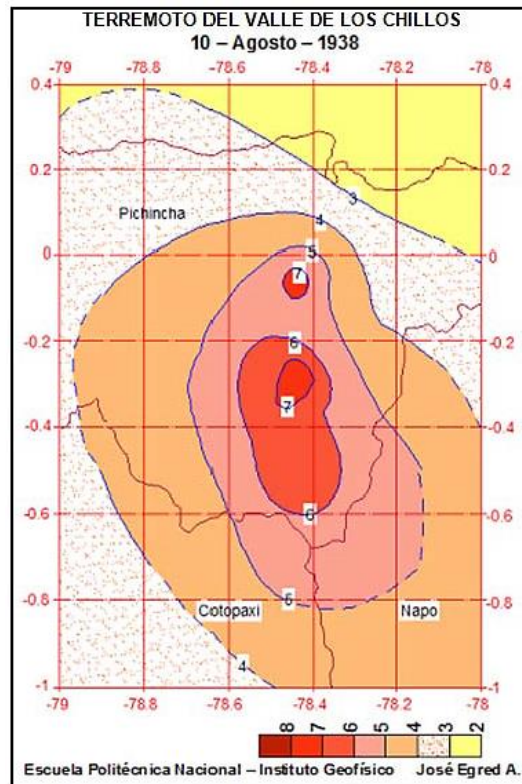


Figura 60: Mapa de isosistas del Terremoto del Valle de los Chillos
Fuente: (IG-EPN, 2010)

3.5.2. Riesgo Volcánico

Posiblemente el flujo de lahares es uno de los fenómenos más destructivos cuando se produce una erupción volcánica y si se toma en consideración que Sangolqui se encuentra en la zona de paso de los lahares del volcán Cotopaxi, es pertinente verificar la posible afectación a las instalaciones de la UEJM. El estudio presentado por (Padilla & Bosque, 2014) en base a erupciones volcánicas pasadas del volcán Cotopaxi determina el trayecto que tendrían los lahares en caso de una erupción y a la vez el tiempo aproximado de llegada a Sangolquí, en base a estos estudios se determinó que el paso de los lahares no afectaría a las instalaciones de la UEJM por que afortunadamente se encuentra fuera de la zona señalada como peligrosa (ver figura 61).

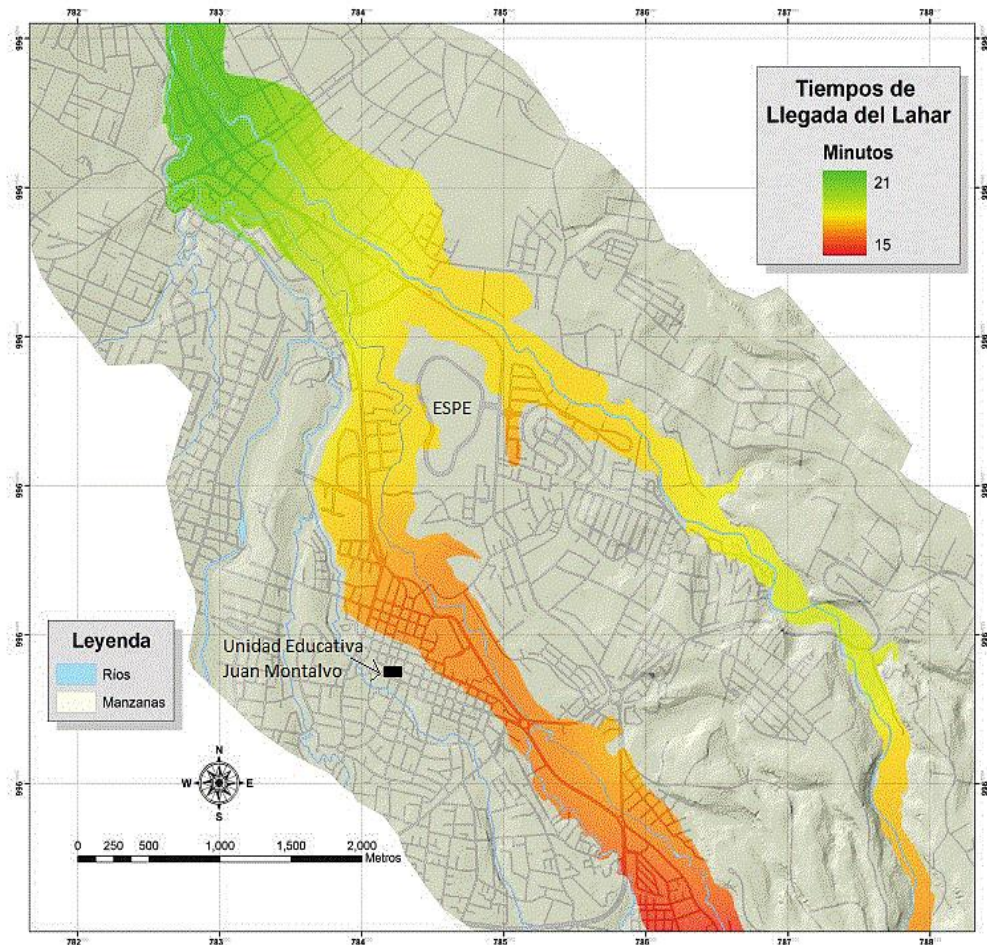


Figura 61: Tiempos de evacuación en la zona de riesgo
Fuente: (Padilla & Bosque, 2014)

3.6. Geotecnia: ensayo de sísmica de refracción

El fundamento teórico del ensayo de sísmica de refracción de detalle en la sección 2.1.1 de este documento.

Equipo

- Sismógrafo Modular de 12 canales, Geometrics ES 3000, cable de geófonos de 110 m, geófonos para ondas VS, Placas redondas, cable de extensión de golpe, martillo de golpe con sensor, computador y accesorios.

3.6.1. Procedimiento del ensayo

Como se describió en la sección 2.1.1 el ensayo consiste en la medición del tiempo de viaje de las ondas de compresión P, generadas por una fuente de energía impulsiva, que para este ensayo fue un martillo.

El espaciamiento de los geófonos es determinado según una evaluación superficial de los estratos del subsuelo y por la longitud disponible de la línea de tendido, para el caso particular se distanciaron a cada 3m (ver figura 62). La línea de geófonos se la ubicó en la parte frontal a 3m del muro de mampostería del bloque 1a (ver Figura 63).



Figura 62: Línea de tendido de los geófonos

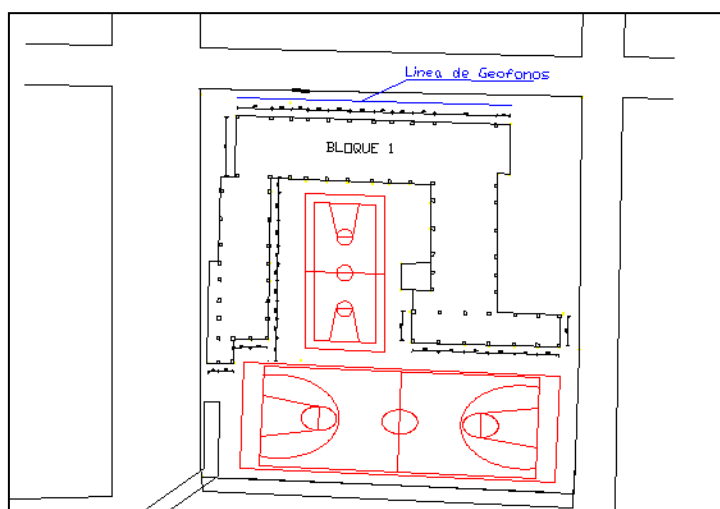


Figura 63: Ubicación de la línea de geófono

El ensayo se llevó a cabo mediante la aplicación de los métodos activos y pasivo, los cuales difieren únicamente en la fuente de energía utilizada.

- **El método activo:** se lo realiza con una fuente de energía que es originada por los golpes del martillo sobre una placa metálica.
- **El método pasivo:** mediante una fuente de energía pasiva presente en el entorno (vibraciones ambientales) que ocurren a diario.

El ensayo se resume en dar golpes verticales en una placa metálica colocada entre los geófonos, la energía de estos golpes se detecta , amplifica y registra en un equipo especial diseñado para este propósito, mediante el software de adquisición de datos “SEISMODULER CONTROLLER Modulo ES 3000”. Luego la información captada que está compuesta por tiempos de viaje y distancias es manipulada mediante el empleo de métodos finitos para convertirla en un formato de variaciones de velocidad con la profundidad llamado dromocronas, todo esto mediante el uso del programa “PICK WIN” y para la inversión de datos y generación de los perfiles sísmicos y velocidades V_p se usa el programa “PLOTREFA”, adicionalmente para establecer los perfiles que determinan esfuerzo de corte en una profundidad de 30 m (V_s 30), se sigue el procedimiento descrito por el método multicanal de ondas superficiales (MASW) mediante el uso del programa “WaveEq”, detallado en la sección 2.1.1 d este documento.

3.6.2. Resultados

La primera pantalla que muestra “PICK WIN “es la información captada de la ubicación de los geófonos y la distancia de golpe (ver figura 64).

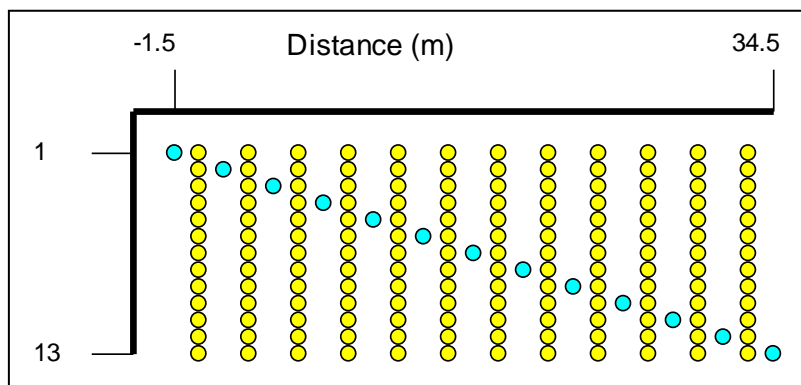


Figura 64: Relación distancia vs número de geófonos

“PICK WIN” determina la velocidad de onda de corte de acuerdo a la profundidad de cada estrato del suelo (ver Figura 65), y con el programa “WaveEq” se determina el Vs30, de acuerdo al método activo del ensayo se obtuvo un Vs30=326.2 m/s

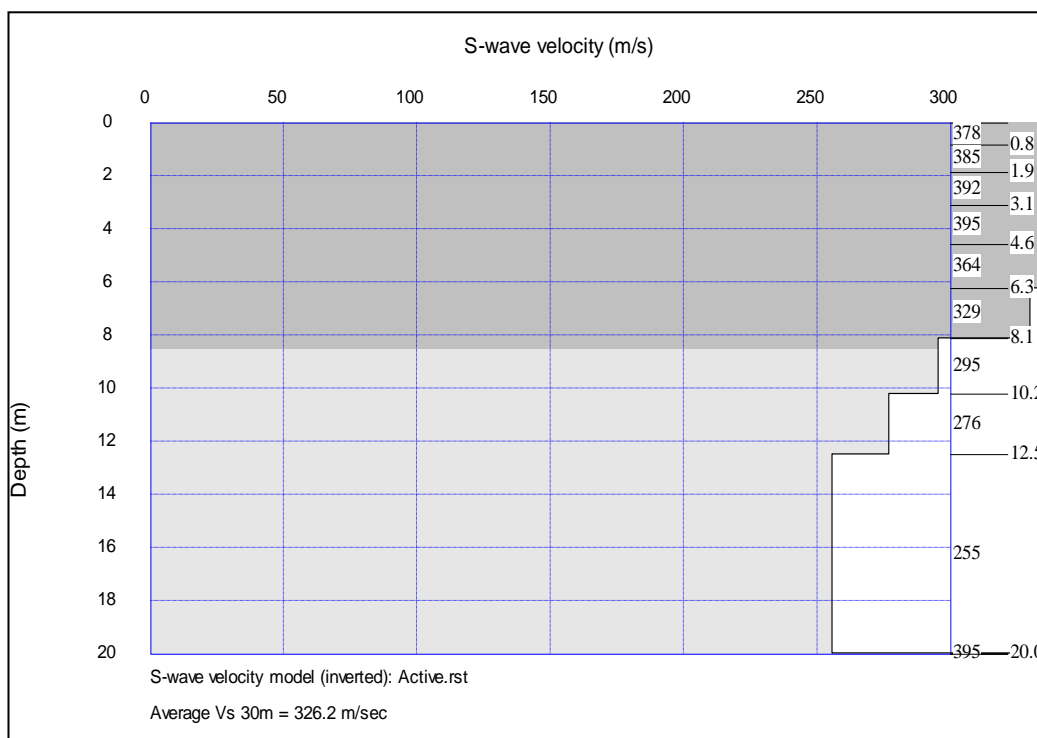


Figura 65: Profundidad vs Velocidad de onda (método activo)

Ahora mediante el programa “PLOTREFA” se obtiene la estratigrafía, que indica el rango de la velocidad de onda de corte a una determinada distancia y profundidad (ver Figura 66).

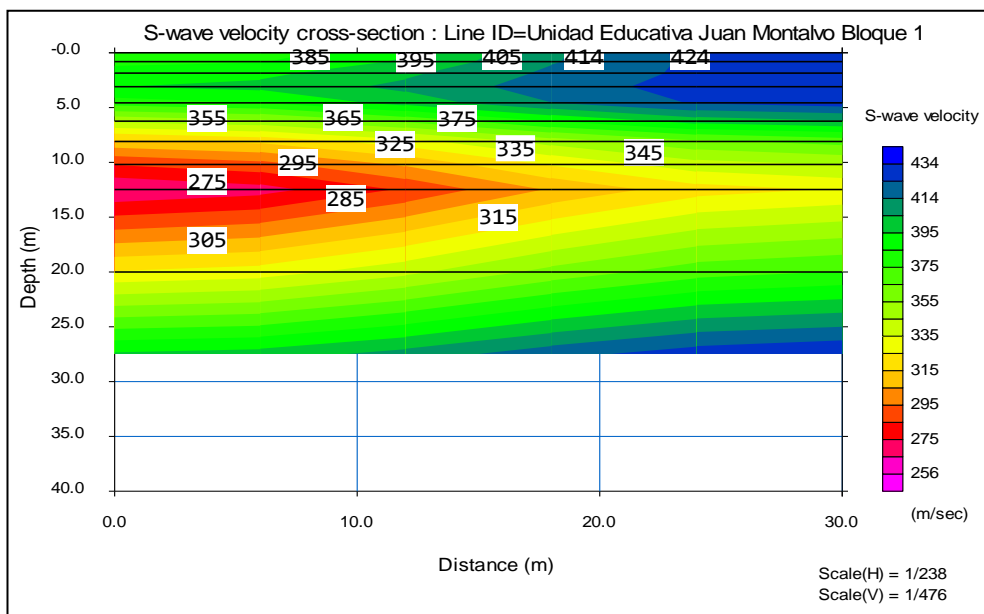


Figura 66: Estratigrafía según la velocidad de onda (método activo)

Método pasivo: Con similar procedimiento, se presenta el gráfico que indica la velocidad de onda de corte de acuerdo a la profundidad de cada estrato del suelo según el método pasivo (ver Figura 67), $V_{s30}=149.1$ m/s

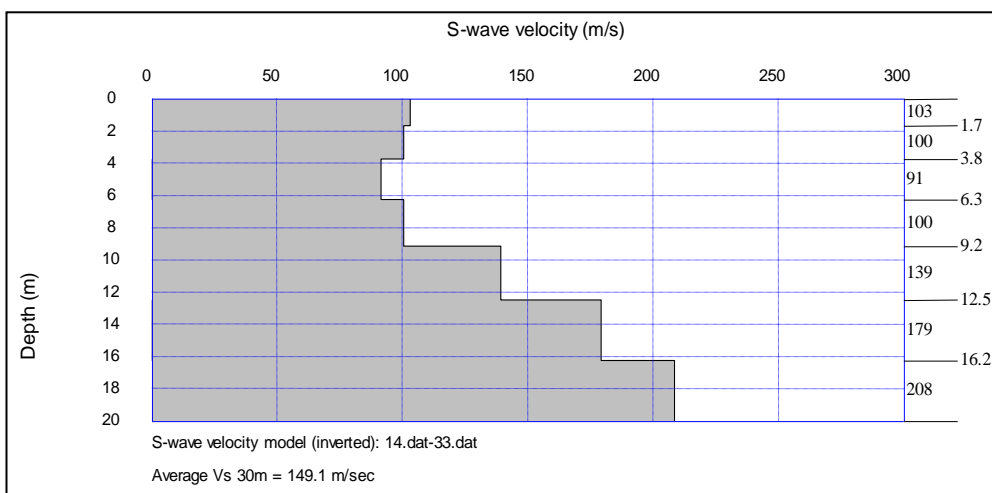


Figura 67: Profundidad vs Velocidad de onda (método pasivo)

Método combinado: Una vez definido la velocidad de onda (V_{s30}) usando ambos métodos, se realiza un análisis combinado en función de los resultados obtenidos que finalmente será el valor que determina la clasificación del tipo de suelo (ver figura 68).

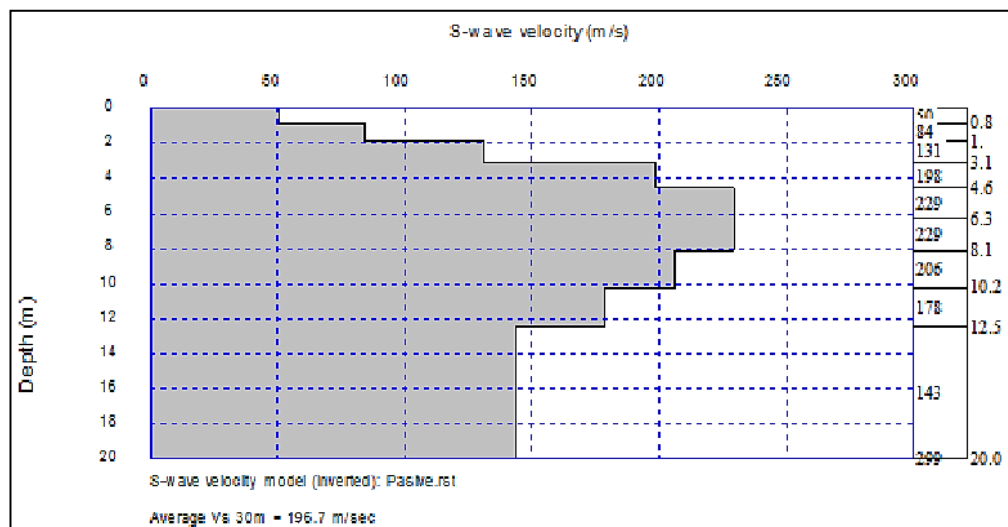


Figura 68: Profundidad vs Velocidad de onda (análisis combinado)

La velocidad de onda a una profundidad de 30m es $V_s=196.7\text{m/s}$, con este valor se puede determinar el tipo de suelo de acuerdo a la tabla 22 presentada en la sección 2.5.2.1.3, que para el valor de V_s , corresponde a un perfil de suelo **tipo D**.

3.7. Ensayos no destructivos

3.7.1. Esclerómetro: Resistencia de los elementos Hormigón

Se usa el Martillo de impacto Schmidt (Esclerómetro), para determinar la resistencia característica uniaxial del concreto de acuerdo a las correlaciones entre la dureza Schmidt y su resistencia a la compresión, evaluando la uniformidad in situ y delineando zonas o regiones deterioradas en la estructura. A continuación se detalla el equipo utilizado para el respectivo ensayo

Equipo

- Martillo de impacto Schmidt, piedra abrasiva, yunque (para calibración) y herramienta menor.

3.7.1.1. Procedimiento del ensayo

Los elementos que se escogen para realizar el ensayo son representativos para cada bloque y dirección de interés, es decir se toman tres vigas perimetrales (45 x40 cm) en los sentidos (X e Y), una viga interna (30x30 cm), una viga en el bloque 1c (20x20 cm) y una columna en el bloque 1c (25x25 cm), en total 6 elementos, los cuales se los nombra del 1 al 6 (ver Figura 69).

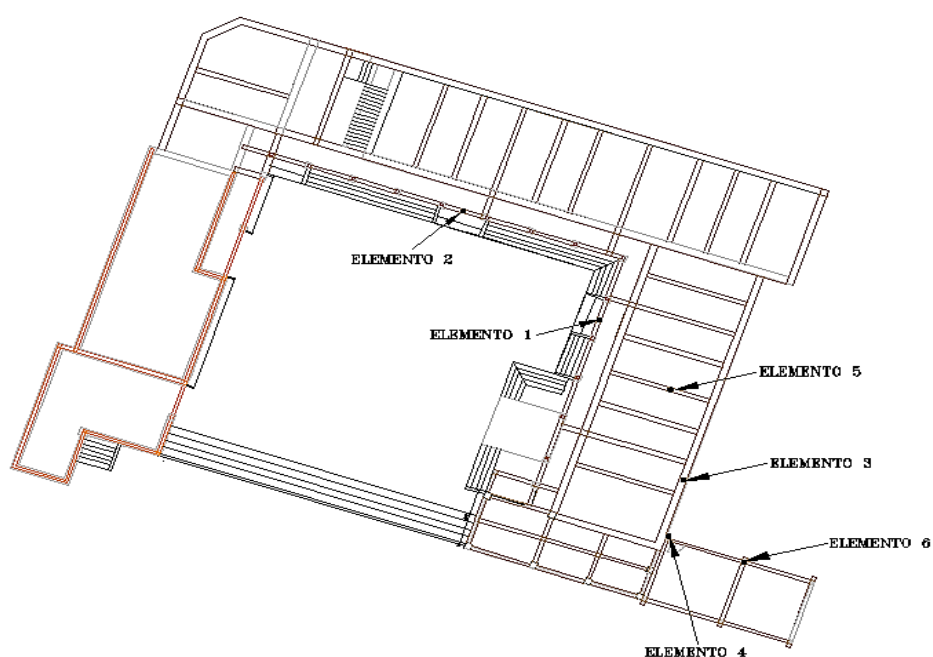


Figura 69: Toma de datos in situ

El ensayo comienza con la calibración del equipo mediante el procedimiento especificado por el fabricante con el yunque de acero, luego se prepara la superficie a ensayar, para esto se retira en lo posible el recubrimiento de los elementos estructurales, y se realiza una cuadrícula de 2 x 3 cuadrados, es decir 6 cuadrados en total, en donde se obtendrán 6 medidas que posteriormente se procesan estadísticamente y finalmente para determinar la resistencia del hormigón cumpliendo la normativa ASTM C805, se sostiene firmemente el embolo, de manera que este perpendicular a la superficie, luego se empuja gradualmente el instrumento hacia la superficie (ver figura 70), hasta que impacte y registre el índice de rebote en su lector,

manteniendo presionado el botón para guardar la lectura por un instante hasta anotarlo. Este procedimiento se realiza en la cabeza, medio y base de cada elemento, seis veces en cada punto seleccionado para obtener datos estadísticamente confiables.



Figura 70: Toma de datos con el martillo Schmidt

En vigas el ensayo se puede realizar con una orientación del equipo de 90° , siempre y cuando se tenga presente que las curvas de calibración dependerán también del ángulo del equipo al momento de ensayar (ver figura 71).



Figura 71: Ensayo esclerométrico en una viga.

3.7.1.2. Resultados

La tabla 32 presenta un resumen de las medianas resultantes en cada punto ensayado, el resumen muestra el resultado de la mediana para la base, medio y cabeza de cada elemento, de estos resultados se obtiene nuevamente la mediana para definir la resistencia del elemento completo. Y finalmente las últimas filas de la tabla 32 muestran la resistencia del elemento en N/mm² y en Kg/cm², estas resistencias han sido previamente calibradas con la curva de ajuste del equipo (ver figura 72)

Tabla 32
resumen del ensayo del esclerómetro

ELEMENTO	1	2	3	4	5	6
Superior	28	28	30	25	30	30
Medio	28	25	30	24	30	28
Base	28	25	30	24	30	28
MEDIANA	28	26	29	26	30	29
Resistencia (N/mm²)	22	17	22	24	25	22
Resistencia (Kg/cm²)	224	117	224	240	256	224

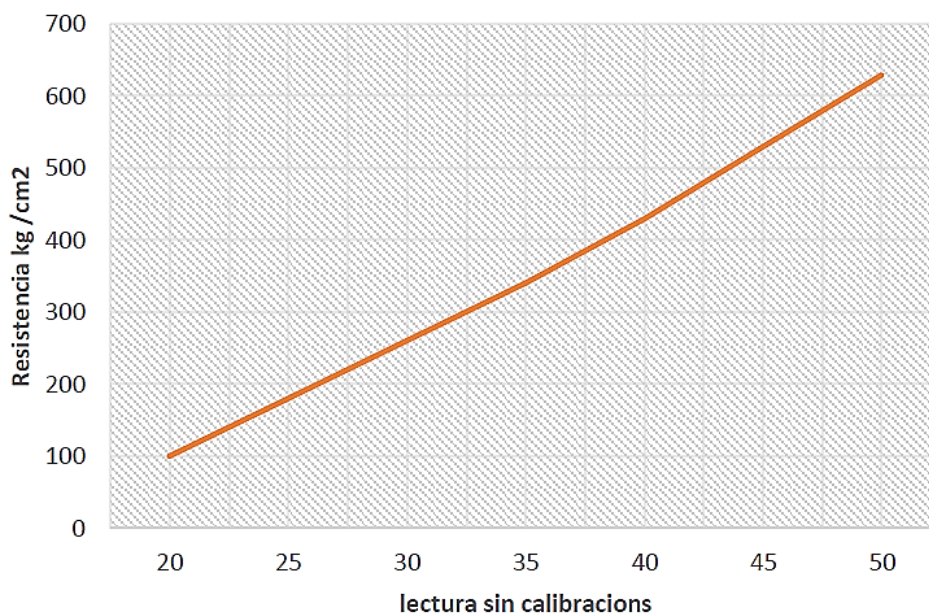


Figura 72: Curva de calibración del equipo

Finalmente para homogenizar la resistencia del hormigón para fines de cálculo se opta por tomar el valor de la resistencia característica aparente a la compresión uniaxial de 225 Kg/cm², adicionalmente después de verificar visualmente todos los elementos ensayados e identificarlos como uniformes en cuanto a la calidad del hormigón, se asigna al material una resistencia característica para efecto de cálculos que considera un factor de seguridad de 0,9 recomendado por los fabricantes del equipo.

$$f'c = 0.9 * f'c_{\text{esclerometro}} \quad 3.1$$

$$f'c = 0.9 * 225 \approx \mathbf{200\text{kg/cm}^2}$$

3.7.2. Pachómetro: Acero de refuerzo en los elementos de hormigón

El funcionamiento del equipo se detalló previamente en la sección 2.1.2 de este documento. La realización de este ensayo permite definir la ubicación del acero de refuerzo en los elementos de acero, además de leer directamente el diámetro de la varilla (longitudinal y transversalmente) y el espesor del recubrimiento.

Equipo

- Pachómetro RebarScope



Figura 73: Pachómetro RebarScope

3.7.2.1. Procedimiento del ensayo

Con la ayuda del sensor acústico del pachómetro se localiza la ubicación del acero de refuerzo (ver Figura 74), para esto, en la pantalla principal se configura las opciones como se detalla a continuación:



Figura 74: Localización del acero de refuerzo

Menú: Localizar:

Primera línea: Modo cortó o profundo, según la sección del elemento, en esta línea a la derecha, el equipo muestra recubrimiento del acero cuando ya lo haya encontrado.

Segunda línea: Muestra la intensidad de señal de respuesta de la barra de acero al pulso eléctrico del sensor

Tercera línea: seleccionar “Barras”

Cuarta línea: seleccionar un diámetro base

Quinta línea: seleccionar una profundidad mínima

Una vez localizado la varilla y leído el recubrimiento se determinará el diámetro, para esto se configura nuevamente la pantalla principal:

Menú: Diámetro en barra

Primera línea: El sensor indica mediante un mensaje si el acero está a una distancia que permita su lectura, puede resultar que este muy cerca. Es así que, cuando el mensaje sea “NO EN GAMA” significara que es necesario el uso de placas de 1/2' o de 5/8' de acuerdo a lo que se especifica en el manual del usuario del equipo (ver figura 75).

Segunda línea: Número que indica la intensidad de señal de respuesta de la barra de acero al pulso eléctrico del sensor, este número define si es necesario o no el uso de las placas de 1/2' o de 5/8'.

Tercera línea: Esta línea aparece al realizar dos medidas seguidas, presionando dos veces “ENTER”, los números que se muestran en esta línea significa la intensidad de señal en cada medida.

Cuarta línea: Finalmente aquí se muestra el resultado del diámetro del acero de refuerzo localizado.



Figura 75: Mensaje de Pachómetro “NO EN GAMA”

3.7.2.2. Resultados

Al inicio de los trabajos de levantamiento había la incertidumbre del material de las columnas, aparentemente parecían de hormigón, sin embargo con el uso del pachómetro se constató que no tienen armadura de refuerzo en ningún sentido, es decir también son de mampostería, adicionalmente esta verificación se llevó a cabo realizando una perforación con un taladro y una broca de 10 cm de largo (ver figura 76), con la realización de esta perforación se verificó visualmente el tipo de material interno de la columna e incluso el material del mortero (mortero de cal) que une los mampuestos de ladrillo.



Figura 76: Columna de mampostería

Recubrimiento y diámetro en vigas en vigas:

En el bloque 1a, Los únicos elementos de hormigón armado son las vigas perimetrales y transversales internas, es en estos elementos únicamente que se realizó el ensayo. En la figura 77 se muestra el resultado del espesor de una de las vigas perimetrales.



Figura 77: Recubrimiento en una de las vigas perimetrales

De igual manera en la figura 78 se visualiza el resultado del diámetro de la misma viga perimetral, el valor leído por el equipo es 11mm esto debido a posible pérdida de sección por efecto de la corrosión.

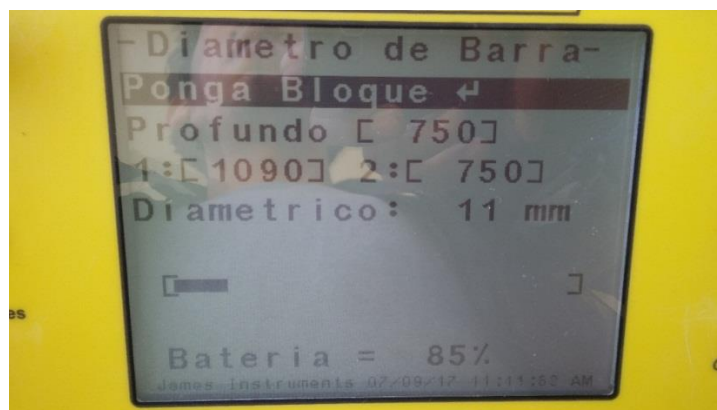


Figura 78: Diámetro de la varilla longitudinal en una de las vigas

Para determinar el diámetro del acero de refuerzo transversal, es necesario localizar bien su posición previamente y orientar adecuadamente el sensor del pachómetro, con la finalidad que el equipo lea el diámetro de la armadura transversal y no de la longitudinal (ver Figura 79).

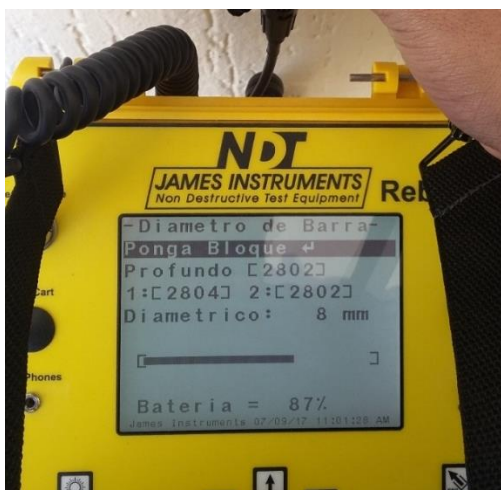


Figura 79: Diámetro de la varilla transversal de una viga perimetral

A continuación en la tabla 33, se presenta el resumen que indica los resultados en los diferentes elementos que se han seleccionado. Como promedio, para el modelo analítico se usara un diámetro de 12 mm y recubrimiento de 5 cm para las vigas perimetrales (ver figura 80).

Tabla 33
Recubrimiento y diámetro, vigas perimetrales

Vigas Perimetrales		
Viga	recubrimiento (mm)	diámetro (mm)
1	54	11
2	51	12
3	47	11
Promedio	50	11

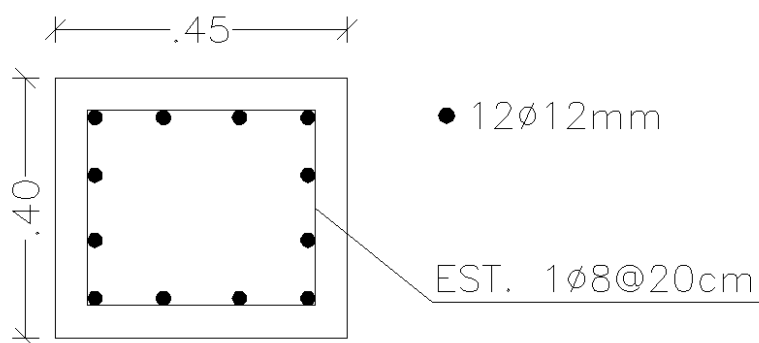


Figura 80: Detalle de vigas perimetrales

De igual manera en la tabla 34 se presenta el resumen para las vigas internas. Para el modelo analítico se usara un diámetro de 12 mm y recubrimiento de 3.5 cm para las vigas internas transversales (ver figura 81).

Tabla 34
Recubrimiento y diámetro de las vigas internas transversales

Vigas internas		
Viga	recubrimiento (mm)	diámetro (mm)
1	28	11
2	38	10
3	34	11
Promedio	35	11

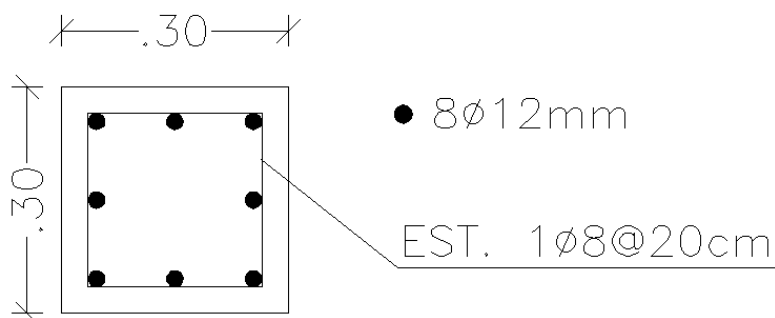


Figura 81: Detalle de vigas internas

3.7.3. Acelerómetros: Propiedades dinámicas de la estructura

Este aparatado describe el procedimiento para instrumentar la edificación con los sensores de aceleración; se presentan los equipos empleados, sus características, especificaciones y el proceso del ensayo, además de los aspectos a considerar para la adquisición de los datos necesarios para la obtención experimental de las propiedades dinámicas de la estructura. Adicional se aclara que el ensayo se realizó únicamente en el bloque 1a.

Equipo

- Acelerómetros Waspnote de Libelium, paneles de carga de los sensores Waspnote, router MeshLium, vibro compactadora mediana de gasolina y una laptop o smarthphone

3.7.3.1. Ubicación del Equipo

Los ensayos y registro de datos se realizan en un tiempo muy breve, por lo que resulta conveniente hacer mediciones en distintas posiciones de los acelerómetros, esto con el objetivo de estudiar a la estructura en diferentes puntos, y poder solventar las diferentes respuestas que puede arrojar la estructura debido a su característica no homogénea, además la ubicación de los acelerómetros permite estudiar diferentes aspectos específicos de la respuesta dinámica de la estructura.

(Meli, 1998), en su libro “Ingeniería estructural de los edificios históricos” propone el esquema de la figura 82, la cual es una estructura simple donde se colocan los acelerómetros en dos arreglos diferentes con el fin de estudiar, primero los modos de vibración asociados a las dos direcciones horizontales principales de traslación y después la torsión en planta.

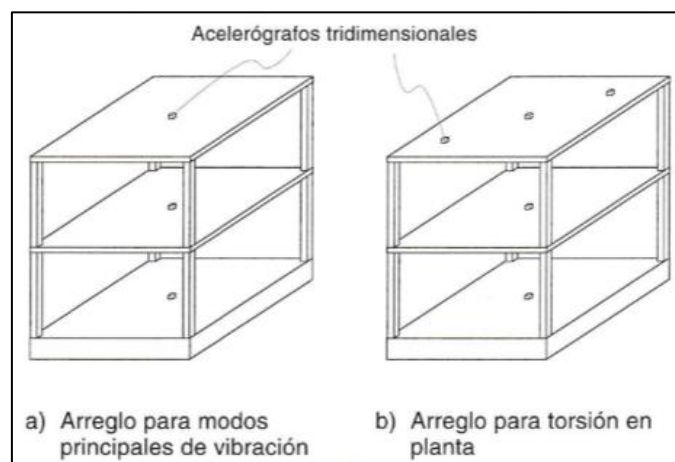


Figura 82: Ubicación teórica de los acelerómetros

Fuente: (Meli, 1998)

Ubicación para estudiar modos de vibración que involucran traslación

Para estudiar los periodos de vibración asociados a los modos de vibración de traslación en las direcciones principales se ubicaron los acelerómetros según el arreglo a) de la figura 82. El ensayo se realizó en dos lugares diferentes de la estructura, a la izquierda de la figura 83 se presenta

una fotografía de la ubicación en elevación en la parte interna, mientras que a la derecha la ubicación en elevación en la parte externa y en la figura 84 se detalla la ubicación en planta interna y externa de los acelerómetros.



Figura 83: Ubicación de los acelerómetros en la estructura

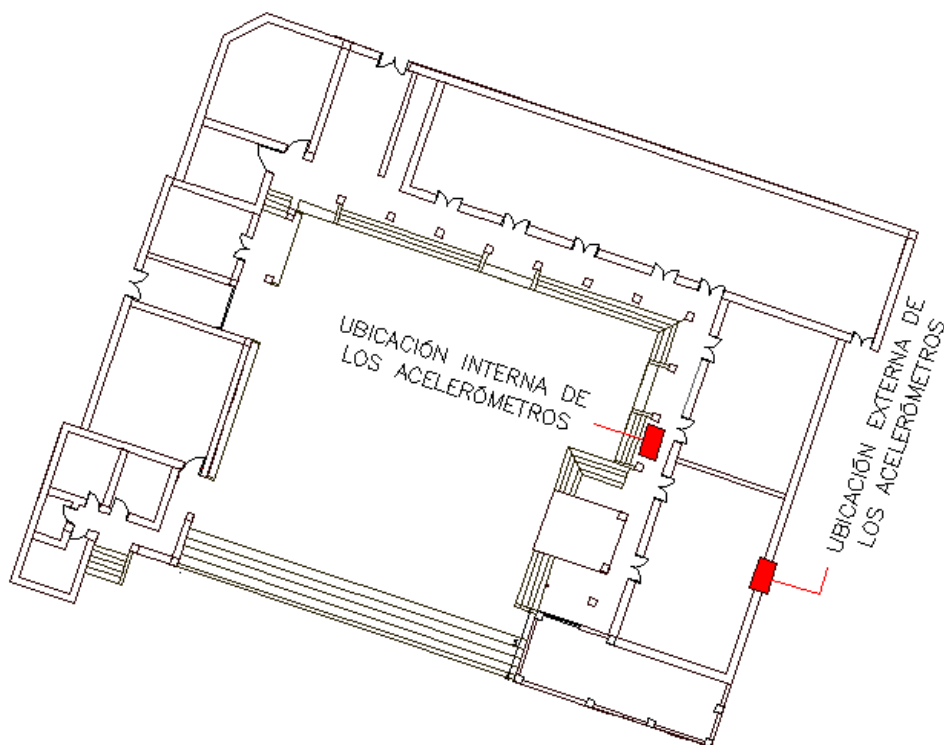


Figura 84: Ubicación en planta de los acelerómetros

Ubicación para estudiar modos de vibración que involucran torsión

El análisis de las propiedades de torsión de una estructura, se realiza mediante la comparación de los espectros de amplitud, entre las señales de los sensores de los extremos con el del centro geométrico de un mismo nivel. Estos describen picos en los puntos asociados a las frecuencias de torsión (Henao, Botero, & Murià, 2014)

Para llevar a cabo el estudio de propiedades de torsión es necesario disponer de al menos un sensor ubicado en el centro geométrico de la estructura. Para el caso de la estructura de estudio, debido a su configuración en planta, este centro geométrico se encuentra fuera de la misma (ver figura 85). Debido a este inconveniente se decidió ubicar los acelerómetros de la siguiente manera: El Waspnote 01 y Waspnote 02 en la parte interna de la estructura, en la primera y segunda planta respectivamente, mientras que el Waspnote 03 también en la segunda planta pero en una esquina opuesta al Waspnote 02, esta ubicación se describe en la figura 86, adicionalmente en la figura 86 se describe la orientación de los ejes de análisis de los acelerómetros.

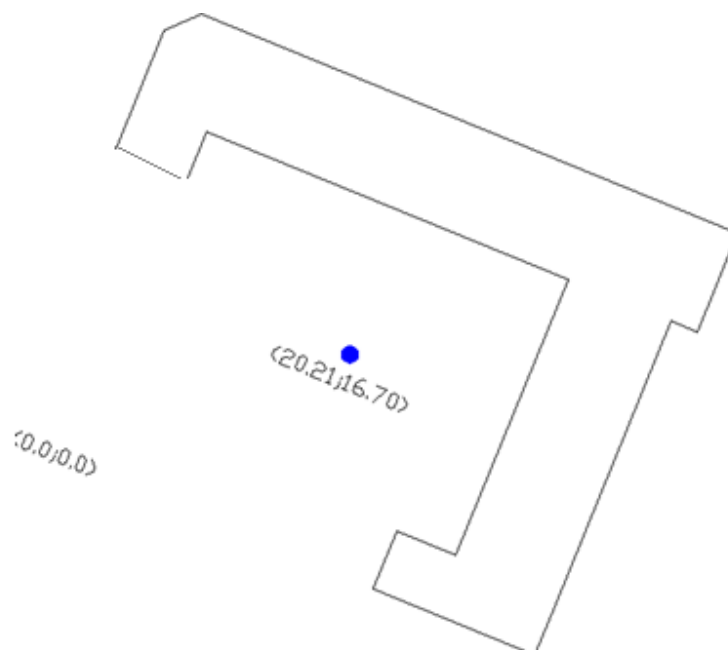


Figura 85: Centro geométrico de la estructura de estudio

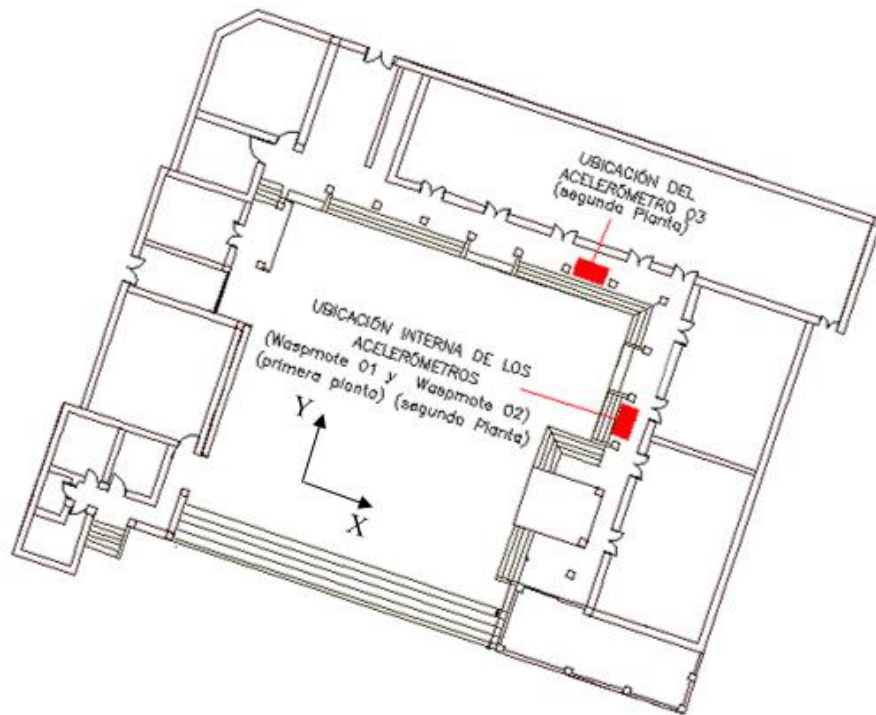


Figura 86: Ubicación de los acelerómetros para verificar Torsión

3.7.3.2. Procedimiento del ensayo

Ya definida la ubicación de los acelerómetros en la estructura según el parámetro que se requiere estudiar, es necesario asegurar los equipos de tal modo que permanezcan sujetos a la estructura (ver figura 87), y así evitar vibraciones que no correspondan al estudio, y provoquen una desviación en la toma de datos.



Figura 87: Aseguramiento de los acelerómetros a la estructura

El sensor de aceleración del Waspnote mide la vibración ambiental del entorno, es decir amplitudes de excitación muy bajas, es así que en aras de obtener datos uniformes e incrementar las amplitudes de excitación se utiliza una vibro compactadora mediana a gasolina, ubicada para actuar con respecto al sentido de análisis del ensayo (x o y) según sea el caso (ver figura 88) a continuación.



Figura 88: Vibro compactadora encendida orientada al eje X.

Con la vibro compactadora encendida se realiza el ensayo durante 20 minutos por cada sentido (x, y). Mientras los acelerómetros registran la respuesta estructural a la vibración de la máquina, el router MeshLium recibe estos datos y a través de la conexión wifi los va mostrando en la pantalla del computador (ver figura 89)

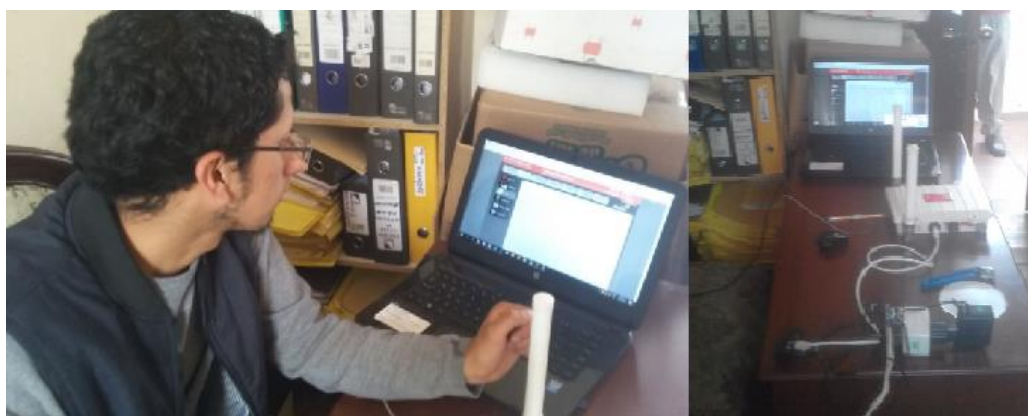


Figura 89: Recepción de datos de los acelerómetros al computador

3.7.3.3. Registro, corrección y filtrado de señales

Estudio de los modos de vibración que involucran traslación

En la tabla 35 a continuación se detalla los parámetros iniciales considerados durante el ensayo.

Tabla 35

Parámetros iniciales para el ensayo con acelerómetros

PARÁMETROS INICIALES DEL ENSAYO							
Ubicación de los sensores		Ubicación interna			Ubicación Externa		
		01	02	03	04	05	06
ID WASPMOTE		01	02	03	04	05	06
Tiempo de muestreo	[T]	102.4	102.4	102.4	102.4	102.4	102.4
Intervalo entre datos	[Δt]	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Frecuencia de muestreo	[Fs]	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0

Los acelerómetros entregan los datos en formato ASCII, en la pantalla de la laptop se verifica la fecha de la toma del dato, la hora, la identificación del sensor y la aceleración como porcentaje de la gravedad medida en mili gravedades [mg]. Con estos datos se obtiene la gráfica de la historia de los valores de aceleración que mide un acelerómetro en un determinado tiempo para un punto específico, es decir una señal con dominio en el tiempo (acelerograma).

A continuación se presenta el acelerograma del Wasp mote 01 para el ensayo en sentido X, que se ubicó en la planta superior de la estructura, es decir en el piso más flexible, por lo que se considerara como el periodo predominante del sistema estructural en sentido X. (ver figura 90).

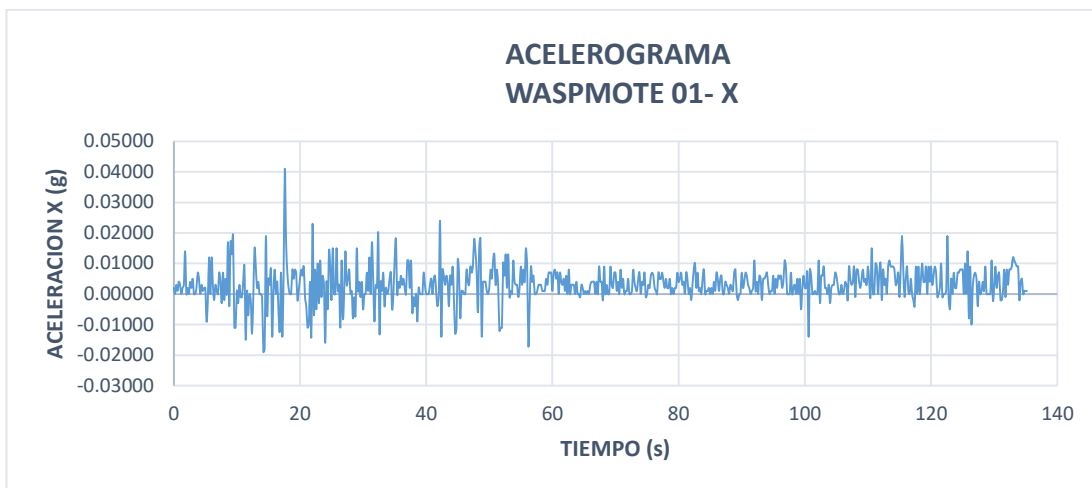


Figura 90: Acelerograma inicial: Waspote 01- sentido X

La figura 91 muestra el acelerograma corregido en su línea base y filtrado con el tipo de filtro pasa banda, para un rango de frecuencias de 0.1 a 2.5 que es lo esperado para este tipo de estructuras, este procedimiento se puede realizar mediante la elaboración de una hoja de cálculo en excel utilizando la teoría descrita en la sección 2.3.4.3.4 de este documento o mediante el uso del programa SeismoSignal descrita en la sección 2.3.4.5, a continuación se muestran los resultados de la corrección de señales, con hojas de excel (ver figura 91) y con SeismoSignal (ver figura 92) .

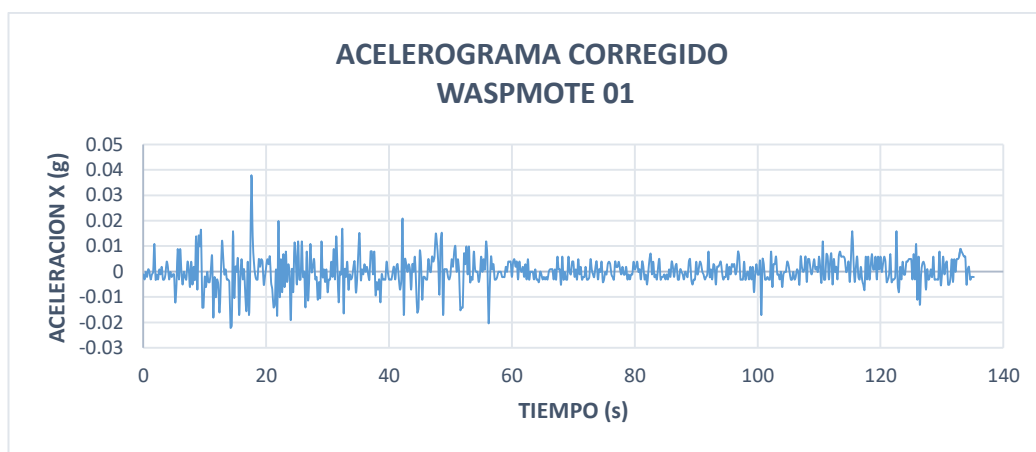


Figura 91: Acelerograma corregido: Waspote 01- sentido X

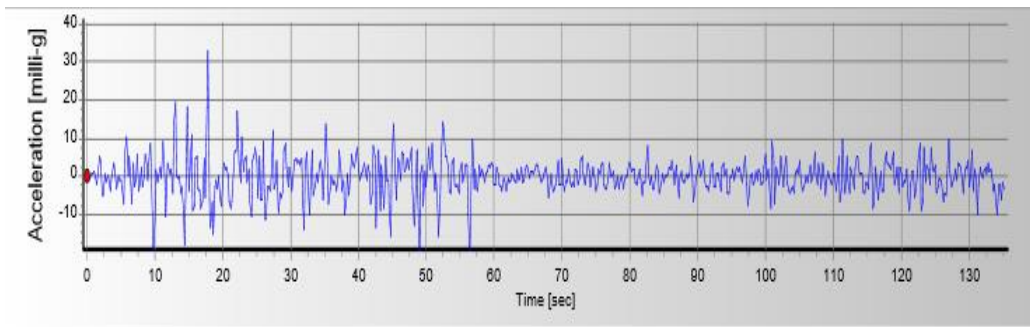


Figura 92: Acelerograma corregido en SeismoSignal

3.7.3.5. Resultados

Y finalmente del espectro de amplitud que se obtiene al pasar la señal del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia, a través de la transformada rápida de Fourier, se encuentran los picos de amplitud que reflejan frecuencias predominantes en la señal que a su vez representan periodos predominantes (ver figura 93)

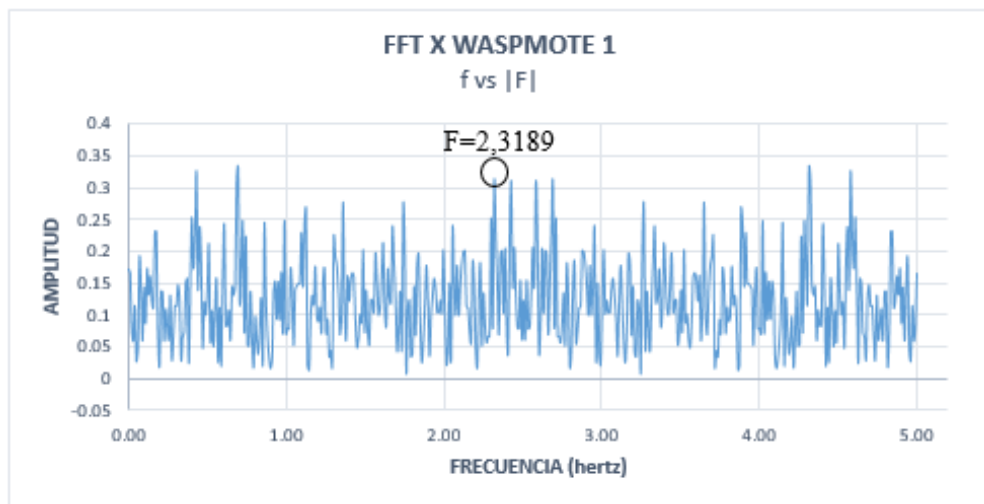


Figura 93: Espectro de amplitud: Waspnote 01- sentido X

El pico en el espectro de amplitud indica, que la frecuencia representativa presente en la señal tiene un valor de 2,3189. El inverso de este valor es el periodo predominante de la estructura.

$$T = \frac{1}{F} = \frac{1}{2,3189} = 0,431$$

El periodo predominante presente en la señal en el sentido X es 0,431 s (obtenido con el Waspnote 01), este valor es relacionado con el resultado de los pisos inferiores (Waspnote 02 y Waspnote 03) que representan periodos en sentido X de las masas inferiores. El procedimiento se repite para el análisis en sentido Y, el cual resulto ser el sentido más débil.

Tabla 36
Resumen propiedades dinámicas

RESUMEN DEL ENSAYO DE VIBRACIÓN AMBIENTAL		
SENSOR/SENTIDO	Sentido X Periodo [s]	Sentido Y Periodo [s]
T: Waspnote 01	0,431	0,4501
T: Waspnote 02	0,357	0,380
T: Waspnote 03	0,251	0,270
T: Predominante	0,398	0,450

La tabla 36 indica que la estructura tiene como sentido más débil, el Y, pues el modo predominante de traslación en ese sentido tiene un periodo de 0,4501, mientras que el modo de traslación en sentido X tiene un periodo de 0,398 s convirtiéndose en el segundo modo de vibración de la estructura.

Adicionalmente se aclara que el resultado del modo de vibración de rotación no se presenta, debido a la incertidumbre de la veracidad de los resultados al no ubicar los acelerómetros como la teoría lo indica, debido a que la distribución geométrica propia de la estructura ubica el centro de gravedad fuera de la misma.

3.7.4. Higrómetro: Resistencia Vs humedad de la madera

Este ensayo se realiza con el objetivo de solventar la incertidumbre sobre la resistencia de la madera presente en las columnas y viguetas de eucalipto.

Equipo:

- Higrómetro, clavos y martillo

3.7.4.1. Procedimiento del ensayo

El higrómetro mide la humedad higroscópica de la madera, es por esto que resulta necesario que la medición se haga lo más cerca posible del núcleo del elemento, para lograr esto, se utiliza clavos de 2 ½ pulgadas y sobre estos clavos se realiza la medición.

Los elementos a medir son columnas de 18x18 cm de sección, se tomó tres medidas para posteriormente hacer un promedio entre ellas, las medidas se hicieron a 10 cm de separación, todas cerca del centro de la columna (ver figura 94).



Figura 94: puntos para ensayar la madera

3.7.4.2. Resultados

Se determinó visualmente el tipo de madera en la estructura existente, según sus características, es madera de eucalipto. Debido a sus propiedades y a la variación de humedad, esta tiende a cuartearse y a deformarse, adicionalmente es la madera que más suele usarse en los lugares aledaños a la zona de estudio.

En la Tabla 37 se indica un módulo de elasticidad referencial del Eucalipto a la humedad óptima (12%) según lo especificado en (PADT REFORT , 1984).

Esta humedad referencial servirá para determinar el módulo de elasticidad de los elementos de madera presentes en la estructura.

Tabla 37
M. elasticidad referencial del Eucalipto

Módulo de elasticidad Eucalipto	
Verde + 30%	104000 kg/cm ²
Seco al aire al 12%	138000 kg/cm ²

Fuente (Guatibonza, 2014)

Los resultados de la medición con el Higrómetro en los elementos se resumen en la tabla 38, el valor adoptado para el cálculo se obtiene de un promedio.

Tabla 38
Registro del Higrómetro

Columnas de Madera	
Muestra	% Humedad
1	16
2	15
3	15
Promedio	15
Vigas de Madera	
Muestra	% Humedad
1	14
2	15
3	16
Promedio	15

En promedio la madera tiene 15% de humedad en vigas y columnas, por tanto la variación de humedad es del 3%, de acuerdo a la tabla 7 de la sección 2.1.4, se tienen que para una variación del 1 % en el contenido de humedad el valor del módulo de elasticidad varía 2%,. Eso significa para el caso de la madera ensayada el 3% de variación de humedad provoca un 6% de variación en el módulo de elasticidad de la madera, esto se resume en el siguiente cálculo.

$$\text{Variación módulo de elasticidad} = 138000 \text{ kg/cm}^2 * 6\% = 8280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de elasticidad} = 138000 - 8280 = \mathbf{129720 \text{ kg/cm}^2}$$

El módulo de elasticidad de los elementos de madera que se usa para el modelo analítico será de **129720 Kg/cm²**.

3.8. Materiales y Cargas para el diseño del modelo analítico

Este aparatado tiene como objetivo entregar un resumen de las propiedades mecánicas de los materiales, solicitaciones verticales y fuerzas laterales que intervienen en la estructura y que serán ingresadas para la elaboración del modelo analítico en SAP 2000.

3.8.1. Resumen de las propiedades mecánicas de los materiales

En la tabla 39 se detalla el resumen de las propiedades mecánicas de los materiales estructurales presentes en la edificación, su adopción obedece al resultado de los ensayos o bien a consideraciones propuestas por autores mencionados en la sección 2.2.3 de este documento.

Tabla 39

Resumen de propiedades mecánicas de materiales

Material	Propiedad	Valor	Unidad
Mampostería de ladrillo	Módulo de elasticidad [E]	100000	T/m ²
	Peso específico [γ]	1.8	T/m ³
	Módulo de Poisson	0,25	adm
Hormigón	Módulo de elasticidad [f'c]	1838477.63	T/m ²
	Peso específico [γ]	2.4	T/m ³
	Módulo de Poisson	0.2	adm
Acero de refuerzo	Módulo de elasticidad [f'c]	20389019	T/m ²
	Peso específico [γ]	7.85	T/m ³
	Módulo de Poisson	0.3	adm

→ CONTINÚA

	Módulo de elasticidad [$f'c$]	1297200	T/m ²
Madera	Peso específico [γ]	0.85	T/m ³
	Módulo de Poisson	0.4	adm
	Módulo de elasticidad [$f'c$]	20389000	T/m ²
Acero tubular	Peso específico [γ]	7.85	T/m ³
	Módulo de Poisson	0.3	adm

3.8.2. Análisis de cargas

3.8.2.1. Cargas Verticales

Las cargas verticales permanentes (peso muerto) de una edificación antigua generalmente son grandes, debido a que su capacidad de resistir solicitaciones externas radica en la gran inercia que le aporta su masa. Mientras que la sobrecarga presente (carga viva), dependerá exclusivamente del uso que se le dé a la edificación.

3.8.2.1.1. Carga Muerta

La (NEC SE-CG, 2015), define a la carga permanente como la carga constituida por los pesos de todos los elementos estructurales, acabados y de todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.

Tabla 40
Peso de la estructura Bloque 1a

CALCULO DEL PESO DE LA ESTRUCTURA		
Elemento	Peso	Unidad
Piso Inferior		
Mampostería	322.90	Ton
Vigas de H.A	104	Ton
		→ CONTINÚA

Vigas del entrepiso (entablado)	24.38	Ton
Columnas mampostería	10.75	Ton
Total piso inferior	462.10	Ton
Piso Superior		
Mampostería	344.8	Ton
Cubierta	38.23	Ton
Columnas de madera	1.363	Ton
Total piso superior	384.41	Ton
Aumento		
Losas de H.A	27.78	Ton
Columnas de H.A	2.97	Ton
Mampostería	12.55	Ton
Total peso aumento	43.30	Ton
PESO TOTAL DE LA ESTUCTURA	889.81	Ton

La tabla 40, resume el cálculo de carga de los elementos estructurales, este peso será comprobado con el valor de la reacción en la base para carga muerta del modelo digital en SAP 2000, como un método de validación del modelo.

En la tabla 41 a continuación, se presenta un resumen de la carga muerta de acabados a utilizar en el modelo digital.

Tabla 41
Cargas de acabados Bloque 1a

CARGAS DE ACABADOS		
Entrepiso de entablado	0.0528	T/m ²
Cubierta	0.074	T/m ²
Acabado en el aumento	0.150	T/m ²

3.8.2.1.2. Carga viva

La (NEC SE-CG, 2015) especifica que las sobrecargas utilizadas para el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y está compuesta por el peso de las personas, además del mobiliario, equipo y accesorios móviles.

En la tabla 42 se resume las cargas por concepto de carga viva utilizada en el modelo digital para la estructura.

Tabla 42
Resumen de cargas vivas para el bloque 1a

CARGA VIVA		
Unidades educativas (Aulas)	0.2	T/m ²
Unidades educativas (Corredores)	0.4	T/m ²
Cubiertas inaccesibles	0.07	T/m ²

Fuente: (NEC SE-CG, 2015)

3.8.2.2. Cargas laterales

Las cargas laterales para la edificación antigua de la UEJM son únicamente las generadas por la acción sísmica, para definir estas cargas la normativa ecuatoriana indica que se puede realizar: por un análisis estático mediante el cálculo del cortante basal o un análisis dinámico mediante el espectro de respuesta.

3.8.2.2.1. Resumen del diseño sismoresistente

En la tabla 43 continuación se resume los parámetros establecidos en la filosofía de diseño sismoresistente para el cálculo del cortante basal y del espectro de diseño para el bloque 1a. Estos factores se detallaron previamente en la sección 2.5.2.1 de este documento.

El resumen de la filosofía de diseño sismoresistente para el bloque 1b y bloque 1c, se presentan en el anexo 4 y anexo 5 respectivamente.

Tabla 43
Resumen filosofía de diseño sismoresistente, bloque 1a

PARAMETROS FILOSOFIA SISMORESISTENTE				
Parámetro	S	Valor	u	Referencia en este documento
Factor de importancia	I	1.30	ad	Figura 39
Factor de reducción de respuesta	R	3.00	ad	Tabla 27
Zonificación Sísmica		V		Tabla 21
Región del Ecuador		Sierra		Figura 37
Factor aceleración de la zona sísmica	Z	0.40	ad	Tabla 21
Relación de amplificación espectral	n	2.48	ad	S. 2.5.2.1.4
Coefficiente Ct	Ct	0.055	ad	Tabla 26
Altura total de la estructura	hn	10.95	M	Sección 3.3
Coefficiente para cálculo de periodo	α	0.75	ad	Tabla 26
Tipo de Suelo		D		Sección 3.6
Factor de sitio Fa	Fa	1.20	ad	Tabla 23
Factor de sitio Fd	Fd	1.19	ad	Tabla 24
Factor comportamiento inelástico suelo	Fs	1.28	ad	Tabla 25
Factor asociado al periodo de retorno	r	1.00	ad	S. 2.5.2.1.4
Factor de irregularidad en planta	ϕ_p	0.90	ad	Figura 40
Factor de irregularidad en elevación	ϕ_e	1.00	ad	Figura 41
Aceleración de la gravedad	g	9.81	m/s ²	
Período teórico método 1	T ₁	0.331	s	S 2.5.2.1.4
Período teórico método 1, mayorado	T ₂	0.430	s	S 2.5.2.1.4
Periodo Límite en T=To	T ₀	0.127	s	S 2.5.2.1.4
Periodo Límite en T=Tc	Tc	0.689	s	S 2.5.2.1.4
Periodo Límite en T=TL	TL	2.856	s	S 2.5.2.1.4

→ CONTINÚA

Aceleración en $T=0$	Sa	0.480	g	S 2.5.2.1.4
Aceleración en $T=T_0$	Sa ₀	1.190	g	S 2.5.2.1.4

3.8.2.2.2. Cargas laterales: análisis estático

Estas fuerzas se calculan como un porcentaje de la carga reactiva de la estructura, este porcentaje es el coeficiente de corte basal, calculado en la tabla 44. En SAP 2000 se ingresa este coeficiente y el programa distribuye las fuerzas laterales para cada pórtico y piso resistente en el sentido que se esté analizando.

Tabla 44
Resumen del cálculo del cortante basal

RESUMEN DEL CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL		
Parámetro	Valor	Unidad
Ta	0.430	s
Sa	1.190	g
I	1.30	ad
R	3.00	ad
ϕ_p	0.90	ad
ϕ_e	1.00	ad
Coeficiente basal	0.5730	ad

3.8.2.2.3. Cargas laterales: análisis dinámico

Estas fuerzas se calculan a través del espectro de respuesta elástico de aceleraciones (Sa), que se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad. En la tabla 45 a continuación se expone las coordenadas del espectro de respuesta para el bloque 1a.

Tabla 45
Coordenadas del espectro de respuesta

COORDENADAS: ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACELERACIONES					
	T (s)	Espectro elástico		Espectro reducido	
		Sa (%g)	Sa (m/s ²)	Sa (%g)	Sa (m/s ²)
To	0.000	0.480	4.709	0.178	1.744
	0.127	1.190	11.678	0.441	4.325
	0.200	1.190	11.678	0.441	4.325
T	0.300	1.190	11.678	0.441	4.325
	0.430	1.190	11.678	0.441	4.325
	0.500	1.190	11.678	0.441	4.325
	0.600	1.190	11.678	0.441	4.325
	0.698	1.190	11.678	0.441	4.325
Tc	0.800	1.039	10.191	0.385	3.774
	0.900	0.923	9.059	0.342	3.355
	1.000	0.831	8.153	0.308	3.020
	1.200	0.693	6.794	0.256	2.516
	1.400	0.594	5.823	0.220	2.157
	1.600	0.519	5.095	0.192	1.887
	1.800	0.462	4.529	0.171	1.678
	2.000	0.416	4.076	0.154	1.510
	2.200	0.378	3.706	0.140	1.373
	2.400	0.346	3.397	0.128	1.258
	2.600	0.320	3.136	0.118	1.161
TL	2.856	0.291	2.855	0.108	1.057

En la tabla 45 en la tercera y cuarta columnas se presentó las coordenadas del espectro elástico, es necesario aclarar que este espectro corresponde a un periodo de retorno de 475 años, sin embargo resulta costoso y poco conveniente diseñar con un periodo de recurrencia tan alto, es por esto que se diseña con el espectro reducido, el cual considera la capacidad dúctil de la estructura para disipar energía, definido por el factor R. En la figura 95 se presenta el grafico del espectro elástico y del espectro reducido.

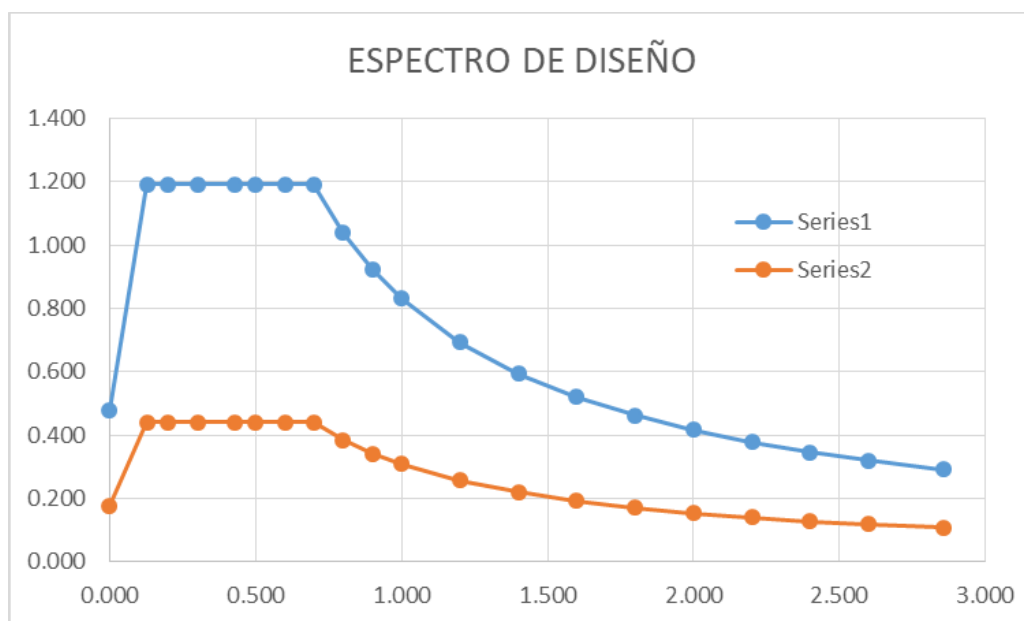


Figura 95: espectro de diseño

El grafico y las coordenadas del espectro de diseño de los bloques 1b y 1c, se presentan en los anexos 6 y 7 respectivamente.

CAPÍTULO 4

VULNERABILIDAD Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA UEJM

4.1. Método de Benedetti Petrini (Metodología Italiana)-Bloque 1

En este apartado se resume el cálculo de los once parámetros que intervienen en el levantamiento de la vulnerabilidad de la estructura antigua mixta de la Unidad Educativa Juan Montalvo, de acuerdo a la metodología italiana desarrollada por los investigadores Benedetti y Petrini. El fundamento teórico de este método y el detalle de cada parámetro se explicó previamente en la sección 2.4.3 de este documento.

4.1.1. Parámetros para el cálculo del índice de vulnerabilidad

Cada ítem de los once que se exponen a continuación, están debidamente justificados con una imagen que ilustra la razón de su calificación (A, B, C o D) y con un comentario en los ítems que requieran mayor explicación. Al finalizar el cálculo de cada ítem se define el grado de vulnerabilidad de acuerdo a la tabla 20 de la sección 2.4.3.2 de este documento.

Adicionalmente en el capítulo 4, los resultados obtenidos con este método de levantamiento de vulnerabilidad serán comparados con los resultados obtenidos del modelo digital en SAP 2000, para finalmente en el capítulo 5 proponer un reforzamiento integral que considere todos los factores que hacen vulnerable a la estructura de la UEJM.

4.1.1.1. Tipo y organización del sistema resistente

Clasificación B: Edificación en mampostería que no posee vigas de confinamiento en alguna de las plantas o no posee columnas de confinamiento en los pisos superiores; o a su vez, Presenta vigas de confinamiento sin columnas; o Columnas sin vigas de confinamiento.



Figura 96: Organización del sistema resistente UEJM

4.2.1.2. Calidad del sistema resistente

Clasificación B: Existen dos tipos de unidades de mampostería en la edificación; o menos del 50% de las unidades tienen dimensiones diferentes o que la colocación sea incorrecta. El ligamento presenta separación con las piezas de la mampostería.



Figura 97: Tipos de unidades de mampostería en la edificación

4.2.1.3. Resistencia Convencional

En este parámetro se busca determinar el comportamiento estructural frente a cargas horizontales, y para esto, se utiliza un concepto usual en códigos y normativas de construcción, el coeficiente sísmico C . (Yépez, Barbat, & Canas, 1995), la figura 98 es un esquema de los muros de mampostería resistentes a fuerzas horizontales en los dos sentidos y el resumen del cálculo de este parámetro se detalla en la tabla 46 a continuación.

Tabla 46
Coefficiente sísmico: Metodología Italiana

COEFICIENTE SISMICO			
	Elemento	Valor	Unidad
A_t	Área total en planta	461.77	m^2
A_y	Área de muros resistente en Y	31.576	m^2
A_x	Área de muros resistente en X	39.184	m^2
A	min [Ax;Ay]	31.576	m^2
B	máx. [Ax;Ay]	39.1842	m^2
a_o	A/A_t	0.07	ad
γ	B/A	1.24	ad
P_m	Peso específico mampostería	1.6	T/m^3
	Carga del entrepiso	0.0528	T/m^2
	Carga vigas de HA	0.2253	T/m^2
P_s	Carga de cubierta	0.0740	T/m^2
	Total Ps	0.35207	T/m^2
	Altura bloque principal	6.80	m
l	Altura Aumentos	8.95	m
	Altura promedio de entrepisos	7.88	m
q	Carga Promedio de un piso	2.283	T/m^2
t_k	Esfuerzo cortante	20.0	T/m^2
N	Número de Pisos	2.50	ad
C	Coefficiente sísmico	0.35876	ad
α	Valor Normalizado	0.89691	ad

Clasificación B: Estructura con valores comprendidos entre $0.6 < \alpha < 1$

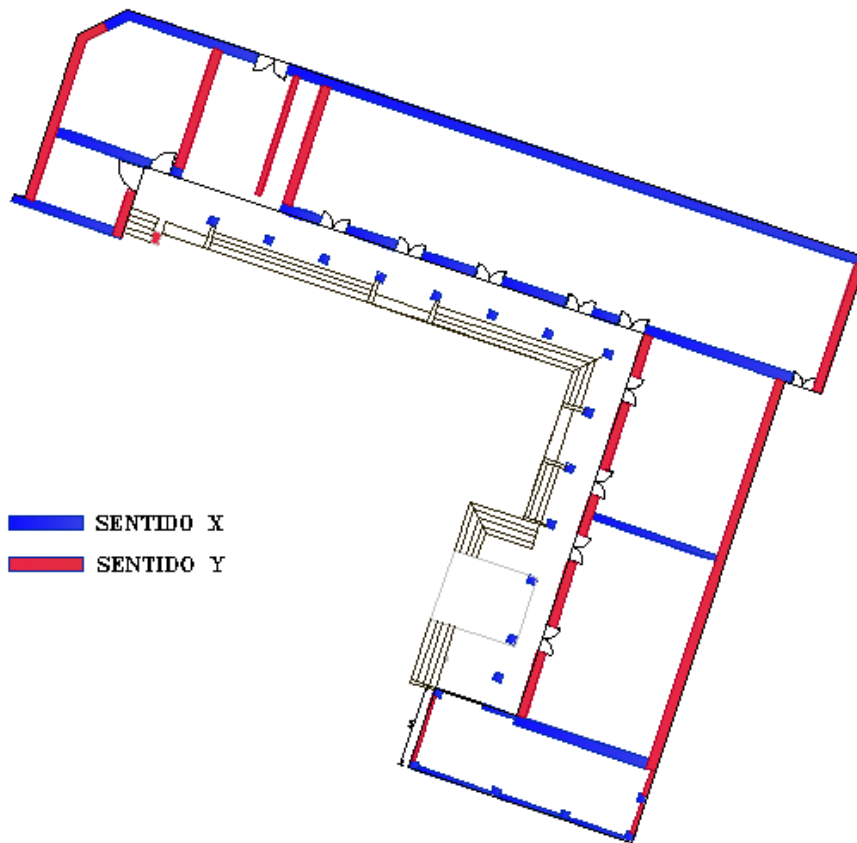


Figura 98: muros resistentes en los sentidos X e Y

4.2.1.4. Posición del edificio y cimentación

Este parámetro cualitativo busca evaluar visualmente la influencia del terreno de cimentación en el comportamiento estructural, que para el caso de la Unidad Educativa Juan Montalvo, se trata de un suelo rígido clasificado como tipo D, sin pendiente (ver figura 99).

Clasificación A: Cimentado sobre terreno estable con pendiente inferior al 10% y con todo el plano de cimentación en la misma cota, no existiendo además terraplenes.

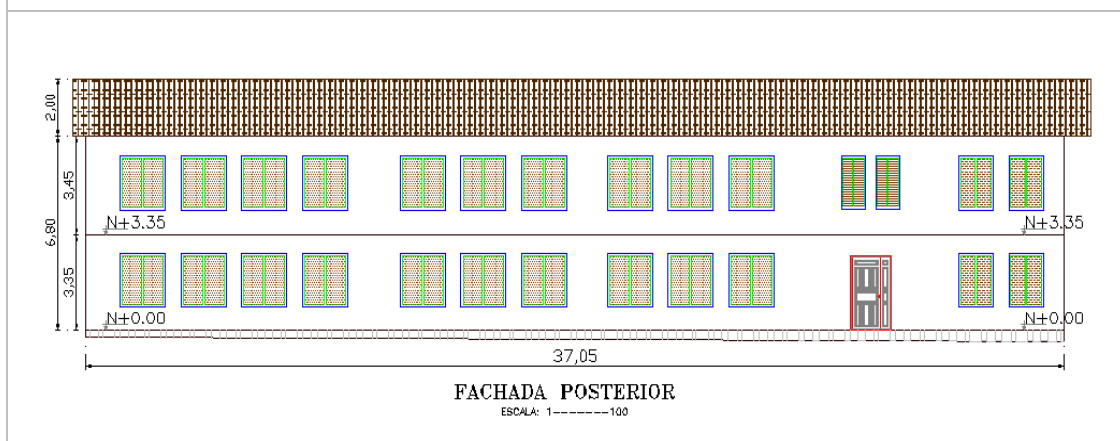
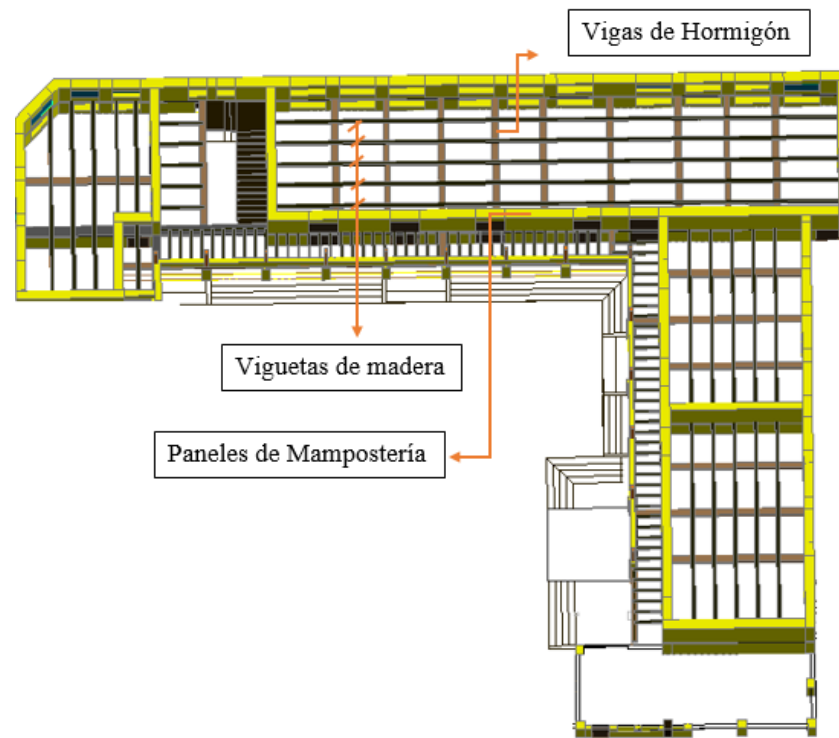


Figura 99: Posición de la edificación respecto al suelo de cimentación

4.2.1.5. Diafragmas Horizontales

En la sección 2.4.3.1.5 se detalló los parámetros para otorgar una calificación del sistema resistente del entrepiso. La estructura de la UEJM tiene como sistema de entrepiso un entablado de eucalipto, sostenido por vigas de Hormigón Armado y viguetas de madera transversales (ver figura 100 a), por las características de la madera, no se considera como un sistema con deformabilidad despreciable. Adicionalmente, la calidad de la conexión del entrepiso con los paneles estructurales de mampostería es un punto altamente deficiente (ver figura 100 b), el elemento que ancla las viguetas de madera con los paneles de mampostería y con las vigas de hormigón consiste en un mortero pobre de cal.

Clasificación D: Edificaciones con sistemas de forjados de cualquier naturaleza, sin cumplir ninguna de las condiciones de los del tipo A.



(a)



(b)

Figura 100: Configuración y estado del entrepiso de la edificación

4.2.1.6. Configuración en planta

Para la asignación de calificaciones es necesario definir primero los parámetros β_1 y β_2 , según la configuración de la edificación (ver figura 101).

$$\beta_1 = a/L = 6.80/38.90 = 0.175.$$

$$\beta_2 = b/L = 23.10/38.90 = 0.594.$$

Clasificación D: Estructuras con $\beta_1 < 0.4$ ó $\beta_2 > 0.3$

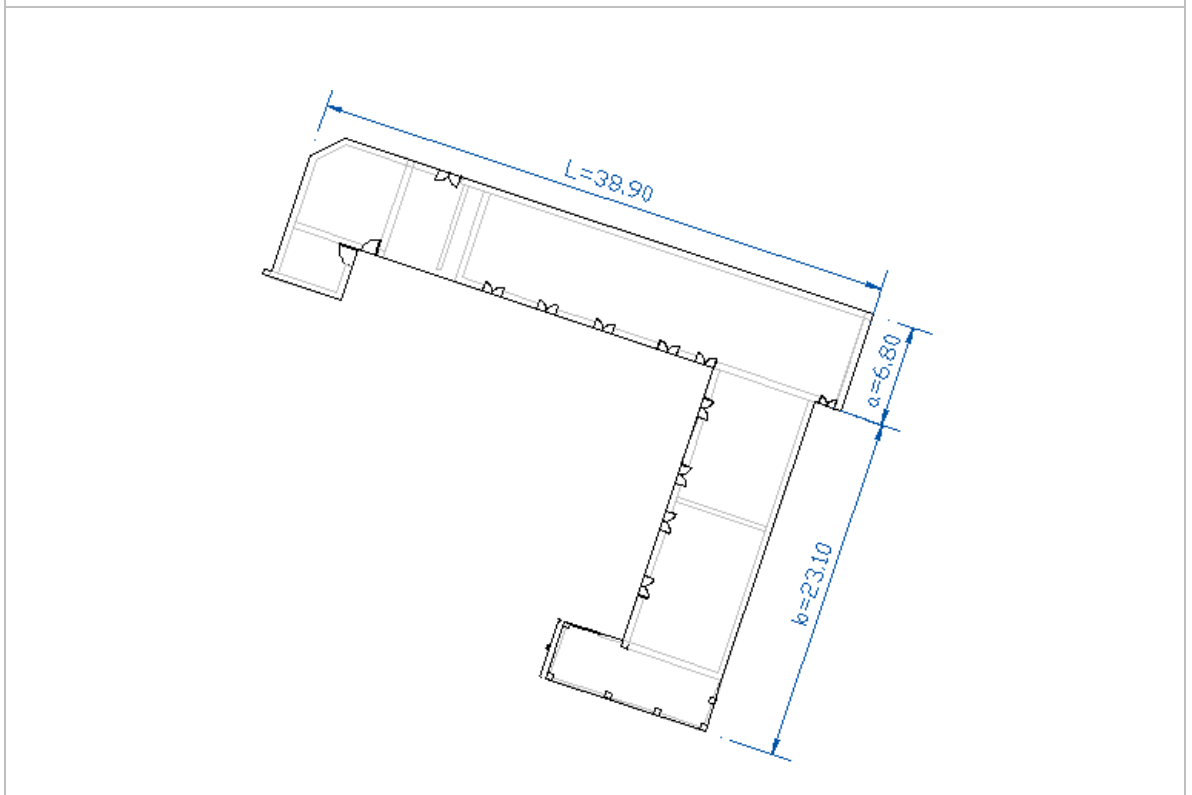


Figura 101: Configuración en planta de la edificación

4.2.1.7. Configuración en elevación

Para evaluar la presencia de elementos (Torres, cúpulas, etc.), que provoquen la irregularidad en elevación, se relaciona las masas de los pisos consecutivos. Para esto se calcula la masa del piso inferior M_1 y del piso superior M_2 , y la variación de masas ΔM (ver figura 102)

Otra forma de determinar es mediante la relación T/H descrita en la sección 2.4.3.1.7, que para la edificación de la UEJM no es calculable al no tener elevaciones diferentes.

Para efecto práctico, en la tabla 47 se presenta el resumen del cálculo de las masas de los pisos superior e inferior.

Tabla 47
Calculo de masas por piso

CÁLCULO DE MASAS POR PISO		
PISO INFERIOR (M1)		
Elemento	Peso	Unidad
Peso Mampostería	322.9	Ton
Peso elementos estructurales	104.0	Ton
Peso entrepiso	24.384	Ton
Total peso (M1)	451.35	Ton
PISO SUPERIOR (M2)		
Peso Mampostería	344.8	Ton
Peso cubierta	38.23	Ton
Total peso (M2)	383.05	Ton

$$M_1 = 451.35 \text{ Ton}$$

$$M_2 = 383.05 \text{ Ton}$$

$$\Delta M = M_2 - M_1 = -68.3$$

$$\frac{\Delta M}{M_1} = -0.151$$

Clasificación B: Estructura con una superficie de porche menor al 10% o con $10\% < -\Delta M/M_1 < 20\%$

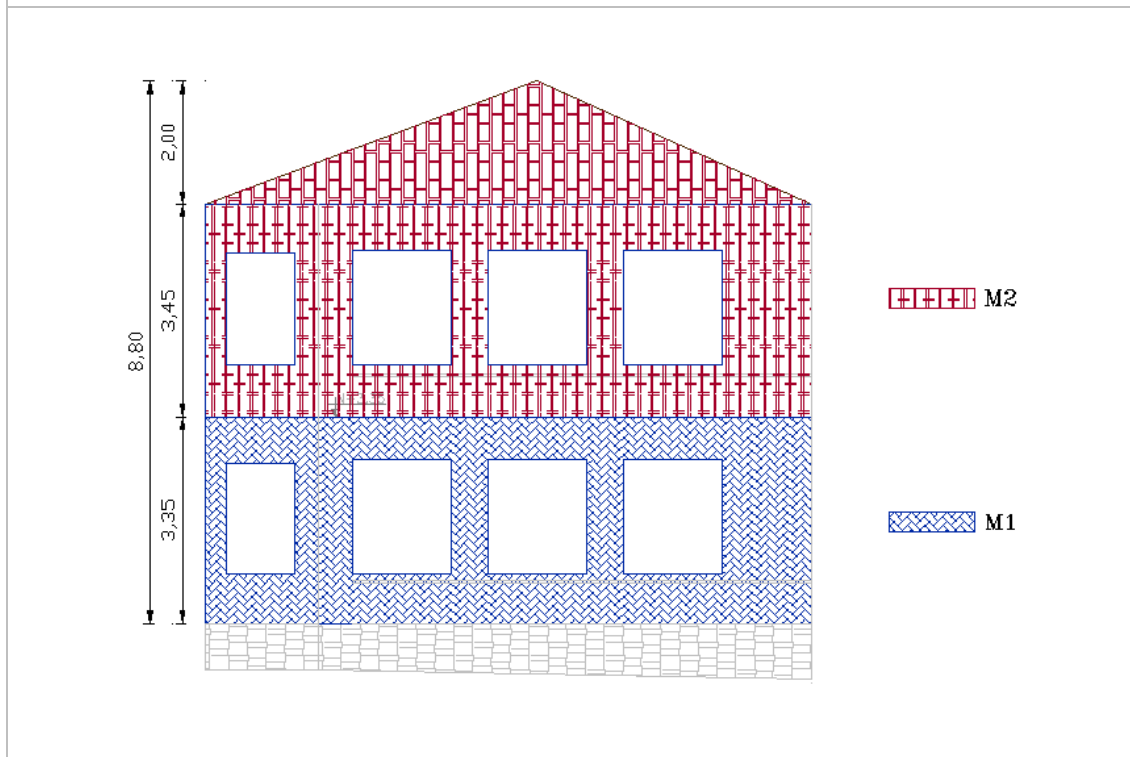


Figura 102: Configuración en elevación de la edificación

4.2.1.8. Espaciamiento máximo entre muros

La finalidad del parámetro es relacionar el espaciamiento excesivo entre muros ubicados transversalmente a los muros principales, mediante la relación L/S . La estructura de la UEJM presenta pocos muros transversales, y los pocos muros transversales que tiene están bastante separados, de todas las distancias, la $L1$ es la más representativa (ver figura 103).

$$L=L1 = 26.25 \text{ m}$$

$$S=0.45$$

$$L/S = 58.33$$

Clasificación D: Estructuras con valores de $L/S > 25$

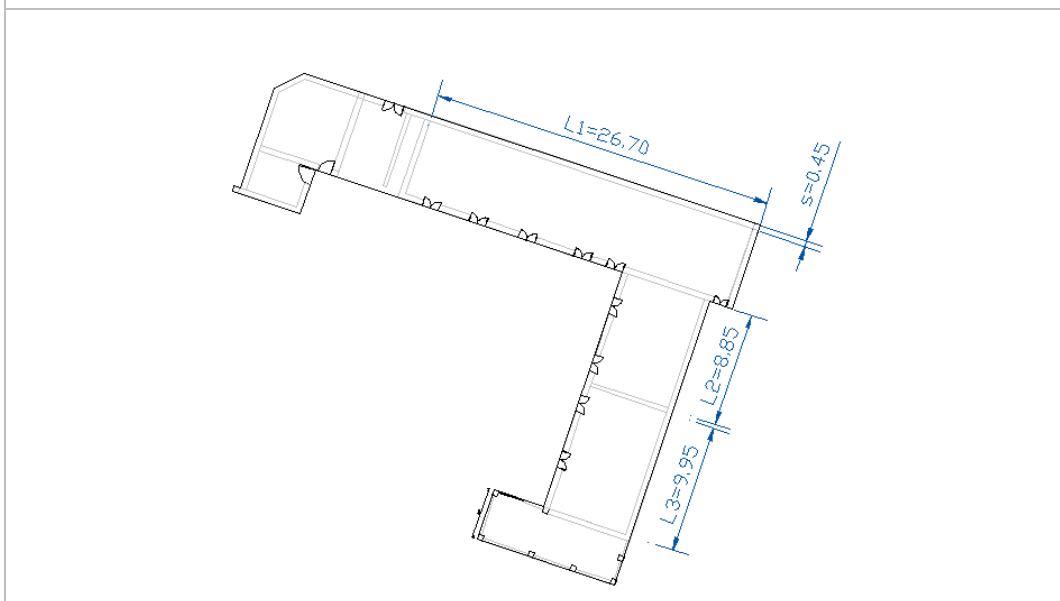


Figura 103: Configuración de muros transversales

4.2.1.9. Tipo de cubierta

Aun cuando su sistema cuente con vigas de soporte, es inestable debido al deficiente acoplamiento con la mampostería, (ver figura 104)

Clasificación C: Cubierta inestable pero con viga de soporte

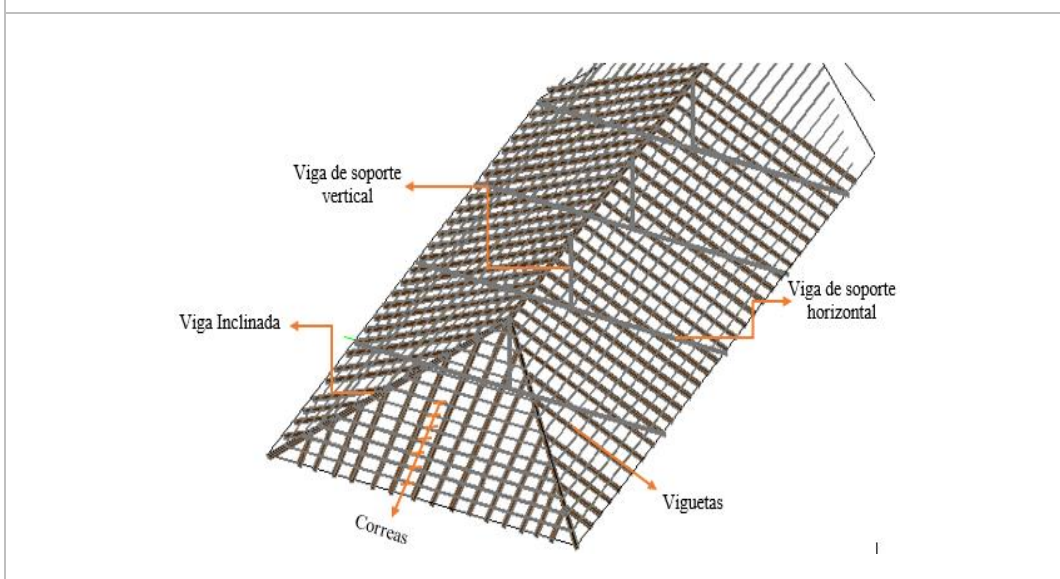


Figura 104: Tipo de cubierta de la edificación

4.2.1.10. Elementos no estructurales

Para el caso de la UEJM se ha considerado un elemento que sobresale de la estructura (ver figura 105), producto de una ampliación, el cual no representa alteraciones en la vulnerabilidad del conjunto pero sin duda ante un eventual colapso provocaría daños colaterales.

Clasificación C: Edificación con elementos externos a la estructura, de pequeña dimensión y mal conectados a la estructura principal.



Figura 105: Elementos no estructurales en la edificación

4.2.1.11. Estado de conservación

El estado de los paneles de mampostería aparentemente no presenta daños considerables ni agrietamientos visibles, sin embargo es necesario tomar en cuenta que los paneles no reciben ningún tipo de mantenimiento, además del notable deterioro en las conexiones, juntas (ver figura 106 a) y de elementos adicionales que conforman parte del sistema estructural como las columnas de madera. (Ver figura 106 b)

Clasificación C: Estructura que no presenta agrietamiento, pero que se caracteriza por un estado mediocre de conservación de los paneles.



a)



b)

Figura 106: Estado de conservación e la edificación

4.2.2. Resultado: Vulnerabilidad Sísmica en la UEJM

En la tabla 49 a continuación se resume cada ítem con su respectiva ponderación, y al final el porcentaje de vulnerabilidad de la estructura de la UEJM.

Tabla 48
Resultado: Vulnerabilidad sísmica en la UEJM

Parámetro	Rango Ki				Resultado	
	A	B	C	D	PESO	VALOR
Organización del sistema resistente		5			1.00	5.00
Calidad del sistema resistente		5			0.25	1.25
Resistencia Convencional		5			1.50	7.50
Posición de edificio y cimentación	0				0.75	0.00
Diafragmas Horizontales				45	1.00	45.00
Configuración en planta				45	0.50	22.50
Configuración en elevación		5			1.00	5.00
Distancia máxima entre muros				45	0.25	11.25
Tipo de cubierta			20		1.00	20.00
Elementos no estructurales			20		0.25	5.00
Estado de conservación			20		1.00	20.00
TOTAL						142.50
PORCENTAJE DE VULNERABILIDAD						37.3%

De acuerdo a lo señalado en la tabla 20 de la sección 2.4.3.2. El índice de vulnerabilidad para el bloque 1a, clasifica como **VULNERABILIDAD ALTA**.

El cuadro de resumen del cálculo del índice de vulnerabilidad para el bloque 1b (Vulnerabilidad media) y bloque 1c (Vulnerabilidad baja) se presentan en los anexos 8 y 9 respectivamente.

4.3. Modelo digital en SAP 2000

4.3.1. Introducción

El uso de herramientas computacionales es de gran ayuda para enfrentar la complejidad geométrica y de cálculo que supone el estudio de estructuras antiguas compuestas por diversos materiales, es por esto que para el modelo digital 3D se emplea: AutoCAD para la definición geométrica tridimensional de la estructura y SAP 2000 para el análisis estructural.

SAP 2000 es un programa comercial desarrollado por CSI (Computer & structures Inc), con interfaz gráfico 3D orientado a objetos, capaz de realizar de forma integral un análisis completo de ingeniería de estructuras, mediante la utilización de elementos finitos. (CSI , 2017), mientras que AutoCAD desarrollado por Autodesk es un software de diseño asistido por computadora ideal para el modelado 3D.

En esta sección se detalla el procedimiento del modelado del bloque 1a, por considerarlo el bloque más relevante, sin embargo al final se presentara el modelo en SAP 2000 de todos los bloques y su respectivo análisis sin refuerzo, el análisis con el refuerzo propuesto se presentara en el capítulo 5 de este documento.

4.3.2. Geometría: De AutoCAD a SAP 2000

AutoCAD es un programa versátil para la creación del modelo geométrico 3D, debido a su compatibilidad con los programas de CSI Inc. Realizar el proceso de importación del modelo geométrico a SAP 2000 desde AutoCAD agiliza sustancialmente el proceso. Sin embargo es necesario tener presente algunas consideraciones propias del proceso de importación, como:

- El archivo AutoCAD deberá guardarse en extensión “dxf”.
- Para definir en SAP 2000 elementos tipo “Shell”, en AutoCAD estos elementos deben ser dibujados con el comando “3D-Face”.

- Para definir en SAP 2000 elementos tipo “frame”, en AutoCAD estos elementos deben ser dibujados con el comando “line”.

En la figura 107 se muestra el modelo 3D en AutoCAD, en formato “dxf”, listo para ser exportado a SAP 2000.

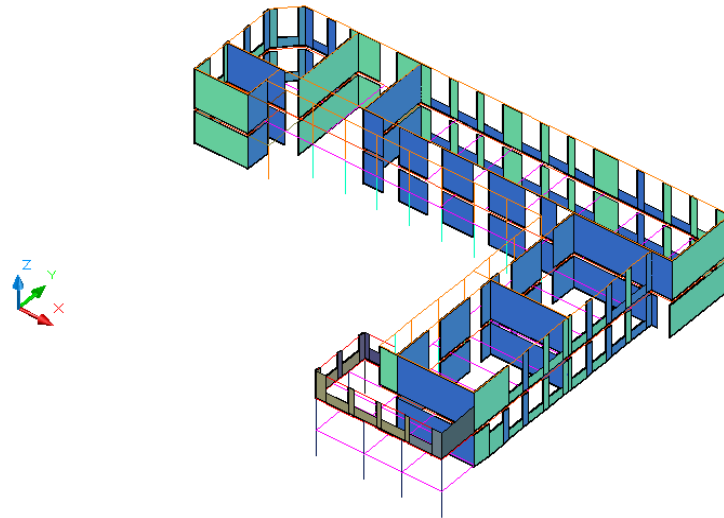


Figura 107: Modelo 3D en AutoCAD, bloque 1a.

En resumen para cada tipo de elemento que se requiera definir en SAP 2000, es necesario conocer el comando en el cual debe estar dibujado en AutoCAD para que sea compatible la importación, SAP 2000 pide seleccionar la capa en el archivo “dxf” en donde está dibujado los elementos que se van a importar (ver figura 108).

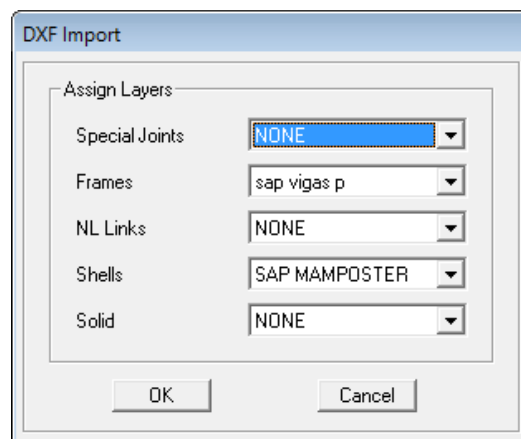


Figura 108: Ventana de importación a SAP 2000 desde AutoCAD

En la figura 109 se muestra el resultado de la importación de modelo geométrico.

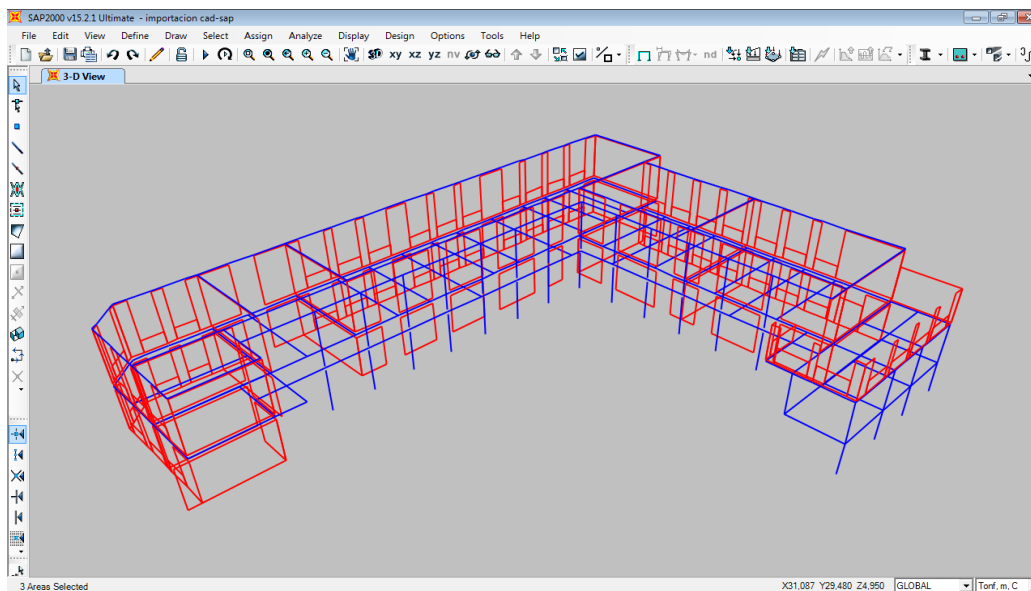


Figura 109: Modelo 3D en SAP 2000

4.3.3. Ingreso de Materiales

En la sección 3.8.1 de este documento se presentó un resumen de los materiales empleados, se detalló las propiedades mecánicas más relevantes, tales como: Modulo de elasticidad, peso específico y módulo de Poisson. En cambio en esta sección se detalla el proceso de creación del material en SAP 2000.

Material Property Data	
General Data	
Material Name and Display Color	Mampostería de Ladrillo
Material Type	Other
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	1,8
Mass per Unit Volume	0,1835
Units	
Tonf, m, C	
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	100000,
Poisson's Ratio, U	0,25
Coefficient of Thermal Expansion, A	6,000E-06
Shear Modulus, G	40000,

Figura 110: Propiedades de la mampostería de ladrillo

En la figura 111 se presenta la creación del hormigón para las vigas, en la figura 112 el acero para el refuerzo en las vigas de hormigón, en la figura 113 la madera para las columnas de la planta alta y en la figura 114 el acero para la columna tubular y los perfiles de la cubierta en el aumento.

Material Property Data

General Data	
Material Name and Display Color	f'c=200kg/cm ²
Material Type	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	2,4
Mass per Unit Volume	0,2447
Units	
	Tonf. m. C
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	1838477,6
Poisson's Ratio, U	0,2
Coefficient of Thermal Expansion, A	9,900E-06
Shear Modulus, G	766032,3
Other Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	2000

Figura 111: Propiedades del Hormigón

Material Property Data

General Data	
Material Name and Display Color	fy=4200Kg/cm ²
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

Figura 112: Propiedades del acero de refuerzo

Material Property Data	
General Data	
Material Name and Display Color	Madera ■
Material Type	Other
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	0,81
Mass per Unit Volume	0,0826
Units	Tonf, m, C
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	1297200,
Poisson's Ratio, U	0,4
Coefficient of Thermal Expansion, A	1,170E-05
Shear Modulus, G	463285,7

Figura 113: Propiedades de la madera

Material Property Data	
General Data	
Material Name and Display Color	Acero ■
Material Type	Steel
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	7,849
Mass per Unit Volume	0,8004
Units	Tonf, m, C
Isotropic 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,

Figura 114: Propiedades del acero tubular.

4.3.4. Ingreso de secciones

4.3.4.1. Elementos tipo área

Muros de mampostería: se modelan como paneles que sufren deformaciones por esfuerzos actuantes dentro y fuera del plano que los contiene, además si se considera su espesor de 45 cm, el elemento que mejor trabaja para estas consideraciones es el elemento tipo “Shell Thick”. En la figura 115 se muestra la ventana de creación de la sección del muro de

mampostería portante de ladrillo de 45 cm de espesor. Para el muro de mampostería de 40 cm de espesor presente en el tercer piso del aumento las consideraciones son las mismas.

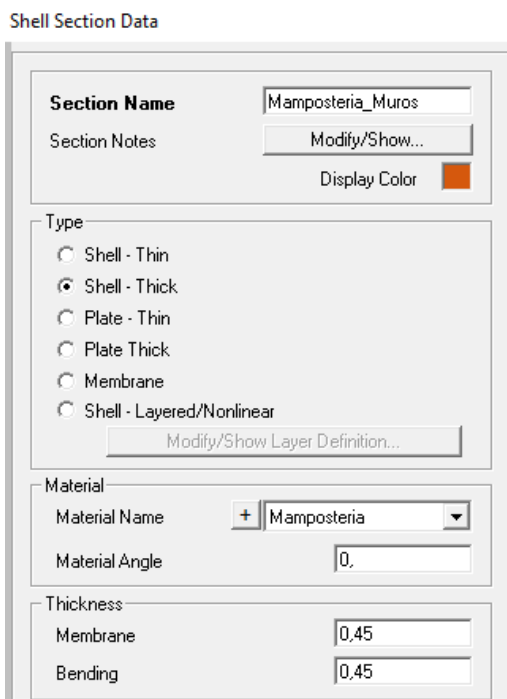


Figura 115: Sección muros de mampostería

Entrepiso de entablado: Para modelar el entrepiso de entablado de madera de eucalipto como una placa maciza se calcula una altura equivalente en relación a la inercia de la sección (ver figura 116) y en relación al peso.

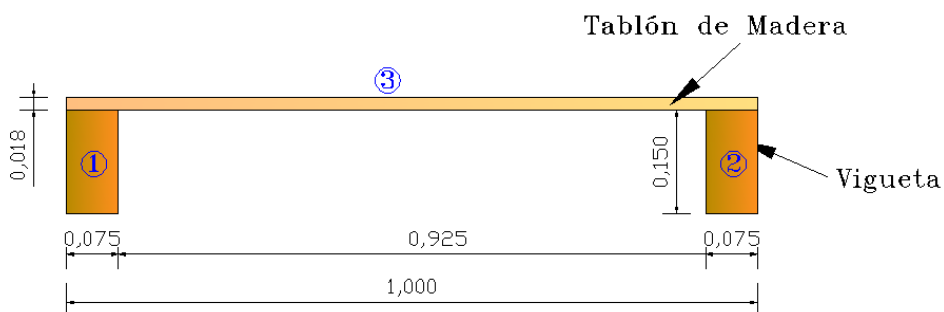


Figura 116: Sección muros de mampostería

Para el cálculo de la altura equivalente en función de su inercia, se comienza determinando la inercia de la sección compuesta de la figura 116 mediante el teorema de los ejes paralelos (Teorema de Steiner).

Tabla 49
Inercia del entrepiso (T. Steiner)

Fig.	b (cm)	h (cm)	Ai (cm ²)	Yi (cm)	Ai*Yi	Ixi	d _{yi}	A*d _{yi} ²
1	7.5	15	112.5	7.5	843.75	2109.37	3.733	1568
2	7.5	15	112.5	7.5	843.75	2109.37	3.733	1568
3	100	1.8	180	15.9	2862	48.6	4.667	3920
Total			405		4549.5	4267.35		7056

El cálculo de la inercia se realiza mediante la ecuación 4.1

$$I_x = I_{xi} + A d_{yi}^2 = 4267.35 + 7056 = 11323.35 \text{ cm}^4 \quad 4.1$$

Para determinar la altura equivalente respecto a la inercia se calcula mediante la ecuación 4.2, que es un despeje de “h” de la ecuación de inercia de una sección rectangular.

$$h_{1_{eq}} = \sqrt[3]{\frac{12 * I_x}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 * 11323.35}{100}} = 11.076 \text{ cm} = 0.1108 \text{ m} \quad 4.2$$

Donde:

I_x : Inercia de la sección compuesta

b : Longitud de análisis

$h_{1_{eq}}$: Altura equivalente respecto a la inercia

Para determinar la altura equivalente respecto al peso se calcula mediante la ecuación 4.3, que es una relación entre el peso real de la sección y el peso específico del material del cual está compuesta la sección, que para este caso es madera. La tabla 50 resume el cálculo del peso en [T/m²] de la sección real del entrepiso.

Tabla 50
Peso en [T/m²] del entrepiso

PESO SECCIÓN DE ENTREPISO		
Elemento	Valor	Unidad
Viguetas	0.0182	T/m ²
Entablado	0.0146	T/m ²
Cielo Falso	0.0200	T/m ²
Carga Entrepiso	0.0528	T/m²

$$h_{eq} = \frac{W}{\gamma} = \frac{0.0528 \text{ T/m}^2}{0.81 \text{ T/m}^3} = 0.0651\text{m} \quad 4.3$$

Donde:

γ : Peso específico de la madera

W : Peso de la carga del entrepiso

$h_{1_{eq}}$: Altura equivalente de peso

Una vez determinada la altura equivalente, el ingreso en SAP 200 se puede realizar mediante dos métodos: el primero consiste en ingresar el valor de altura equivalente respecto a la inercia en la altura por momento (Thickness- Bending), mientras que la altura equivalente es respecto al peso en la altura de placa (Thickness- Membrane); el segundo método consiste en ingresar la altura equivalente para inercia en <Thickness- Bending y en Thickness- Membrane , y corregir la relación de peso directamente en el material que compone esa sección. Para este caso se realiza según lo descrito en el primer método (ver figura 117).

Section Name Entrepiso_Entablado

Section Notes

Display Color

Type

Shell - Thin

Shell - Thick

Plate - Thin

Plate Thick

Membrane

Shell - Layered/Nonlinear

Material

Material Name Madera

Material Angle

Thickness

Membrane

Bending

Figura 117: Sección del entrepiso de madera

4.3.4.2. Elementos tipo Frame

Los elementos estructurales como: columnas, vigas principales y vigas secundarias capaces de absorber efectos de flexión, torsión, deformaciones axiales y deformaciones biaxiales por corte, se modelan como elementos barras (tipo frame), en la figura 118 se muestra la ventana de creación de las vigas de hormigón armado perimetrales de (0,45 x 0,40 m), el acero de refuerzo de coloca según lo detallado en la figura 80 de la sección 3.7.2.2.

Rectangular Section

Section Name V45x40

Section Notes

Properties

Property Modifiers

Material f_c=200kg/cm²

Dimensions

Depth (t₃)

Width (t₂)

Display Color

Figura 118: Características de las vigas principales

4.3.4.2.1. Ingreso de inercia de secciones agrietadas

Como se detalló en la sección 2.2.3.4.3 para los elementos de hormigón se considera la reducción de la inercia gruesa del elemento por efecto del acero, para el caso de las vigas la inercia agrietada es $0.5 I_g$ (ver figura 120).

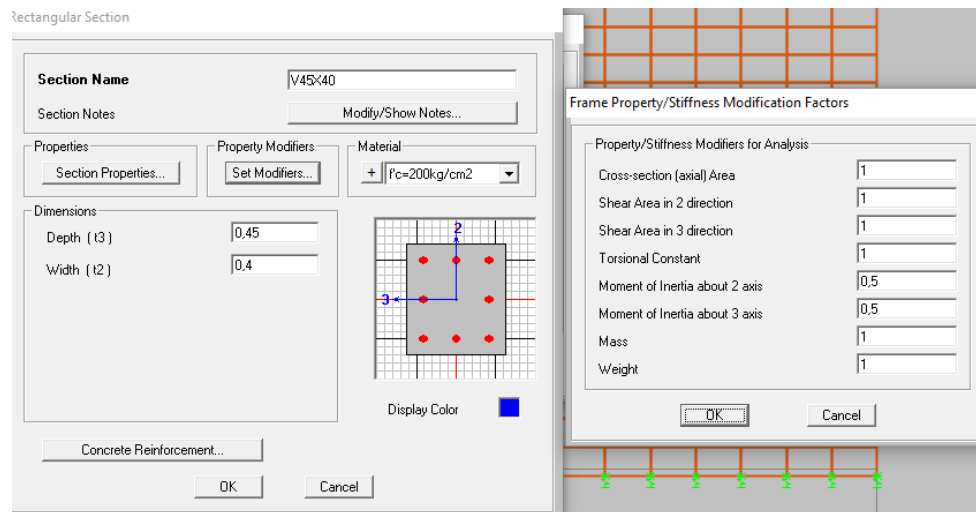
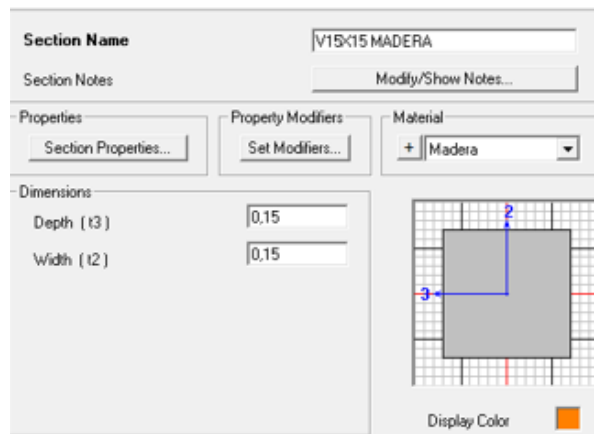


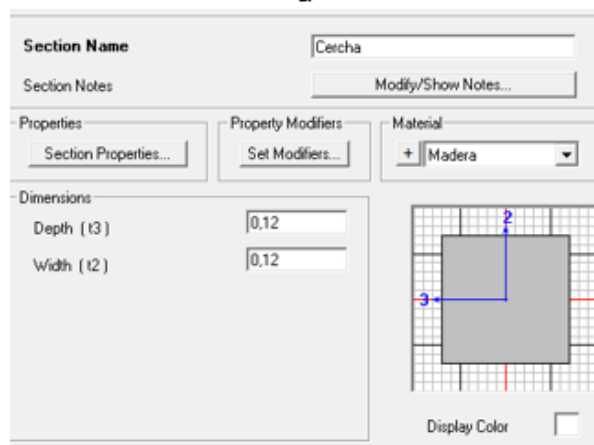
Figura 119: Características de las vigas principales

Las vigas transversales de (0.30 x 0.30 m) se ingresan de manera similar a lo detallado en la figura 118, mientras que para las vigas de madera perimetrales de (15 x 15 cm) de la segunda planta y las cerchas de la cubierta de sección (12 x 12 cm) su ingreso es según lo detallado en la figura 120a y 120b respectivamente.

Finalmente en la figura 121 se muestra la creación de las columnas de mampostería mediante la opción de "section designer" del SAP 2000, la creación de las columnas de madera obedecen al mismo procedimiento que las de mampostería.



a



b

Figura 120: Características de las vigas y cerchas de madera

La figura 121 muestra una captura al momento de crear la sección de la columna de mampostería mediante la herramienta “section designer”.

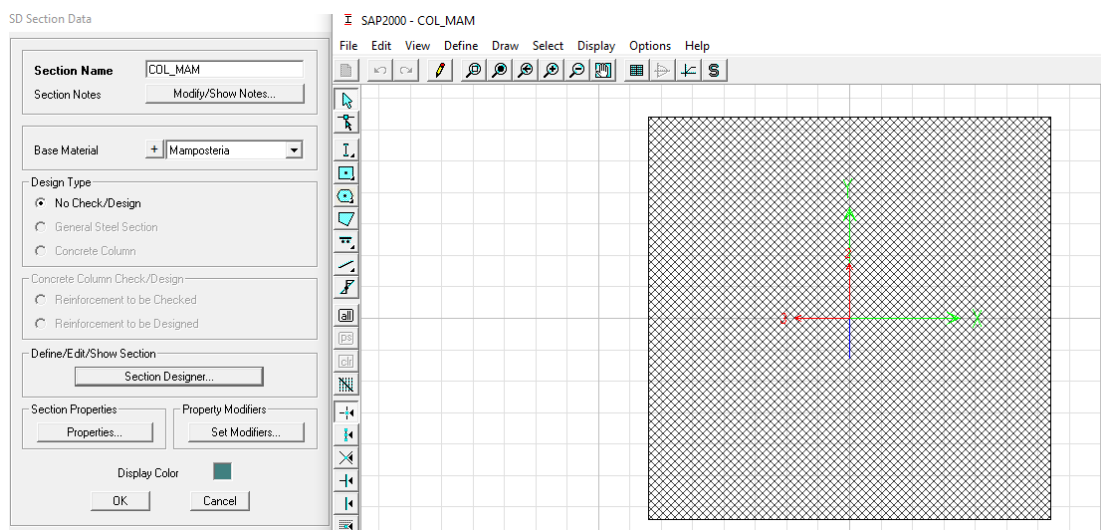


Figura 121: columnas de mampostería mediante “section designer”

4.3.5. Discretización de los elementos tipo área

Es conocido que la mampostería presenta un comportamiento mecánico bastante particular originado principalmente por su falta de homogeneidad y anisotropía, además de que su falla comúnmente se da por la adherencia de los mampuestos que provoca que las juntas fallen por cortante, entonces dependiendo del nivel de precisión y la simplicidad que se requiera, es posible utilizar estrategias de modelado para solventar este comportamiento. (Quinteros, Bellomo, Nallim, & Oller, 2014).

Micro-modelo: se concentra en analizar la mampostería como un ensamblaje discontinuo de unidades o ladrillos conectados por juntas en su posición real (ver figura 122).

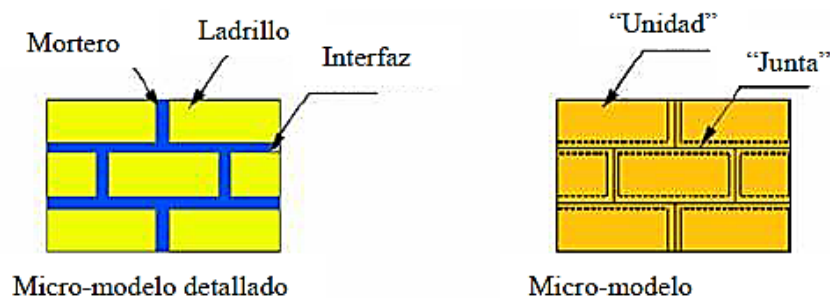


Figura 122: Micro-modelo de la mampostería
Fuente: (Quinteros, Bellomo, Nallim, & Oller, 2014)

Macro-modelo: se concentra en analizar una celda básica (ladrillo, mortero e interfaz) como un elemento continuo homogéneo, la discretización suele englobarse a las técnicas de homogeneización que básicamente consisten en sustituir la compleja geometría de la celda básica por una geometría simplificada (ver figura 123).

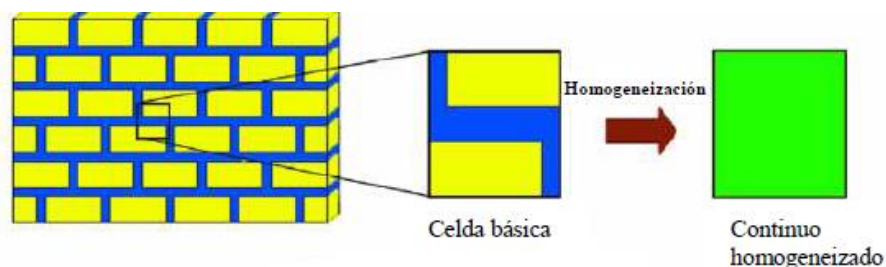


Figura 123: Micro-modelo de la mampostería
Fuente: (Quinteros, Bellomo, Nallim, & Oller, 2014)

Discretizar los muros de mampostería con la técnica de macro modelado a través de la homogeneización permite considerar la interacción ladrillo – mortero. Para llevar a cabo esta discretización en el modelo de SAP 2000 se considera las dimensiones del ladrillo y el mortero en las juntas, así se crea un elemento finito de dimensiones (32 cm x 17 cm), que resulta de unir 4 celdas básicas en un solo elemento homogéneo. Luego mediante una hoja de cálculo en excel, con las dimensiones de cada muro, se calcula el número de partes en la que se dividirá cada panel en sentido horizontal y vertical. Para esto vamos a la pestaña Edit – edit areas – divide áreas e ingresamos el número de partes a dividir el muro en cada sentido (ver figura 124)

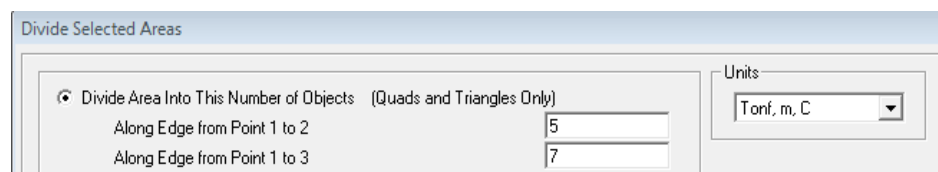


Figura 124: Configuración de la discretización

Cabe enfatizar que para la elección de una técnica de discretización, es necesario considerar la capacidad del computador, esto debido que la creación de elementos finitos muy pequeños genera más ecuaciones a resolver por panel, que finalmente es un mayor trabajo computacional. En la figura 125 se presenta una vista en elevación del muro del eje A discretizado, según lo expuesto anteriormente.

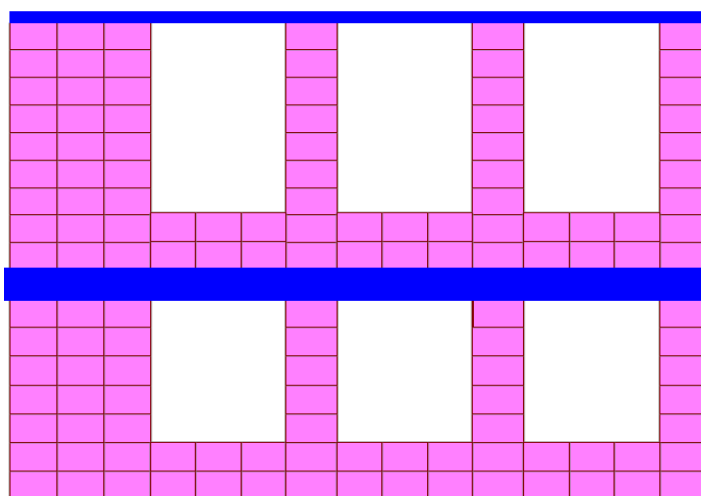


Figura 125: Muro de mampostería de ladrillo discretizado

4.3.6. Conexión muro – viga

La estructura de la UEJM presenta una particularidad, los paneles de mampostería inferiores llegan hasta el inicio de la viga de hormigón de (45 x 40 cm), y los paneles de mampostería superiores descansan sobre la viga, es decir que el eje de la viga se encuentra distanciado 20 cm del muro inferior y 20 cm del muro superior (ver figura 126). En SAP 2000 esta separación no permite el correcto anclaje entre elementos (ver figura 127) y por ende la inestabilidad del modelo en general.



Figura 126: Conexión mampostería - viga

La figura 127 muestra este problema de conexión en SAP 2000, entre los elementos tipo shell (muro) y tipo frame (viga).

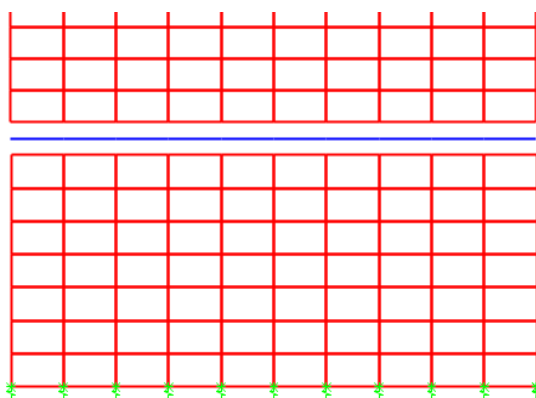


Figura 127: Conexión mampostería – viga, en SAP 2000

4.3.6.1. Herramienta “Constrains”, para conexión viga-muro.

La viga de hormigón intermedia separa los paneles de mampostería superior e inferior, permitiéndoles rotar independientemente, sin embargo los desplazamientos si están restringidos al comportamiento de un solo cuerpo,

para solventar este problema de conexiones SAP 2000 tiene integrado la herramienta "constrains" para los elementos definidos como nudo (joint). Además es necesario tener en consideración que el programa tiene incorporado diferentes opciones de "Joint Constrains", por lo que la elección de la opción correcta garantizara el adecuado comportamiento del modelo global, es por esto que en la tabla 51 se presenta un breve resumen con la descripción de las diferentes opciones de las condiciones de nudo.

Tabla 51
Tipo de "Joint Constrains" en SAP 2000

Tipo de Constrains	Genera	Acción
Body	Restricciones de cuerpo	Las articulaciones condicionadas se mueven como un solo cuerpo rígido tridimensional, pueden estar condicionadas para traslación (X,Y,Z) y/o para rotación (X,Y.Z), según sea el requerimiento.
Diaphragm	Restricción del diafragma	Hace que todas las uniones condicionadas se muevan como juntas de un diafragma plano sin considerar deformaciones fuera de su plano principal.
Plate	Restricciones de placa	Todas las juntas condicionadas se mueven como una placa rígida contra las deformaciones fuera del plano, pero con libertad de deformación dentro del plano que las contiene.
Rood	Restricciones de barra	Las juntas condicionadas se mueven como una sola barra rígida contra la deformación axial
Beam	Restricciones tipo viga.	Las juntas condicionadas se comportan como una viga contra la deformación por flexión.

Para simular el comportamiento de los paneles de mampostería y la viga de hormigón se trabaja con la opción joint constrains tipo Body, en esta opción

se restringe la traslación en todas las direcciones y se da libertad a las rotaciones en todas las direcciones (ver figura 128-derecha), además es importante señalar que para la correcta simulación del modelo global, se ha definido una condición de nudo (joint constrains) para cada panel de mampostería, para esto previo a la asignación del “constrains” a los nudos se definió cerca de 120 “joint constrains” necesarios para cubrir todos los muros (ver figura 128 -izquierda) .

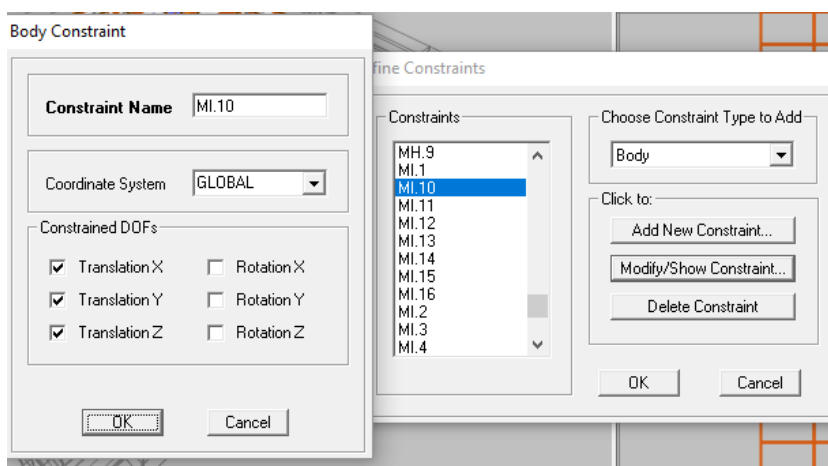


Figura 128: Creación de condiciones de nudos en SAP 2000.

Finalmente se presenta un muro en el cual se han asignado las condiciones de nudo (joint constrains) descritas anteriormente, estas condiciones están representadas por puntos verdes en las juntas (ver figura 129)

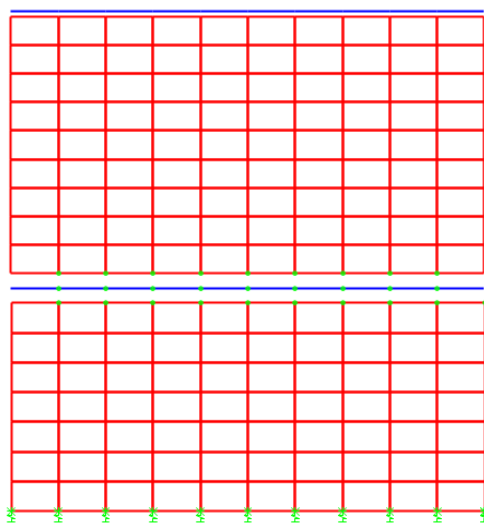


Figura 129: Conexión mampostería –viga con “joint constrains”.

4.3.7. Ingreso de la cimentación elástica

Como se detalló en la sección 2.2.2.5.1 las cimentaciones de piedra y mortero de las estructuras antiguas, restringen la traslación en el plano de fundación (traslación 1 y 2) y la rotación alrededor del eje perpendicular al plano de fundación (rotación 3), el ingreso de estas consideraciones se realiza mediante la asignación de restricciones a los nudos inferiores de los muros que van hacia la cimentación (ver figura 130).

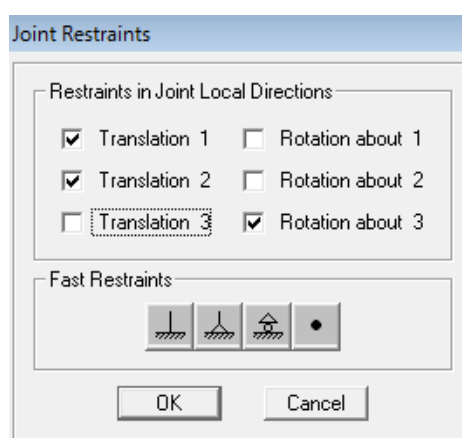


Figura 130: Restricción de apoyos

La traslación en el eje perpendicular al plano de fundación (traslación 3) se puede modelar como un resorte que actúe solamente a compresión (revisar sección 2.2.2.5.1). Para esto es necesario conocer el coeficiente de balasto del suelo, el cual según (Muzás, 2002), indica la relación entre la presión que actúa en un determinado punto y el asiento que se produce.

El coeficiente de balasto del suelo se obtiene de un ensayo de penetración estándar (SPT), sin embargo debido a las características patrimoniales de la estructura de la UEJM y a su condición de bien público, resulta inadecuado realizar ensayos que pongan en riesgo su integridad. Así que en base a estudios en suelos cercanos se considera un valor capacidad portante del suelo de $\delta = 10 \text{ T/m}^2$, y el coeficiente de balasto se calcula según la ecuación 4.4.

$$K_b = 120 * \delta = 120 * 10 = 1200 \text{ T/m}^3 \quad 4.4$$

En donde:

δ : Capacidad portante del suelo

K_b : Coeficiente de balasto del suelo

Y finalmente la constante de rigidez del resorte que actúa en el sentido vertical (traslación 3), se determina con la ecuación 2.2 detallada en la sección 2.2.2.5.1.

$$K_3 = E_m * S_r * K_b = 0.45 * 0.6 * 1200 = 324 \text{ T/m} \quad 4.5$$

Donde:

K_3 : Constante de rigidez del resorte

E_m : Espesor del muro (45 cm)

S_r : Separación de resortes en la dirección longitudinal del muro (60cm)

K_b : Coeficiente de balasto del suelo (1200 T/m³)

El ingreso de esta constante de resorte en la dirección 3, se realiza mediante la asignación de un “spring” a los nudos inferiores de los muros que van hacia la cimentación (ver figura 131).

The image shows a software dialog box titled "Joint Springs". It is divided into two main sections: "Spring Direction" and "Spring Stiffness".

- Spring Direction:** Contains a "Coordinate System" dropdown menu currently set to "Local".
- Spring Stiffness:** Contains six input fields:
 - Translation 1: 0.
 - Translation 2: 0.
 - Translation 3: 324
 - Rotation about 1: 0.
 - Rotation about 2: 0.
 - Rotation about 3: 0.

Figura 131: Parámetro necesario en el resorte

4.3.8. Ingreso de estados de carga

El primer paso es definir los estados de carga: su nombre, el tipo de carga y de ser el caso, el factor de inclusión de peso estructural. Aquí se definen los patrones de carga verticales y los patrones de carga laterales para el análisis sísmico estático y dinámico. El factor “Self Weight Multiplier” agrega al estado de carga un valor adicional que resulta de la multiplicación del peso propio de la estructura por el factor ingresado, este factor está comprendido entre 0 y 1, para la carga muerta el valor es 1, debido a que esta es una carga vertical resultante del todo el peso de la estructura, mientras que las demás cargas que no dependen del peso estructural, el valor del coeficiente es cero (ver figura 132).

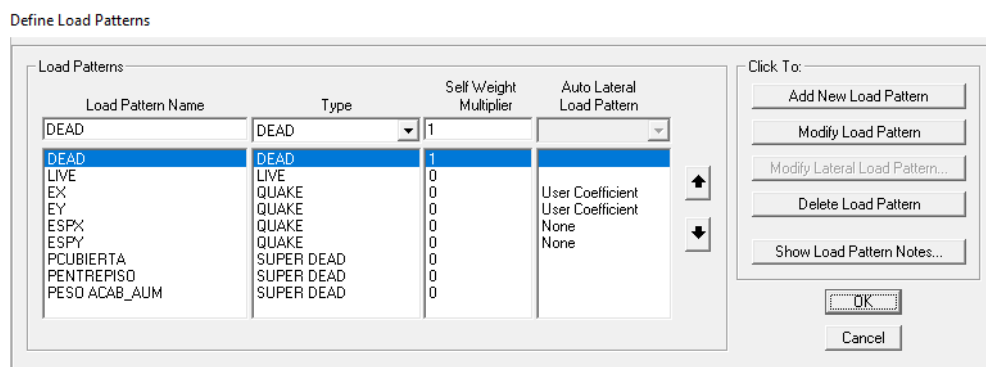


Figura 132: Estados de carga estáticos y dinámicos

4.3.8.1. Ingreso de cargas verticales

Previamente en la sección 3.8.2.1 de este documento, se presentó un resumen de las cargas verticales que intervienen en el modelo. Adicional a la carga muerta generada por el peso propio de la estructura, se considera el peso de acabados (revisar tabla 41), estos son: acabados del entrepiso de entablado (0.0528 T/m²), de la cubierta (0.074 T/m²) y de la zona del aumento (0.15 T/m³). Estas cargas adicionales y las cargas por concepto de carga viva (detalladas en la tabla 42), se ingresan manualmente sobre los paneles del entrepiso y cubierta, a través de la pestaña: asigne-area loads (ver figura 133).

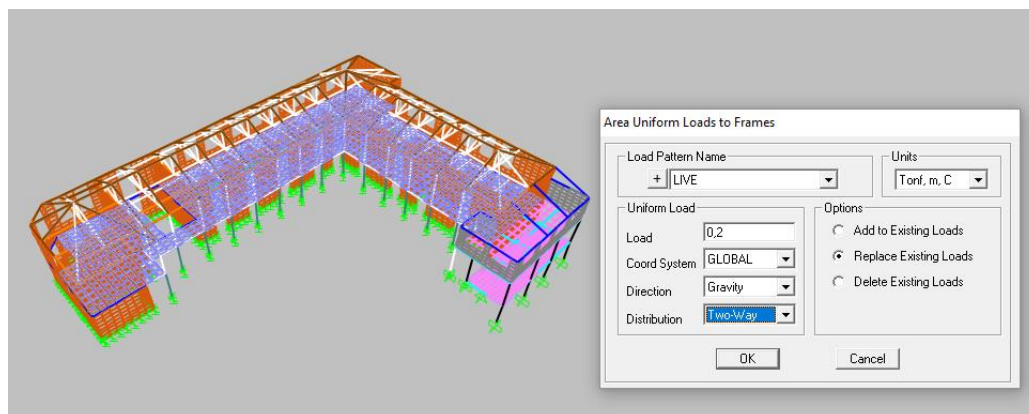


Figura 133: Asignación de cargas verticales

4.3.8.2. Participación de masa

La normativa ecuatoriana establece que la carga sísmica reactiva (W) para análisis sísmico, para cualquier estructura es $W=D$, es decir el 100% de la carga muerta total de la estructura, esto se ingresa en la pestaña define-Mass source (ver figura 134).

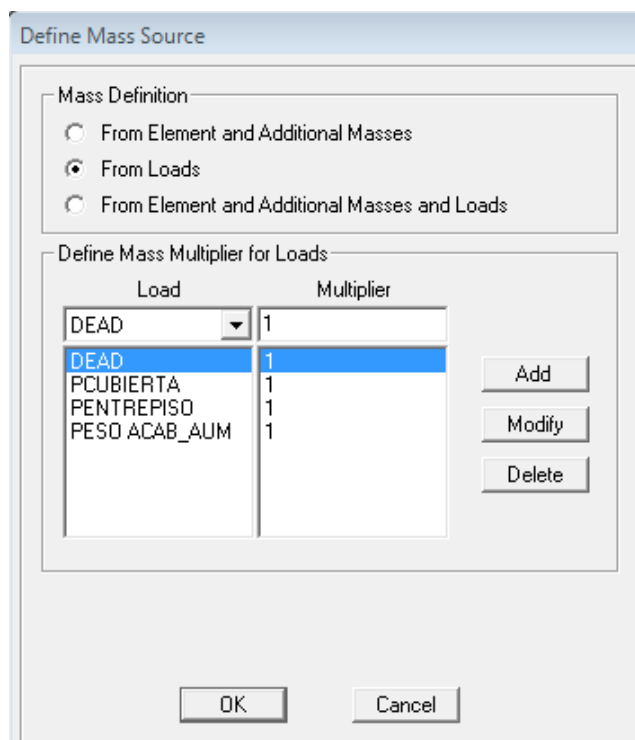


Figura 134: Ingreso de participación de masa

4.3.8.3. Ingreso de cargas laterales estáticas:

En la tabla 44 se presentó el cálculo del coeficiente de corte basal, que determina el porcentaje de la carga sísmica reactiva que se tomara para las fuerzas laterales, este coeficiente es de 0.573 aplicado desde la base de la estructura principal en el nivel +2.15 hasta la parte superior de la mampostería del piso superior en el nivel +8.875, adicionalmente se considera el valor del coeficiente de corrección por altura de 1. Este proceso es similar para ambos sentidos de análisis (X e Y) (ver figura 135).

The screenshot shows the 'User Defined Seismic Load Pattern' dialog box with the following settings:

- Load Direction and Diaphragm Eccentricity:**
 - Global X Direction
 - Global Y Direction
 - Ecc. Ratio (All Diaph.): 0,05
 - Override Diaph. Eccen.: Override...
- Other Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0,573
 - Building Height exp., K: 1,
- Lateral Load Elevation Range:**
 - Program Calculated
 - User Specified (Reset Defaults)
 - Max Z: 8,875
 - Min Z: 2,15

Figura 135: Fuerza sísmica en la dirección X

4.3.8.4. Ingreso de cargas laterales dinámicas

En la sección 3.8.2.2.3 se definió las coordenadas del espectro reducido para el análisis dinámico, en esta sección se indica el procedimiento para cargarlo al programa SAP 2000, esto se hace en la pestaña define – Functions – Response Spectrum (ver figura 136). Es importante aclarar que el espectro de aceleraciones ingresa como fracción de la gravedad, para corregir esto, en la pestaña Define – Load cases, se modifica los espectros (ESPX Y ESPY) en la opción “scale factor” se ingresa 9.81 correspondiente al valor de la aceleración (ver figura 137).

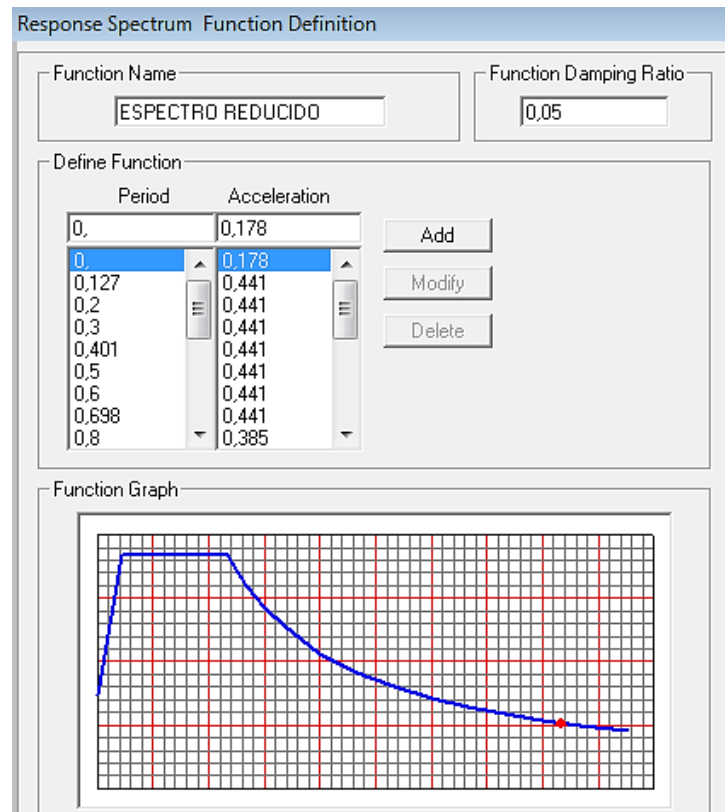


Figura 136: Espectro de aceleraciones reducido

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Set Def Name: Notes:

Load Case Type: Design...

Modal Combination

CQC GMC f1:

SRSS GMC f2:

Absolute Periodic + Rigid Type:

GMC

NRC 10 Percent

Double Sum

Directional Combination

SRSS

CQC3

Absolute

Scale Factor:

Modal Load Case

Use Modes from this Modal Load Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ESPECTRO	9,81
Accel	U1	ESPECTRO RE	9,81

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters

Modal Damping:

Figura 137: Factor de escala para el espectro reducido

4.3.8.5. Ingreso de combinaciones de carga

La normativa ecuatoriana especifica que las construcciones deberán resistir combinaciones de carga: permanentes, de sobrecargas de uso (carga viva) y cargas accidentales (sísmicas). La (NEC SE-CG, 2015) entrega las siguientes combinaciones.

C 1: 1.4D

C 2: 1.2D + 1.6L + 0.5 max[Lr; S; R]

C 3: 1.2D + 1.6 max[Lr; S; R] + max[L; 0.5W]

C 4: 1.2D + 1.0W + L + 0.5 max[Lr; S; R]

C 5: 1.2D + 1.0E + L + 0.2S

C 6: 0.9D + 1.0W

C 7: 0.9D + 1.0E

Donde:

D= Carga permanente

E = Carga de sismo

L= Sobrecarga (carga viva)

Lr = Sobrecarga cubierta (carga viva)

S= Carga de granizo

W= Carga de viento

Para definir las combinaciones de cargas a utilizar se considera únicamente aquellas que involucren cargas existentes en la estructura, estas son: carga muerta, viva y de sismo. Las combinaciones utilizadas finalmente son: C1, C2 Y C5, la combinación 5 es la única que involucra el sismo, por esta razón se la utiliza en dos direcciones para el análisis estático (C5X (+), C5X (-) C5Y (+) y C5Y (-)) y en dos direcciones para el realizar el análisis dinámico (C5_ESPX y C5_EXPY). Para la envolvente de combinaciones se consideró las combinaciones (C1, C2 y C5) para cada sentido (X e Y) (ver figura138).

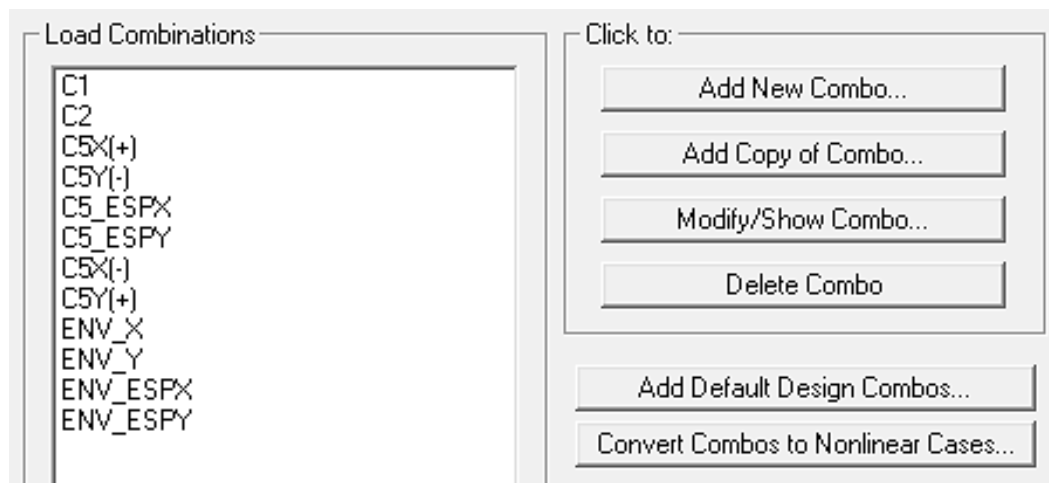


Figura 138: Combinaciones de carga utilizadas

4.3.9. Ajuste del corte basal

Para estructuras irregulares la normativa ecuatoriana establece que el valor del cortante basal obtenido por métodos dinámicos en ningún caso debe ser menor al 85% del cortante basal obtenido por métodos estáticos.

En el bloque 1a, el corte basal estático es de 479.42T en el sentido X, mientras que el corte basal dinámico en el mismo sentido es de 293.21T. En la ecuación 4.6 se verifica que esta relación no se cumple, entonces se calcula un factor de ajuste (fa) según la ecuación 4.7.

$$0.85 * VE = 0.85 * 479.42 = 407.51T > 293.21 T \quad 4.5$$

$$fa = \frac{0.85 * VE}{VD} = \frac{407.51}{293.21} = 1.39 \quad 4.6$$

Este factor multiplica a la aceleración en la opción "scale factor", este procedimiento se indica en figura 139.

El procedimiento es similar para la corrección en el sentido Y, en el cual se usa un fa= 1.37.

Figura 139: Ajuste del corte basal dinámico, sentido X

4.3.10. Calibración: modelo digital al ensayo de los acelerómetros

En la sección 3.7.3 se presentó el procedimiento y resultados del ensayo de vibración ambiental (acelerómetros), el objetivo de este ensayo es calibrar el modelo digital mediante el ajuste de los periodos de vibración fundamentales de la estructura. El resumen se presenta en la tabla 52.

Tabla 52

Calibración: modelo digital al ensayo de los acelerómetros

CALIBRACIÓN DEL MODELO DIGITAL	
Ensayo de los acelerómetros	Modelo digital

Primer modo de vibración

El ensayo de vibración ambiental estableció un periodo de $T=0.4501$ s en el primer modo de vibración de traslación orientado al eje Y.

Para calibrar el modelo digital se realizó modificaciones geométricas, de materiales, de inercias agrietadas y factores de reducción de capacidad de resistir flexión de los entrepisos flexibles de madera (todos detallados previamente en este documento), obteniendo finalmente un periodo de 0.4581 en el primer modo de traslación en el sentido Y.

➔ CONTINUÍA

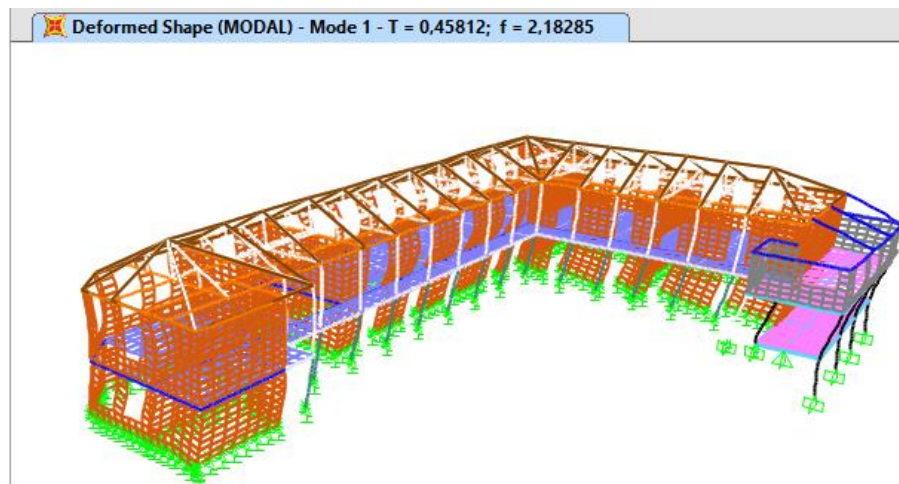


Figura 140: Modo de traslación en el sentido Y

Segundo modo de vibración

El ensayo de vibración ambiental estableció un periodo de $T=0.398$ s en el segundo modo de vibración de traslación orientado al eje X.

El modelo digital ya calibrado da un periodo de vibración de 0.406 para el modo de traslación en el sentido X.

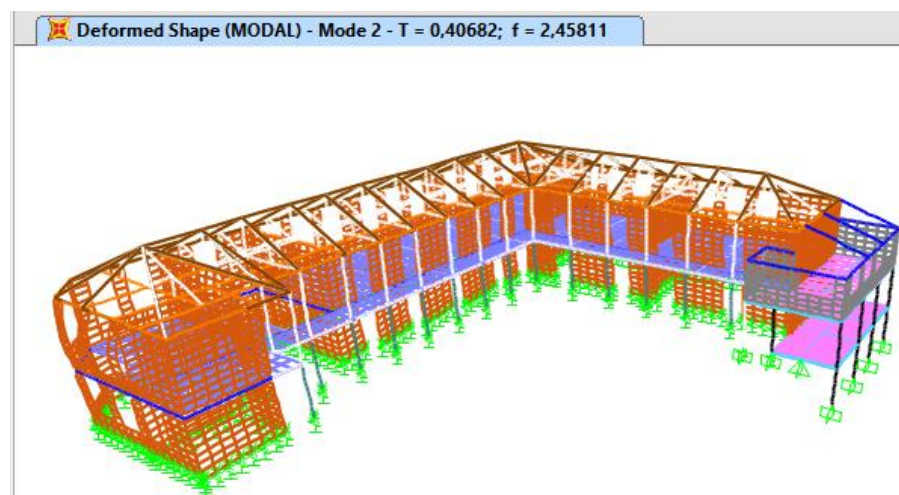


Figura 141: Modo de traslación en el sentido X

Se verifica que el comportamiento modal del modelo digital presenta resultados satisfactorios, por que difiere mínimamente (menos del 2%) de los resultados del ensayo de los acelerómetros. Esta comparación, da luz verde para seguir adelante con el análisis de resultados del modelo digital.

4.3.11. Modelo digital en SAP 2000

Finalmente en la figura 142 se presenta el modelo digital tridimensional calibrado en SAP 2000, el archivo digital se incluirá en los anexos ejecutables de este proyecto.

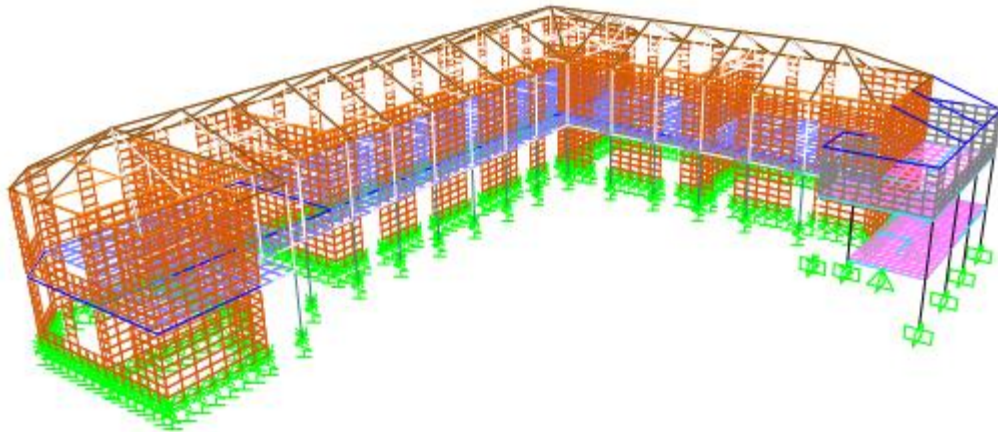


Figura 142: Modelo digital en SAP 2000

4.4. Análisis de resultados

Ya definidos todos los parámetros estructurales, consideraciones geométricas, propiedades de los materiales y ajustes al modelo digital. En esta sección se presenta el análisis de los resultados, este análisis se realiza en tres fases: primero se presentan derivas (para análisis lineal, estático y dinámico) en los muros más representativos, luego se presentan esfuerzos de tracción, compresión y corte (para análisis lineal, estático y dinámico) y finalmente se presenta los resultados del análisis modal espectral.

4.4.1. Derivas de piso.

En esta sección se verifica los desplazamientos en ambas direcciones (X e Y) de toda la estructura, muro por muro, y se calcula las derivas inelásticas de acuerdo a la ecuación 2.28 detallada en la sección 2.5.2.1.9, para verificar si cumplen con la deriva máxima inelástica ($\Delta_{\text{máxima}} = 0.01$) que permite la

normativa ecuatoriana. Los muros fueron nombrados de acuerdo a los ejes que indica en la figura 143.

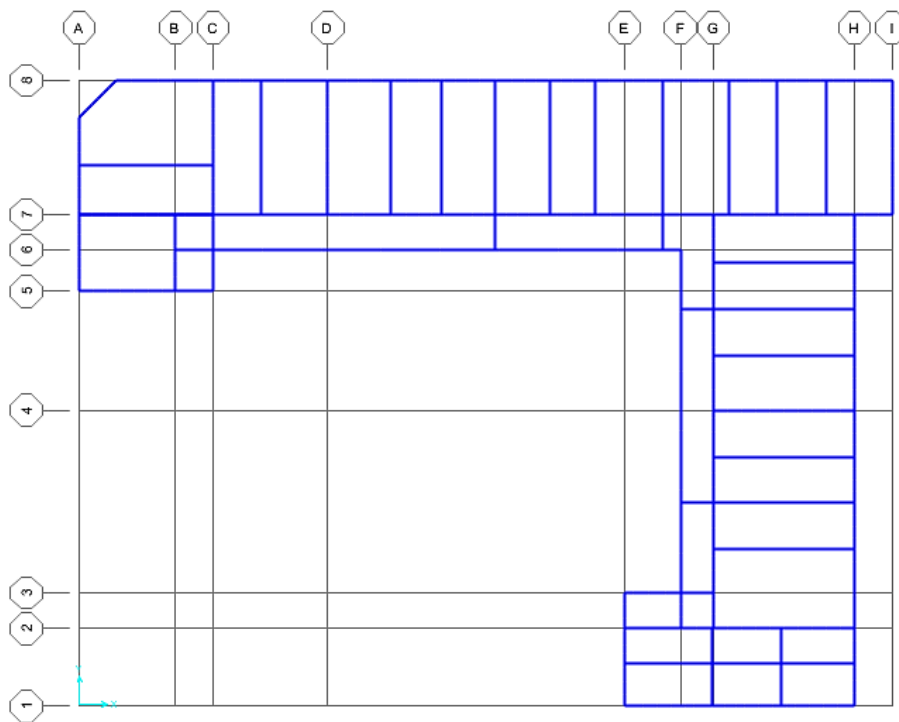


Figura 143: Ejes principales en el modelo digital

4.4.1.1. Derivas: análisis estático

Muros en sentido X

En esta sección se mostraran gráficamente los resultados de los desplazamientos de la primera planta (figura 144 a) y segunda planta (figura 144 b) en los muros 8 y 7, al final se presentará un resumen con los resultados de las derivas inelásticas de todos los muros en este sentido.

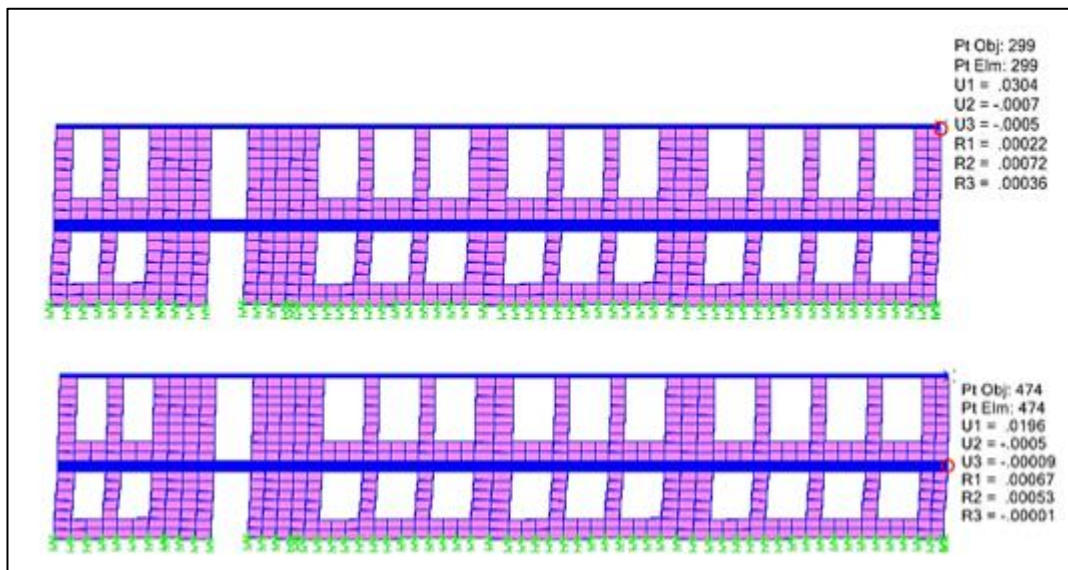


Figura 144: Desplazamientos: muro 8, análisis estático

Tabla 53

Resumen, desplazamientos y derivas muro 8

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0304	0.0029	0.0065	No Excede
1	3	3	0.0196	0.0065	0.0147	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

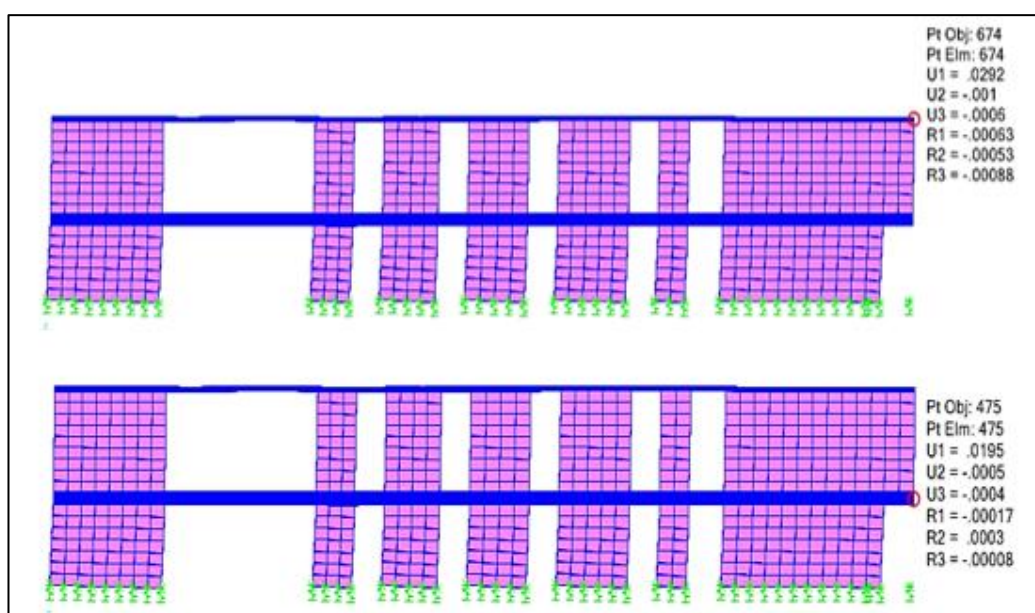


Figura 145: Desplazamientos: muro 7, análisis estático

Tabla 54
Resumen, desplazamientos y derivas muro 7

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0292	0.0026	0.0059	No Excede
1	3	3	0.0195	0.0065	0.0146	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

A continuación en la tabla 55 se presenta un resumen, donde se incluye el resto muros en el sentido X.

Tabla 55
Resumen, desplazamientos y derivas de muros en sentido X

Muro 1 (aumento)						
Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	5.375	2.475	0.0301	0.0043	0.0096	No Excede
1	2.9	2.9	0.0195	0.0067	0.0151	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede
Muro 2						
Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0282	0.0023	0.0053	No Excede
1	3	3	0.0195	0.0065	0.0146	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede
Muro 3 (aumento)						
Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	5.375	2.475	0.0311	0.0047	0.0105	Excede
1	2.9	2.9	0.0195	0.0067	0.0151	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

→ CONTINÚA

Muro 4						
Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0276	0.0022	0.0049	No Excede
1	3	3	0.0195	0.0065	0.0146	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

Muro 5						
Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0295	0.0027	0.0060	No Excede
1	3	3	0.0196	0.0065	0.0147	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

Columnas 6						
Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.030	0.0028	0.0063	No Excede
1	3	3	0.0195	0.0065	0.0146	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

Muros en sentido Y

Se muestran los resultados de los muros A e I, al final se presentará un resumen con los resultados de las derivas inelásticas de todos los muros.

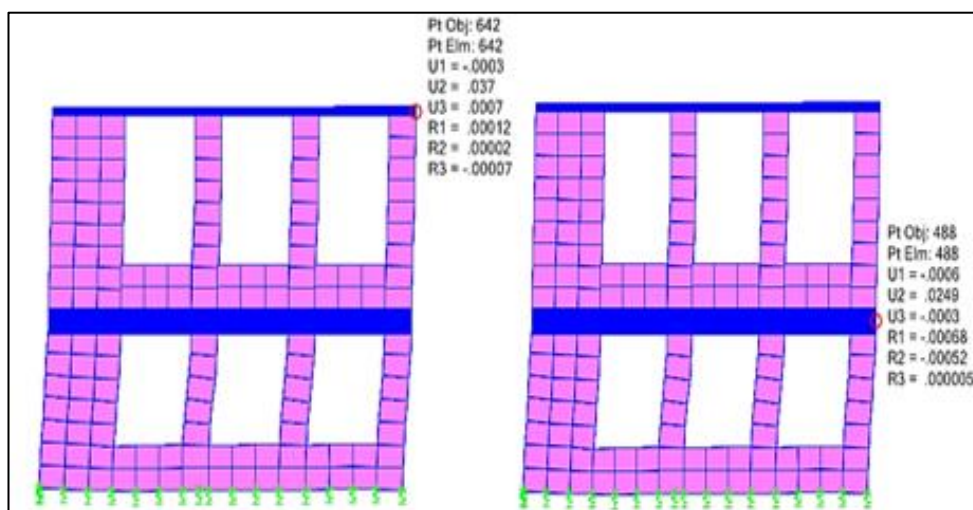


Figura 146: Desplazamientos: muro A, análisis estático

Tabla 56
Resumen, desplazamientos y derivas muro A

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.037	0.0032	0.0073	No Excede
1	3	3	0.0249	0.0083	0.0187	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

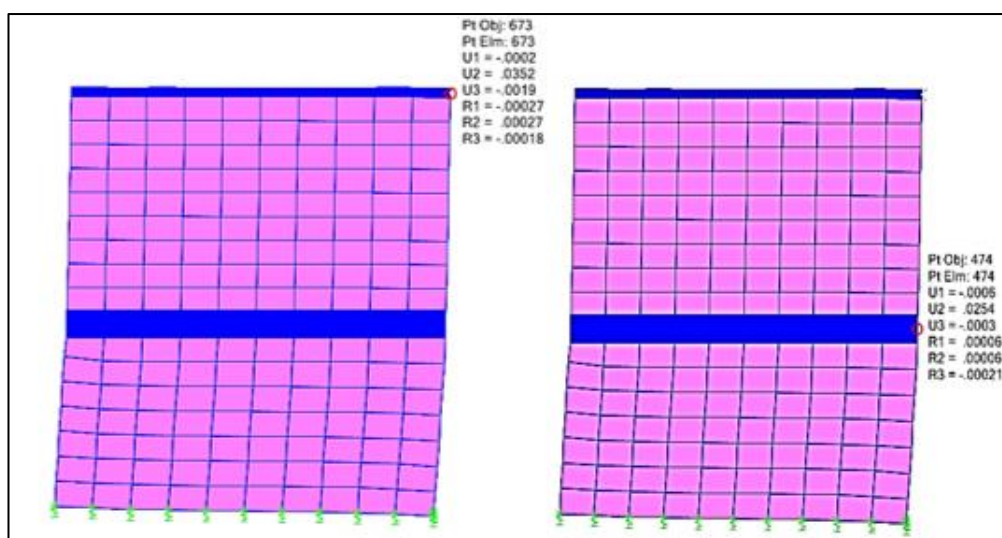


Figura 147: Desplazamientos: muro I, análisis estático

Tabla 57
Resumen, desplazamientos y derivas muro I

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0352	0.0026	0.0059	No Excede
1	3	3	0.0254	0.0085	0.0191	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

A continuación en la tabla 58 se presenta un resumen, donde se incluye el resto muros en el sentido Y.

Tabla 58
Resumen, desplazamientos y derivas de muros en sentido Y

Muro B						
Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0389	0.0038	0.0085	No Excede
1	3	3	0.0249	0.0083	0.0187	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede
Muro C						
Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0361	0.0030	0.0068	No Excede
1	3	3	0.0248	0.0083	0.0186	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede
Muro D						
Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0363	0.0030	0.0066	No Excede
1	3	3	0.0253	0.0084	0.0190	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede
Muro E (aumento)						
Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	5.375	2.475	0.0294	0.0016	0.0035	No Excede
1	2.9	2.9	0.0255	0.0088	0.0198	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede
Columnas F						
Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0368	0.0030	0.007	No Excede
1	3	3	0.0255	0.0085	0.0191	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

Muro G						
Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0337	0.0022	0.005	No Excede
1	3	3	0.0255	0.0085	0.0191	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

Muro H						
Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0367	0.0030	0.0068	No Excede
1	3	3	0.0255	0.0085	0.0191	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

4.4.1.2. Derivas: análisis dinámico

Sentido X

En esta sección se mostraran gráficamente los resultados de los desplazamientos de la primera y segunda planta en los muros 8 y 7, al igual que en el análisis estático, esto con el fin de comparar resultados y definir el estado de carga más crítico.

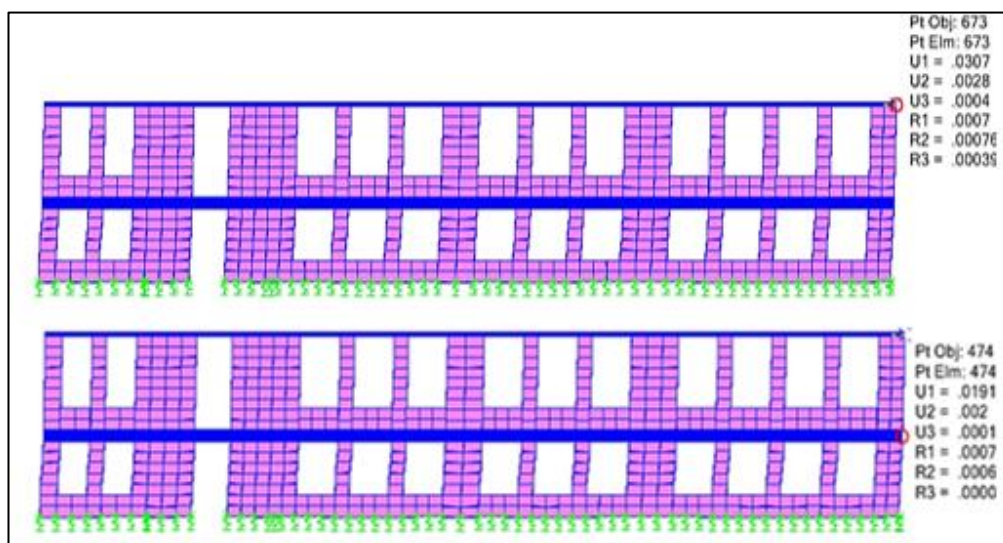


Figura 148: Desplazamientos: muro 8, análisis dinámico

Tabla 59
Resumen, desplazamientos y derivas muro 8

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0307	0.0031	0.0070	No Excede
1	3	3	0.0064	0.0064	0.0143	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

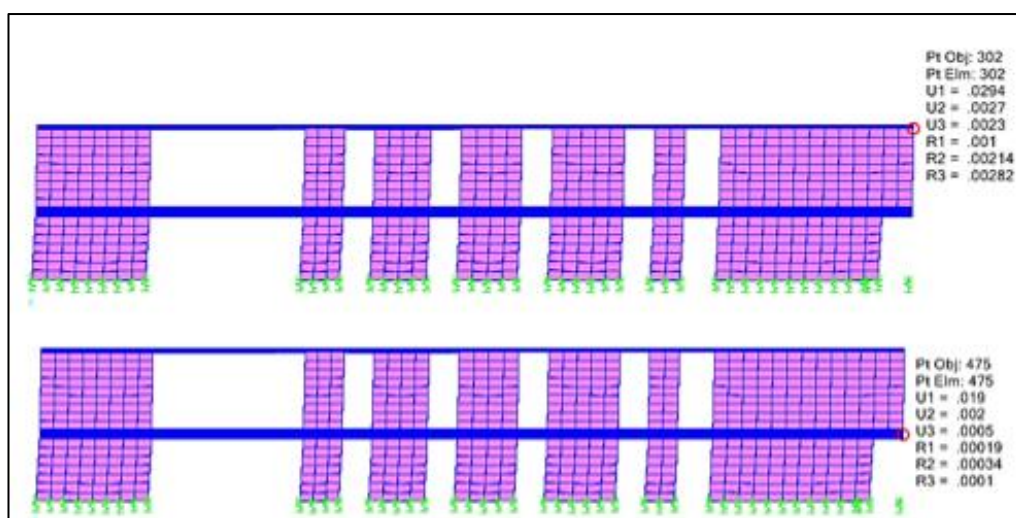


Figura 149: Desplazamientos: muro 7, análisis dinámico

Tabla 60
Resumen, desplazamientos y derivas muro 7

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0294	0.0025	0.0057	No Excede
1	3	3	0.020	0.0067	0.0150	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

El resumen con los resultados de las derivas inelásticas de todos los muros en este sentido se presenta en el anexo 10.

Sentido Y

Se muestran gráficamente los resultados de los desplazamientos de la primera y segunda planta en los muros A e I, al igual que en el análisis estático, esto con el fin de comparar resultados y definir el estado de carga más crítico. El resumen con los resultados de las derivas inelásticas de todos los muros en este sentido se presenta en el anexo 11.

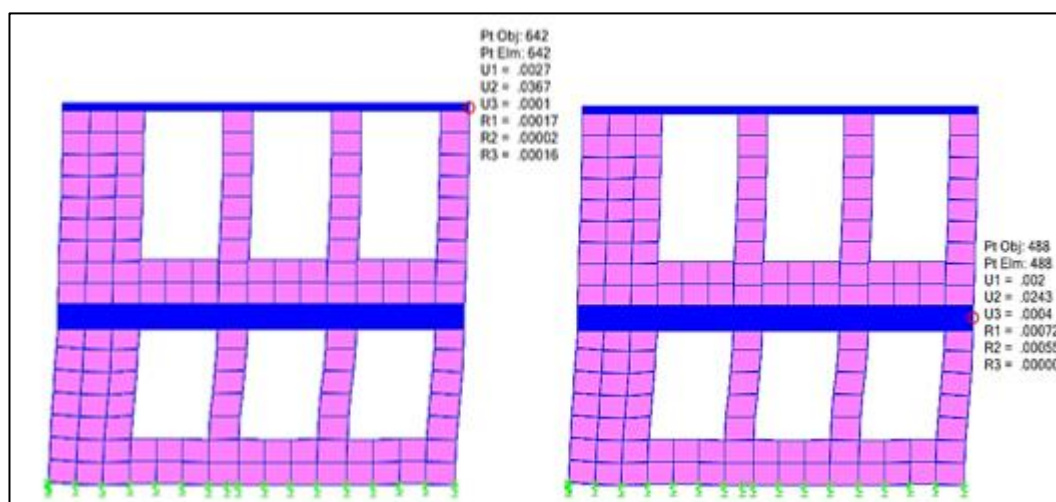


Figura 150: Desplazamientos: muro A, análisis dinámico

Tabla 61

Resumen, desplazamientos y derivas muro A

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0367	0.0033	0.0075	No Excede
1	3	3	0.0243	0.0081	0.0182	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

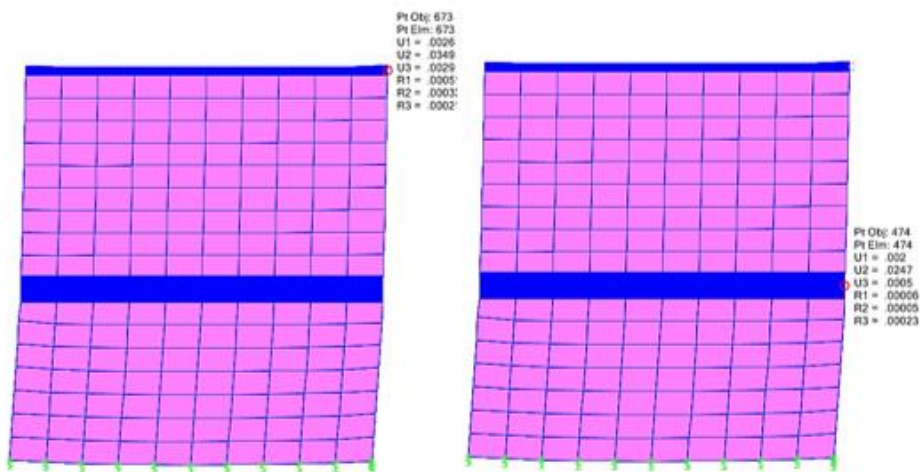


Figura 151: Desplazamientos: muro I, análisis dinámico

Tabla 62

Resumen, desplazamientos y derivas muro I

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0349	0.0027	0.0062	No Excede
1	3	3	0.0247	0.0082	0.0185	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

4.4.1.3. Discusión de resultados: derivas

Después de analizar desplazamientos y derivas, en la primera y segunda planta de la estructura del bloque 1a, se puede verificar la flexibilidad de los pisos, en sus desplazamientos que provocan derivas de piso altas, se verifica además que la estructura sigue un patrón en todos sus ejes de muros, que las derivas inelásticas exceden las permisibles en la primera planta (con altura de piso de 3m), mientras que en la segunda planta aunque los desplazamientos son considerables la altura de piso (de 3.725 m) compensa estos desplazamientos para que las derivas finalmente estén por debajo de las permisibles, adicionalmente se verifica que los resultados más desfavorables se dan en el análisis estático, sin embargo la diferencia con los resultados del análisis dinámico es mínima. Finalmente frente al hecho, que la primera planta sobrepasa las derivas permisibles, es necesario un reforzamiento que rigidice la estructura y disminuya los desplazamientos.

4.4.2. Esfuerzos en los muros de mampostería

En esta sección se analiza los esfuerzos de compresión y tracción (S11 y S22), y también los esfuerzos por corte (S12), todos en ambas direcciones (X e Y) de toda la estructura, muro por muro. El análisis se lleva a cabo para las envolventes de las combinaciones de carga: envolvente estática (ENV_X y ENV_Y) y Envolvente dinámica (ENV_ESPX y ENV_ESPY), finalmente se compara los resultados de esfuerzos (compresión, tracción y corte) con los esfuerzos admisibles detallados en la tabla 1 de la sección 2.2.3.2.2. Previo al análisis de resultados gráficos, se considera necesario explicar la nomenclatura de los esfuerzos en los elementos tipo shell, que entrega SAP 2000.

S11: Esfuerzo directo que actúa en la cara 1, positiva y negativa en la dirección del eje local 1.

S22: Esfuerzo directo que actúa en la cara 2, positiva y negativa en la dirección del eje local 2.

S12: Esfuerzo cortante que actúa en la cara 1, positiva y negativa, en la dirección del eje local 2.

En la figura 152 se presenta la nomenclatura de las caras del elemento shell y en la figura 153 la manera de actuar de los esfuerzos.

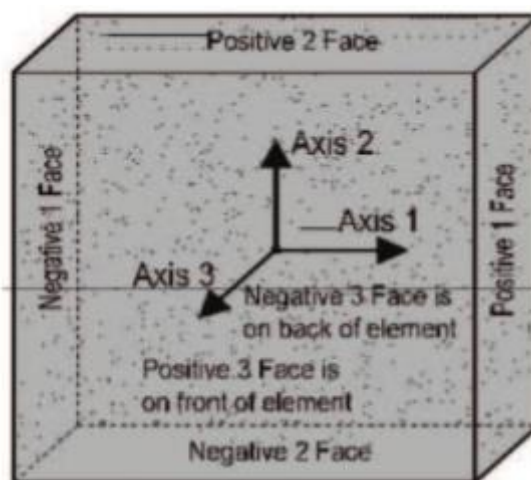


Figura 152: Nomenclatura de las caras del elemento shell

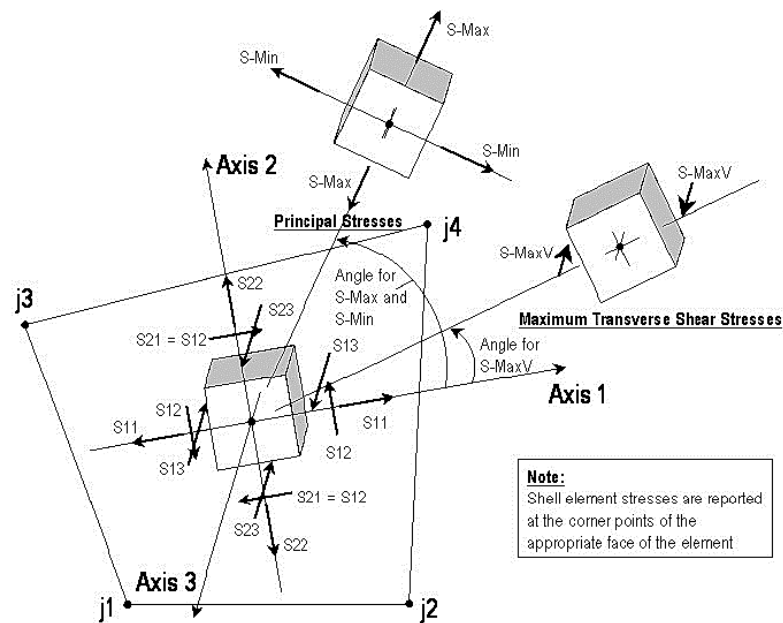


Figura 153: Esfuerzos en elementos tipo shell

4.4.2.1. Esfuerzos: análisis estático

Muros en sentido X

En esta sección se mostraran gráficamente los resultados de los esfuerzos de compresión, tracción y corte, junto al grafico se presenta una barra de escala de colores, según la magnitud del esfuerzo presente en el panel, adicionalmente se aclara que el valor positivo significa que el muro se encuentra a tracción, mientras que el valor negativo, que el muro está a compresión.

Muro 8: figura superior: esfuerzo S11; figura media: esfuerzo S22; figura inferior: esfuerzo S12.

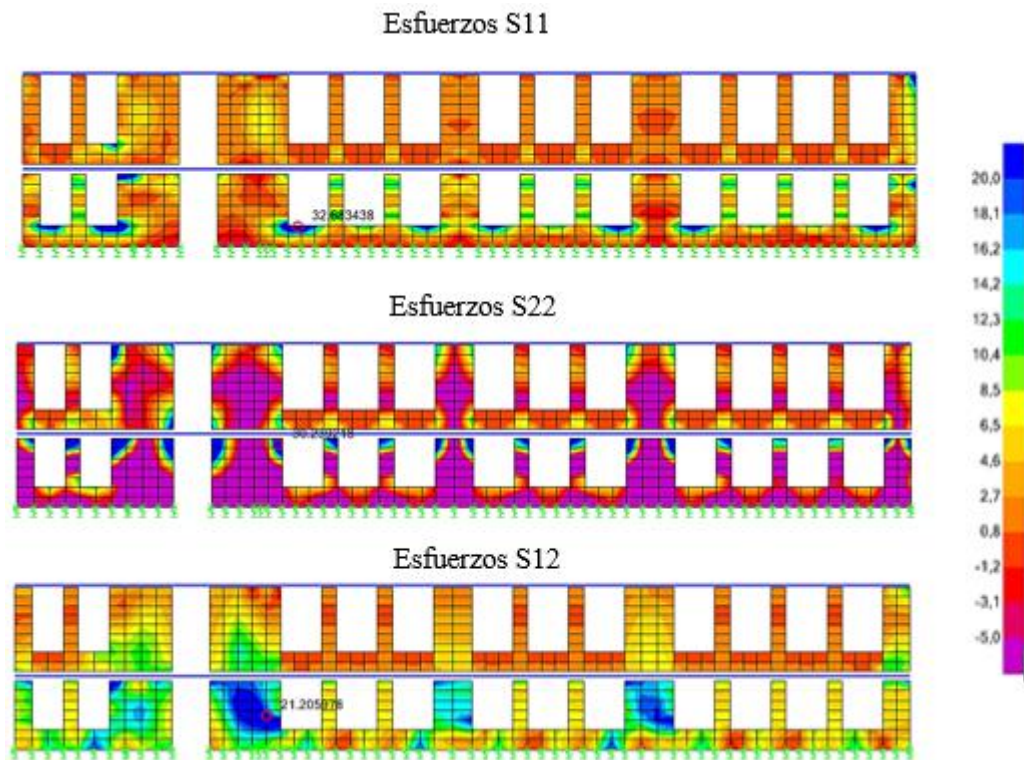


Figura 154: esfuerzos S11, S22 y S12, muro 8, Análisis estático.

Comentario: El muro 8 presenta problemas en los esfuerzos S11, S22 a tracción, en las esquinas superiores de cada panel y en los sectores cercanos a los antepechos, llegando a valores de 32 T/m², cuando el máximo admisible es de 20 T/m², adicionalmente el esfuerzo a corte S12, presenta problemas en la parte media de algunos paneles, sobrepasando levemente el admisible de 20 T/m².

Muro 7: figura superior: esfuerzo S11; figura media: esfuerzo S22; figura inferior: esfuerzo S12

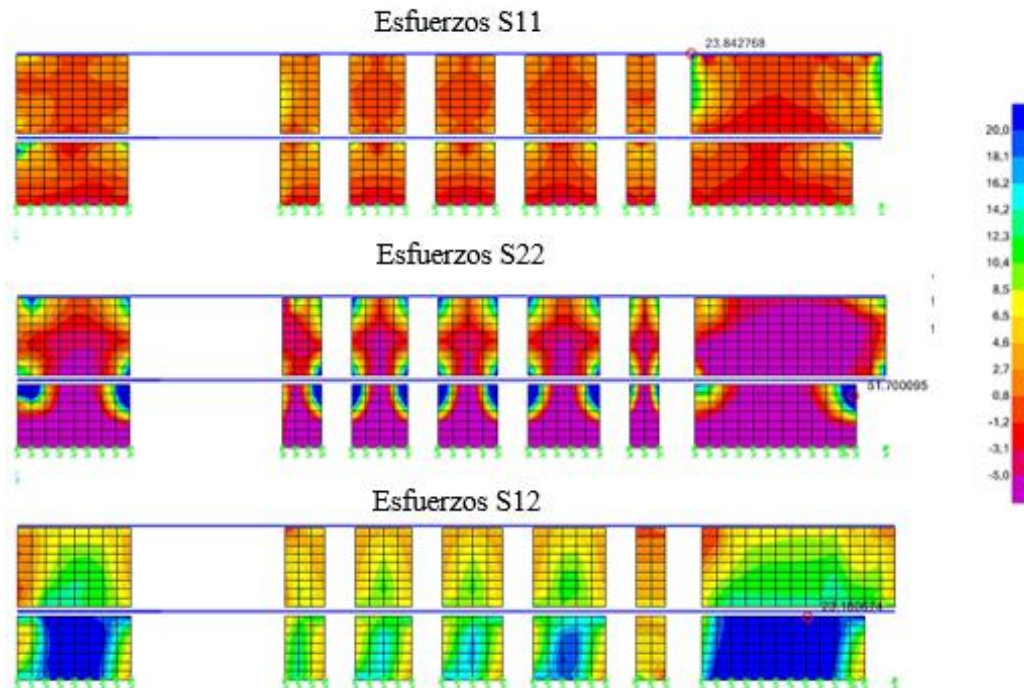


Figura 155: esfuerzos S11, S22 y S12, muro 7, Análisis estático.

Comentario: El muro 7 presenta problemas en el esfuerzos S22 a tracción, en todas las esquinas superiores del primer piso y en todas las esquinas superiores e inferiores del segundo piso, llegando a valores de 57 T/m², muy por encima del admisible de 20 T/m², adicionalmente el esfuerzo a corte S12, presenta problemas en toda la superficie de los muros de la planta baja, con valores de 25 T/m² sobrepasando levemente el admisible de 20 T/m², se verifica también que los esfuerzos a compresión están muy por debajo del admisible, es decir no presenta problemas con la compresión.

Muros en sentido Y

Muro A.

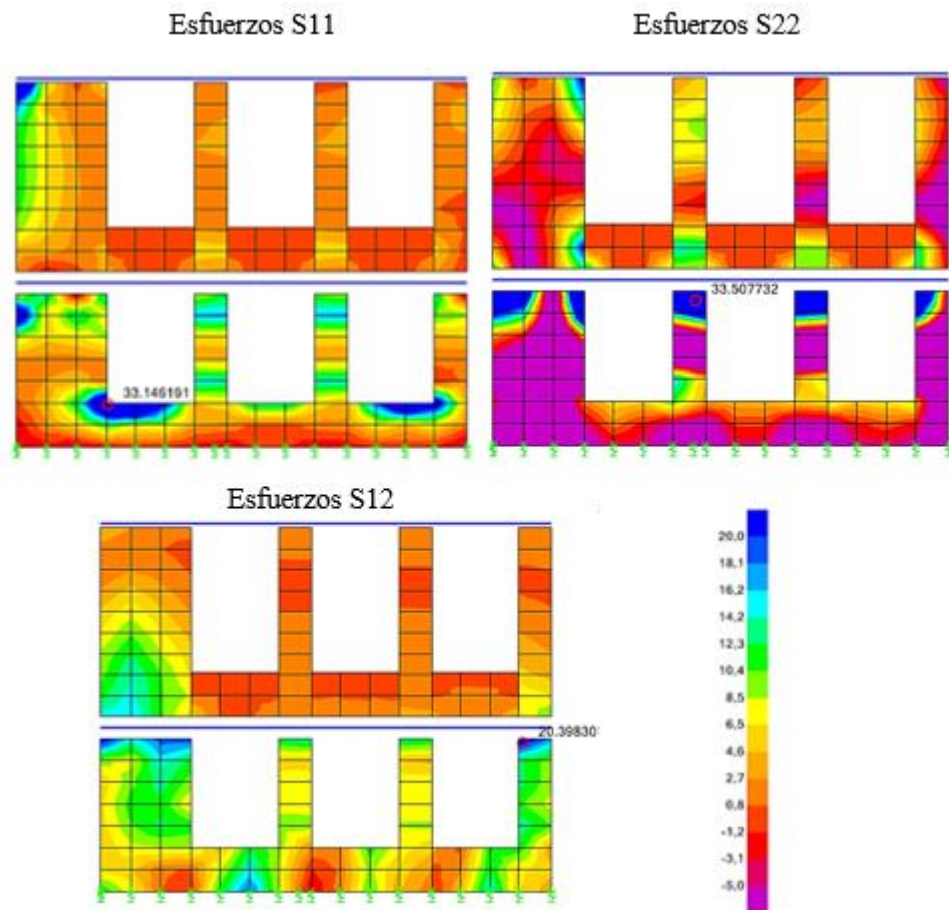


Figura 156: esfuerzos S11, S22 y S12, muro A, Análisis estático.

Comentario: El muro A presenta problemas en el esfuerzo S11 a tracción, en las zonas cercanas a los antepechos de la ventanas, también problemas de tracción en todas las esquinas superiores del primer piso, llegando a valores de 33 T/m², muy por encima del admisible de 20 T/m², adicionalmente el esfuerzo a corte S12, presenta leves problemas en las esquinas superiores de la planta baja, mientras que los esfuerzos a compresión están muy por debajo del admisible.

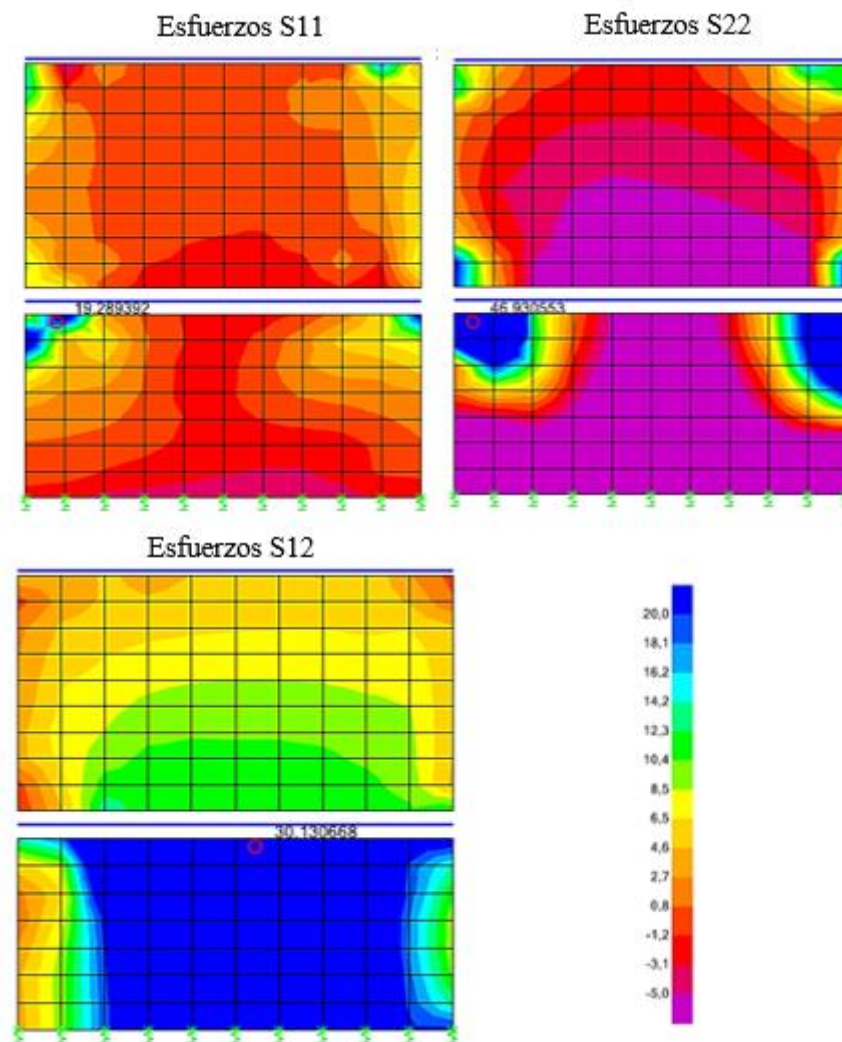
Muro I:

Figura 157: esfuerzos S11, S22 y S12, muro I, Análisis estático.

Comentario: El muro I está en el límite de esfuerzos S11 a tracción, con pequeños sobrepasos al admisible en las esquinas superiores de todos los paneles, estos esfuerzos a tracciones se agravan en los esfuerzos S22, principalmente en las esquinas superiores llegando a valores de 46 T/m², muy por encima del admisible de 20 T/m², adicionalmente el esfuerzo a corte S12, es crítico en toda la superficie del muro de la planta baja, mientras que los esfuerzos a compresión están muy por debajo del admisible.

4.4.2.2. Esfuerzos: Análisis dinámico

Muro 8:

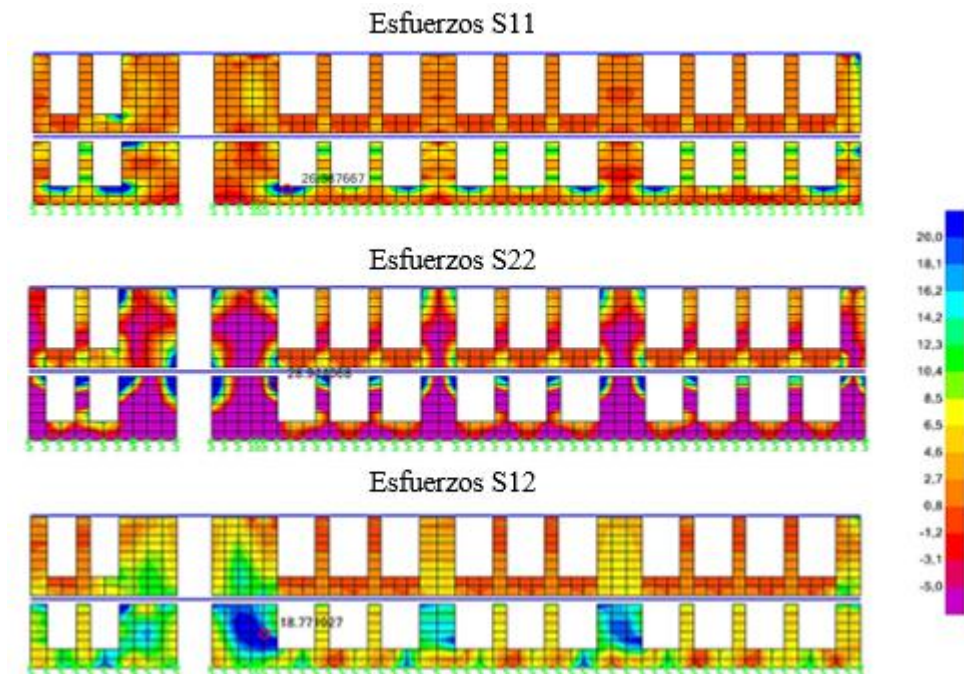


Figura 158: esfuerzos S11, S22 y S12, muro 8, Análisis dinámico.

Comentario: El resultado de esfuerzos es levemente inferior a los presentados en el análisis estático, se mantienen los problemas en los esfuerzos S11, S22 a tracción, en las esquinas superiores de todos los paneles en la planta baja y en los sectores cercanos a los antepechos en la planta alta, llegando a valores de 29 T/m², adicionalmente el esfuerzo a corte S12, está al límite en algunos paneles de la planta baja, bordeando el admisible de 20 T/m².

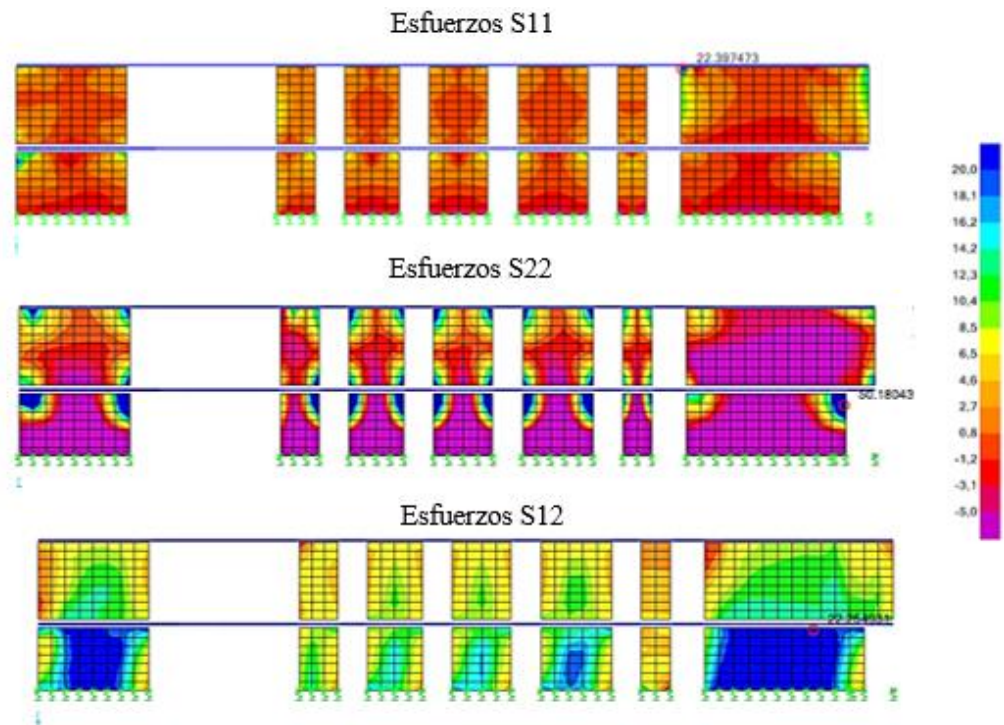
Muro 7:

Figura 159: esfuerzos S11, S22 y S12, muro 7, Análisis dinámico.

Comentario: El muro 7 tiene problemas en el esfuerzos S22 a tracción al igual que en el análisis estático, en todas las esquinas superiores del primer piso y en todas las esquinas superiores e inferiores del segundo piso, llegando a valores de 50 T/m², menor que en el análisis estático, pero aún muy por encima del admisible de 20 T/m², y los esfuerzos a corte S22, se mantienen altos en toda la superficie de algunos muros de la planta baja.

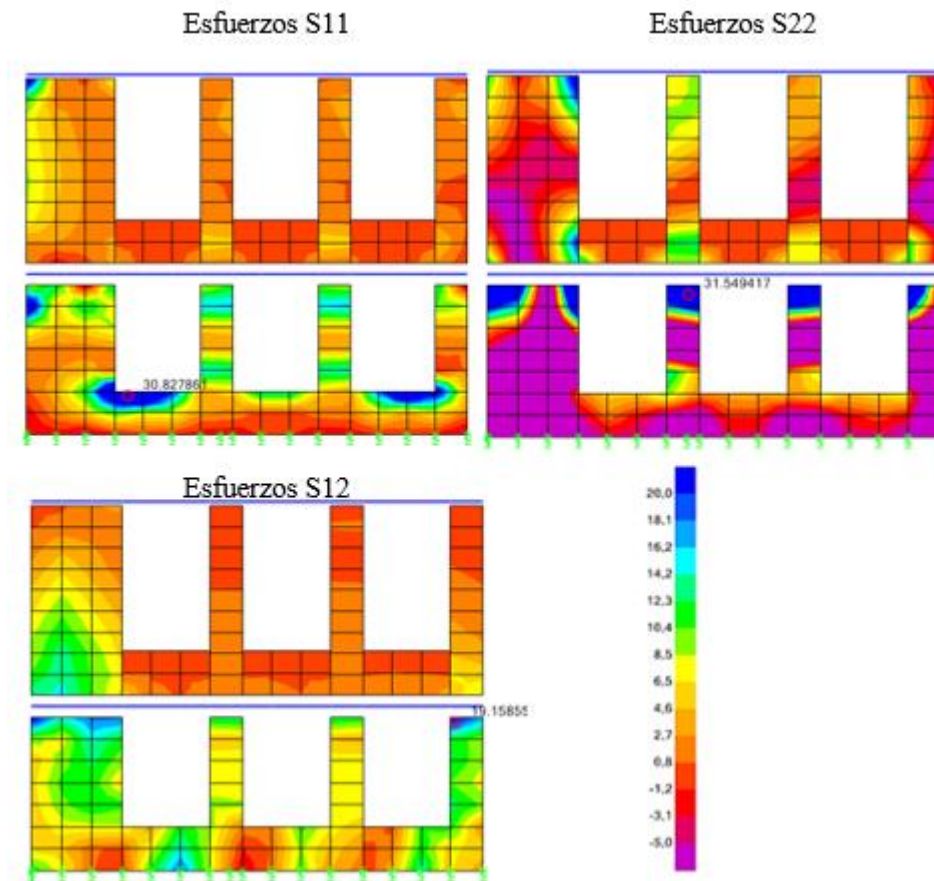
Muro A:

Figura 160: esfuerzos S11, S22 y S12, muro A, Análisis dinámico.

Comentario: Presenta problemas en el esfuerzo S11 a tracción, en las zonas cercanas a los antepechos de la ventanas de la planta baja, también en todas las esquinas superiores del primer piso, llegando a valores de 31 T/m², muy por encima del admisible de 20 T/m², adicionalmente el esfuerzo a corte S12, se encuentra al límite de su esfuerzo admisible de 20 T/m².

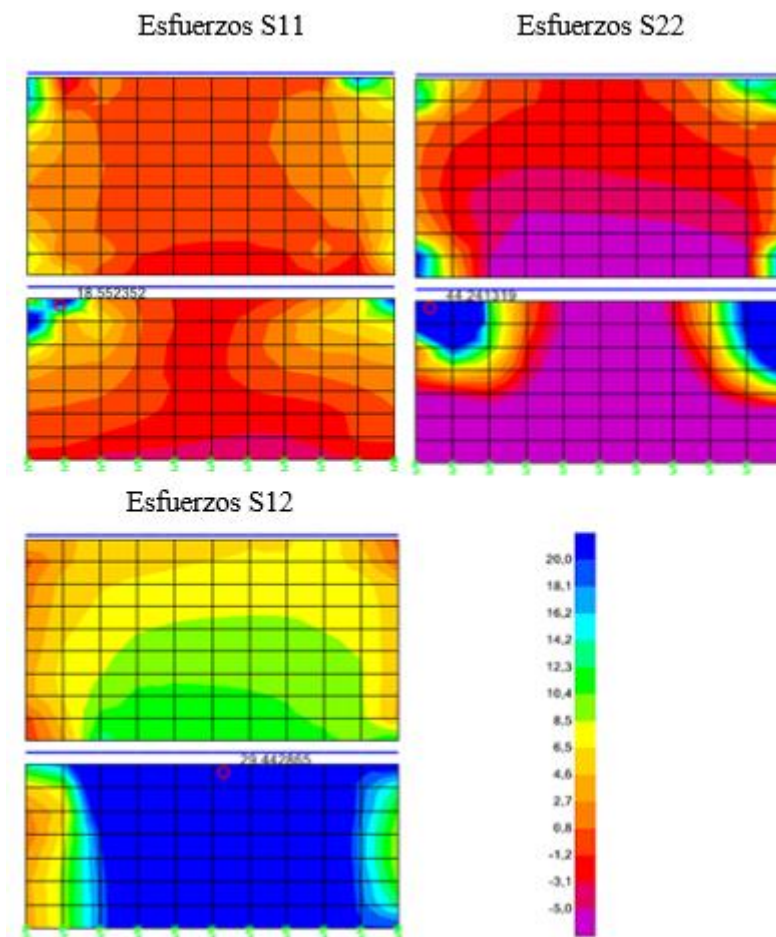
Muro I:

Figura 161: esfuerzos S11, S22 y S12, muro I, Análisis dinámico.

Comentario: El muro I está en el límite en los esfuerzos S11 a tracción, cercanos al admisible en las esquinas superiores de todos los paneles, pero los esfuerzos a tracción en los S22, principalmente en las esquinas superiores llegando a valores de 44 T/m², muy por encima del admisible de 20 T/m², adicionalmente el esfuerzo a corte S12, es crítico en toda la superficie del muro de la planta baja

4.4.2.3. Discusión de resultados: Esfuerzos

El análisis de esfuerzos en los paneles de mampostería, mediante los resultados gráficos, verifica que para todos los ejes de muros de la estructura se presentan problemas en las esquinas superiores y en las zonas cercanas a los antepechos, superando los esfuerzos admisibles a tracción de la mampostería, en algunos sectores en un 100%. Además se verifica que los esfuerzos a corte S12 son críticos en los paneles de la planta baja. En toda su superficie. Estos resultados corroboran los resultados del análisis de derivas, que sugiere que una propuesta de reforzamiento es necesaria.

4.4.3. Análisis modal espectral

En esta sección se presenta un análisis sísmico basado en el comportamiento modal de la estructura, se realiza este análisis por la importancia de identificar esfuerzos de corte S12 (los mas críticos) relacionados a los modos fundamentales de vibrar de la edificación. Adicionalmente la normativa ecuatoriana (NEC-SE DS, 2015) especifica que se debe considerar en el análisis todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90 % de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones principales.

Modo 1:

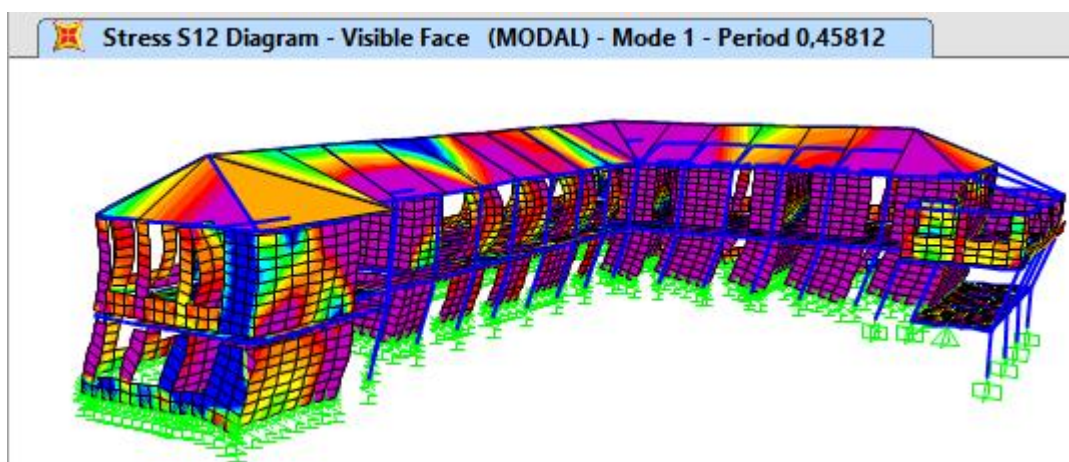
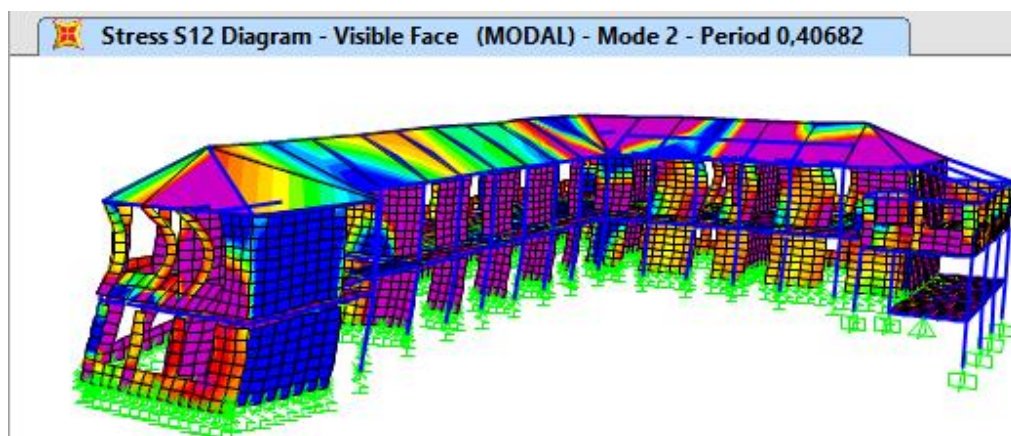
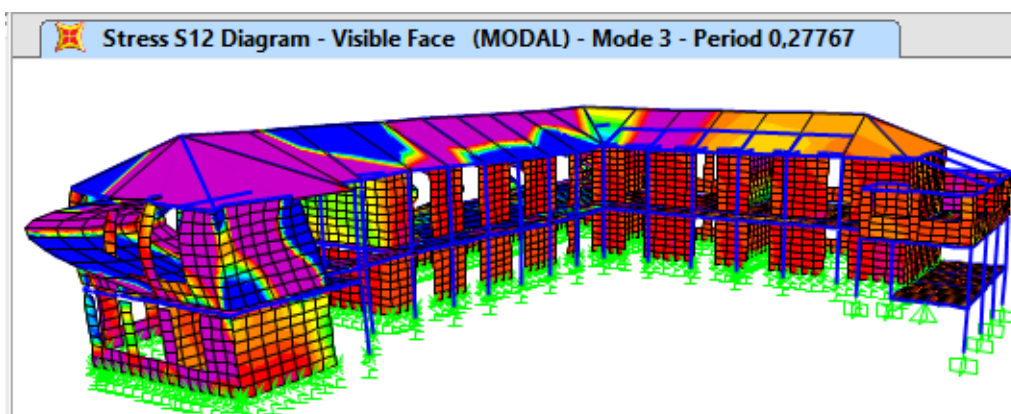
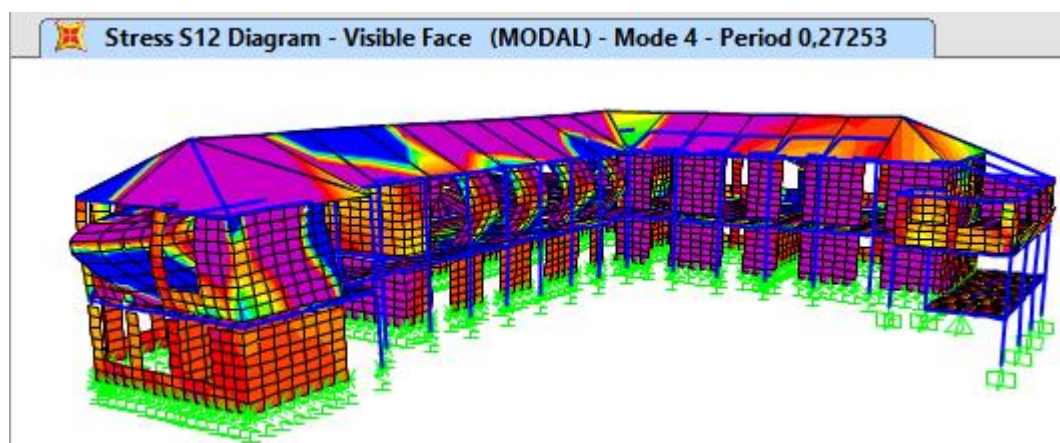


Figura 162: modo 1: esfuerzos S12, Análisis Modal Espectral.

Modo 2:**Figura 163: modo 2: esfuerzos S12, Análisis Modal Espectral.****Modo 3:****Figura 164: modo 3: esfuerzos S12, Análisis Modal Espectral.****Modo 4:****Figura 165: modo 4: esfuerzos S12, Análisis Modal Espectral.**

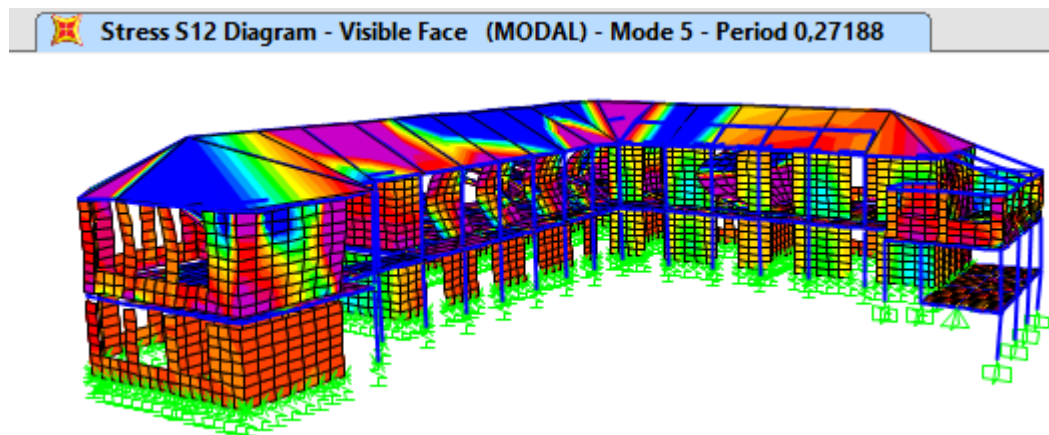
Modo 5:

Figura 166: modo 5: esfuerzos S12, Análisis Modal Espectral.

4.4.3.1. Discusión de resultados: Análisis modal espectral

El primer modo de vibración indica que la estructura absorbe en conjunto la energía sísmica en la dirección Y, pero presenta algunos muros afectados por los esfuerzos de corte y tracción que provocan las cargas laterales, este es el caso del muro A. El segundo modo de vibración indica que la estructura absorbe en su conjunto la energía sísmica en la dirección X, resultando el muro del eje 5 el más afectado por esfuerzos de corte, finalmente a partir del tercer modo de vibración la energía sísmica es absorbida por los muros más esbeltos, lo que provoca grandes desplazamientos fuera de su plano. En la tabla 63 se muestra un resumen de los cinco modos de vibración principales y su respectiva participación de masa.

Tabla 63
Resumen análisis modal Espectral

Caso de Análisis	# de modo	Periodo [s]	Frec.[Hz]	% Part. masa
MODAL	1	0.458116	2.182853	0.829043
MODAL	2	0.406817	2.458108	0.818352
MODAL	3	0.277672	3.601371	0.0474
MODAL	4	0.272525	3.669388	0.0143
MODAL	5	0.271884	3.678039	0.01026

4.4.4. Resultados bloque 1b.

En esta sección se presenta el análisis de los resultados para el bloque 1b, este análisis se realiza en dos fases: primero se presentan derivas (para análisis lineal, estático y dinámico) en los muros más representativos y luego se presentan esfuerzos de tracción, compresión y corte (para análisis lineal, estático y dinámico).

4.4.4.1. Derivas de piso.

En esta sección se verifica los desplazamientos en ambas direcciones (X e Y) de toda la estructura y se calcula las derivas inelásticas de acuerdo a la ecuación 2.28 detallada en la sección 2.5.2.1.9, para verificar si cumplen con la deriva máxima inelástica ($\Delta_{\text{máxima}} = 0.01$) que permite la normativa ecuatoriana. Los muros fueron nombrados de acuerdo a los ejes que indica en la figura 167, se presenta el análisis para los muros más representativos en cada dirección, en el anexo 12 se incluye el resumen de derivas del resto de muros.

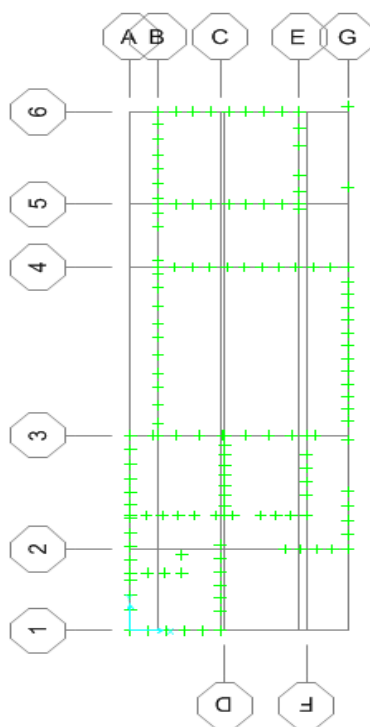


Figura 167: ejes del bloque 1b, en SAP 2000

Derivas: análisis estático

Sentido Y

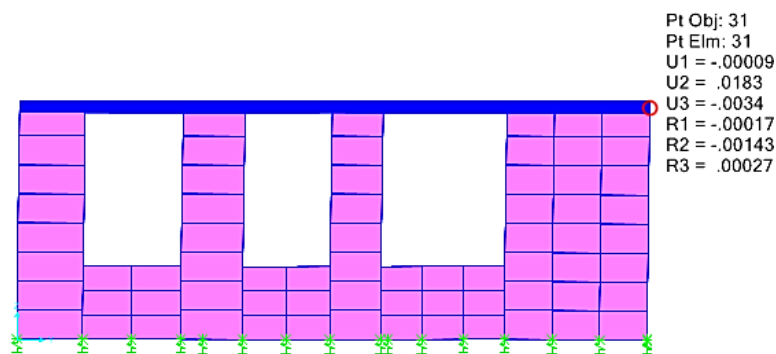


Figura 168: Desplazamientos: muro A, análisis estático

Tabla 64

Resumen, desplazamientos y derivas muro A

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
1	3.19	3.19	0.0183	0.0057	0.0129	Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

Sentido X.

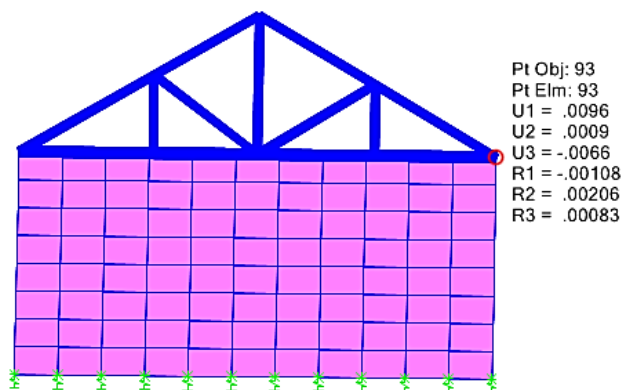


Figura 169: Desplazamientos: muro 4, análisis estático

Tabla 65
Resumen, desplazamientos y derivas muro 4

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
1	3.19	3.19	0.0096	0.0030	0.0068	No Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

Derivas: análisis dinámico

Sentido Y

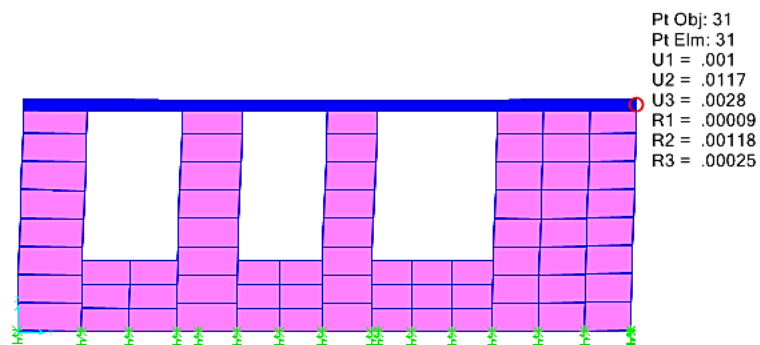


Figura 170: Desplazamientos: muro A, análisis dinámico

Tabla 66
Resumen, desplazamientos y derivas muro A

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
1	3.19	3.19	0.0117	0.0037	0.0083	No Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

Sentido X.

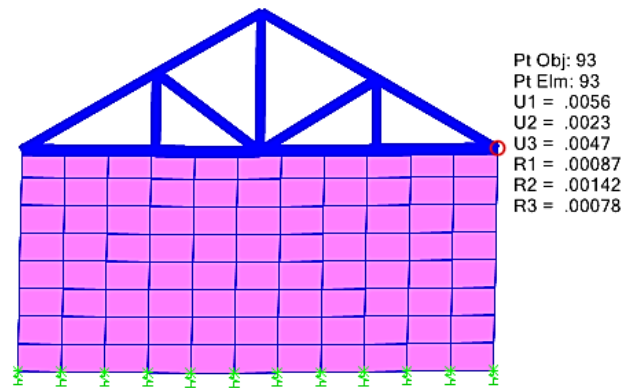


Figura 171: Desplazamientos: muro 4, análisis dinámico

Tabla 67

Resumen, desplazamientos y derivas muro 4

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
1	3.19	3.19	0.0056	0.0018	0.0039	No Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

4.4.4.1.1. Discusión de resultados: derivas

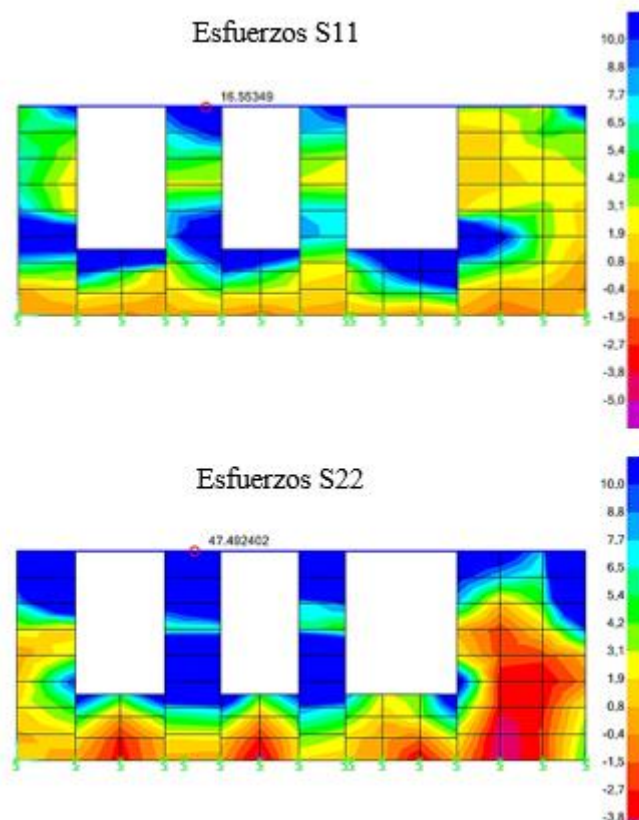
Después de analizar desplazamientos y derivas del bloque 1b, se puede verificar que sus desplazamientos no generan derivas de piso altas en el sentido X, aunque en algunos ejes de muros estas derivas están cercanas a las permisibles. Sin embargo las derivas en el sentido Y, en el análisis estático exceden ligeramente las permisibles. Los resultados indican que no es necesario un reforzamiento para solventar derivas pero se validara estos resultados con el análisis de esfuerzos para decidir si es necesario el reforzamiento.

4.4.4.2. Esfuerzos en los muros

En esta sección se analiza los esfuerzos de compresión y tracción (S11 y S22), y también los esfuerzos por corte (S12), todos en ambas direcciones (X e Y) de toda la estructura. El análisis se lleva a cabo para las envolventes de las combinaciones de carga: envolvente estática (ENV_X y ENV_Y) y Envolvente dinámica (ENV_ESPX y ENV_ESPY), finalmente se compara los resultados de esfuerzos (compresión, tracción y corte) con los esfuerzos admisibles detallados en la tabla 1 de la sección 2.2.3.2.2.

Esfuerzos: análisis estático

Sentido Y.



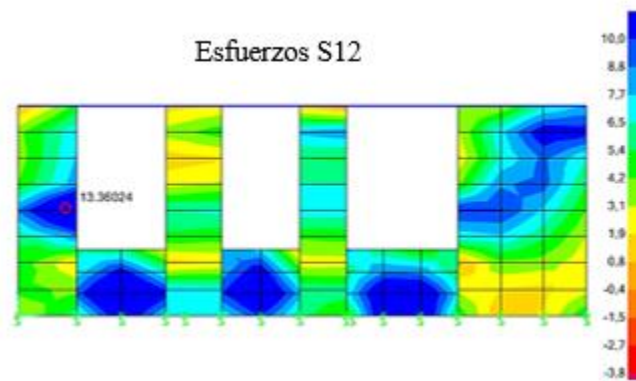
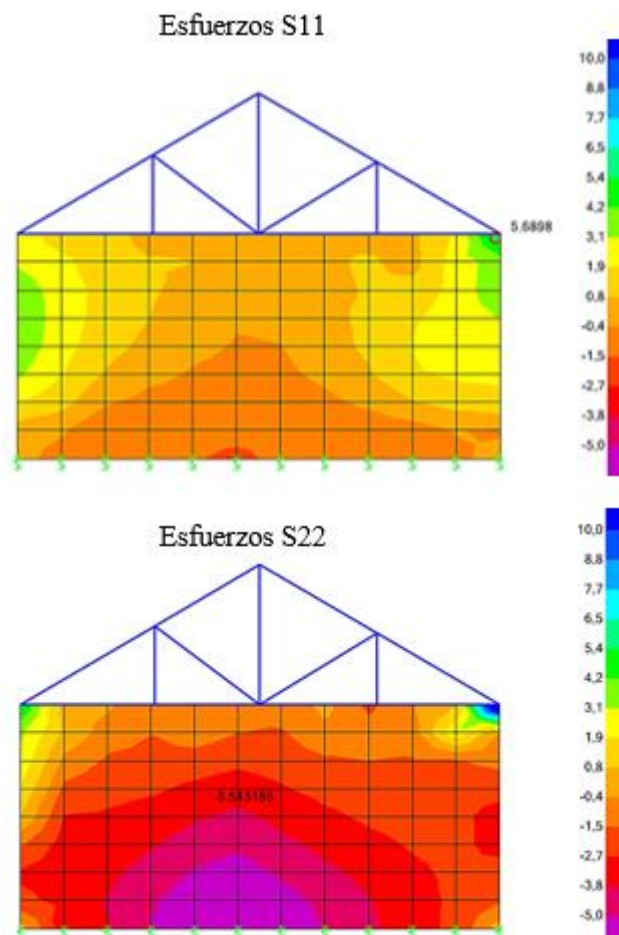


Figura 172: esfuerzos S11, S22 y S12, muro A, análisis estático.

Sentido X:



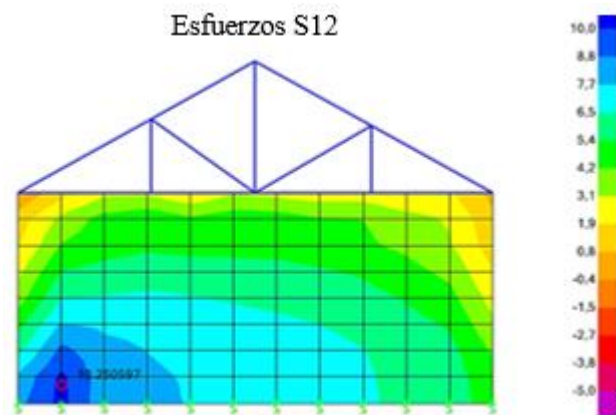
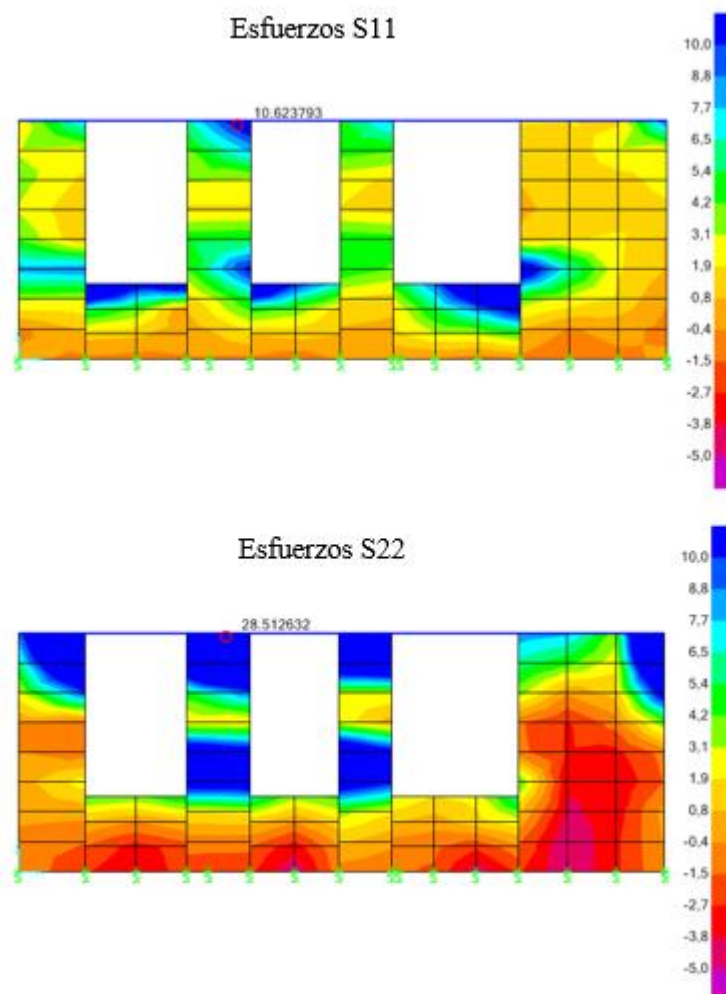


Figura 173: esfuerzos S11, S22 y S12, muro 4, Análisis estático.

Esfuerzos: análisis dinámico

Sentido Y.



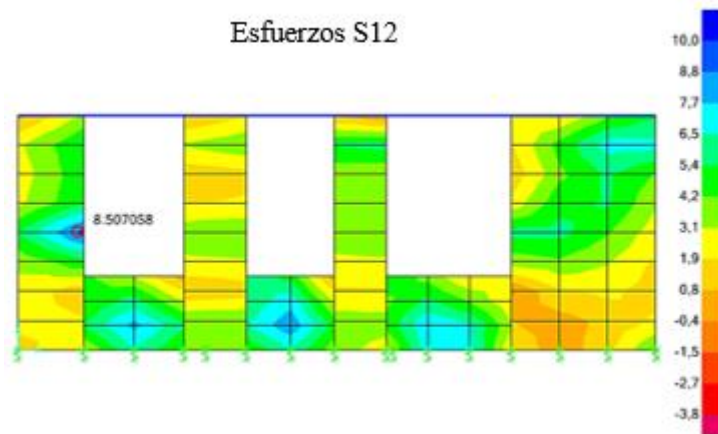
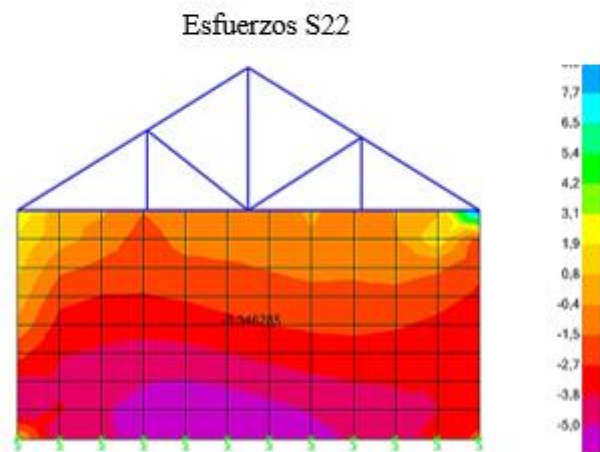
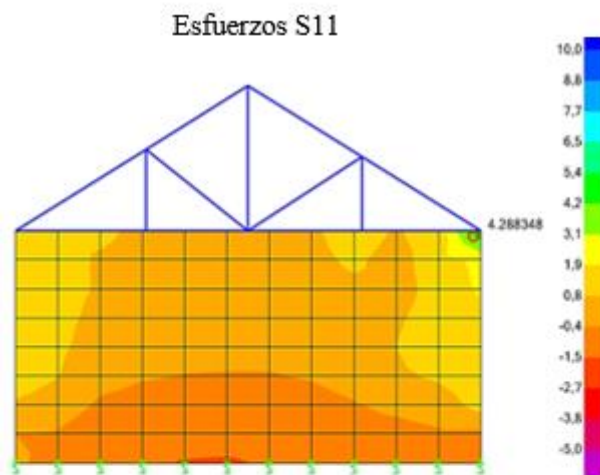


Figura 174: esfuerzos S11, S22 y S12, muro A, Análisis dinámico.

Sentido X.



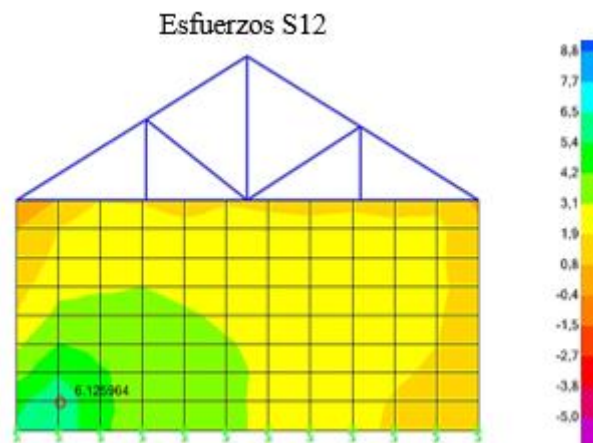


Figura 175: esfuerzos S11, S22 y S12, muro 4, Análisis dinámico.

4.4.4.2.1 Discusión de resultados: Esfuerzos

El análisis de esfuerzos en los paneles de mampostería, mediante los resultados gráficos, verifica que para todos los ejes del sentido Y de la estructura se presentan problemas de tracción en el esfuerzo S11 en las paredes delegadas entre ventanas y en las zonas cercanas a los antepechos, mientras que en los esfuerzos S22 en los muros en sentido Y, la tracción en las paredes delegadas es aún más crítica, en algunos sectores supera el 50% del esfuerzo a tracción admisible. Además se verifica que los esfuerzos a corte S12 en el sentido Y, también sobrepasan el admisible en algunos muros. Estos resultados corroboran los resultados del análisis de derivas que sugiere que una propuesta de reforzamiento es necesaria en los muros del sentido Y.

4.4.5. Resultados bloque 1c.

En esta sección se presenta el análisis de los resultados del bloque 1c, este análisis se realiza únicamente verificando derivas en los pórticos principales (para análisis lineal, estático y dinámico).

4.4.5.1. Derivas de piso

En esta sección se verifica los desplazamientos en ambas direcciones (X e Y) de la estructura y se calcula las derivas inelásticas de acuerdo a la ecuación 2.28 detallada en la sección 2.5.2.1.9, para verificar si cumplen con la deriva máxima inelástica ($\Delta_{\text{máxima}} = 0.02$) para estructuras de hormigón armado, que permite la normativa ecuatoriana. Los ejes de los pórticos se indican en la figura 176.

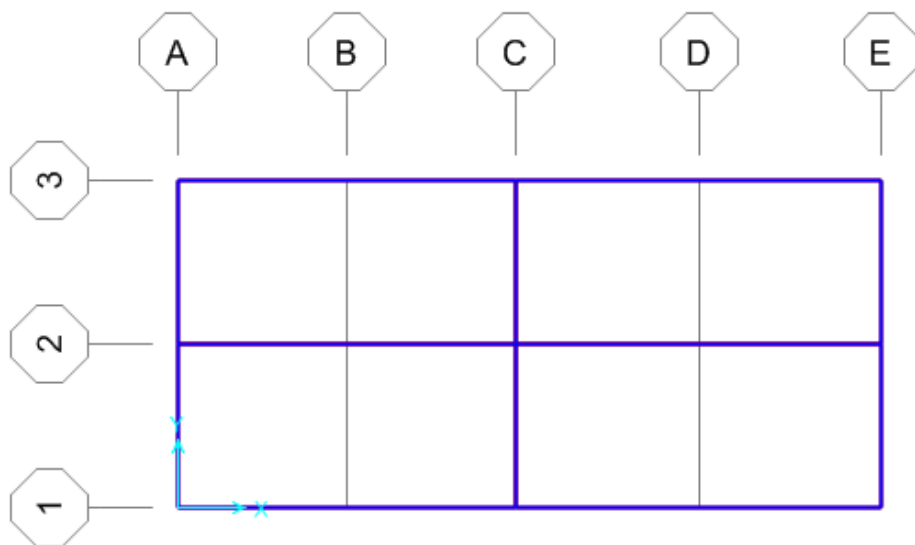


Figura 176: Ejes de pórticos, bloque 1c en SAP 2000

Derivas de piso: Análisis estático

Sentido X

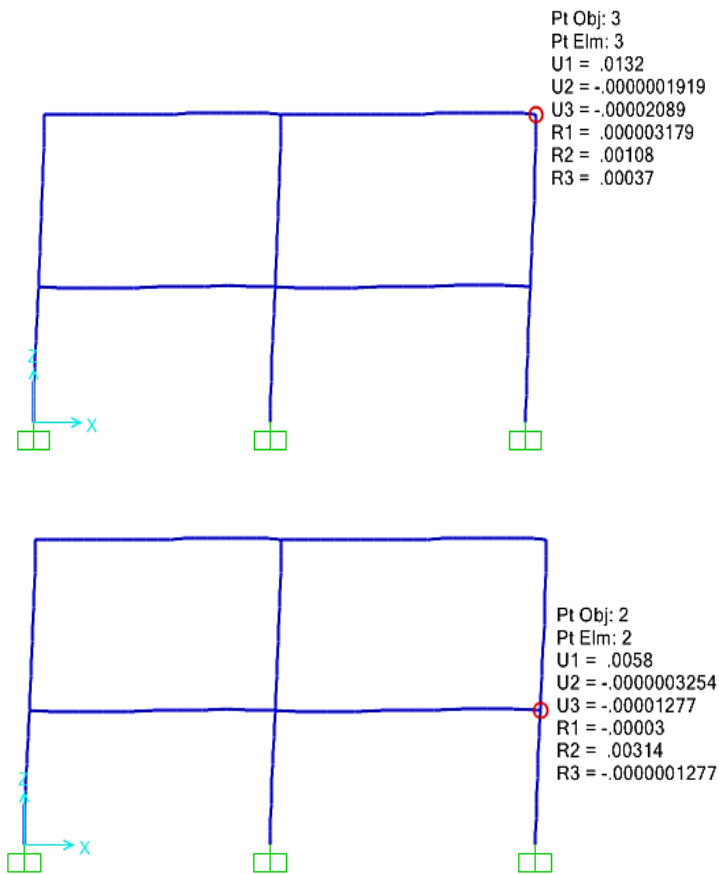


Figura 177: Desplazamientos: pórtico 1, análisis estático

Tabla 68

Resumen, desplazamientos y derivas pórtico 1

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	5	2.8	0.0132	0.0026	0.0059	No Excede
1	2.2	2.2	0.0058	0.0026	0.0059	No Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

Sentido Y.

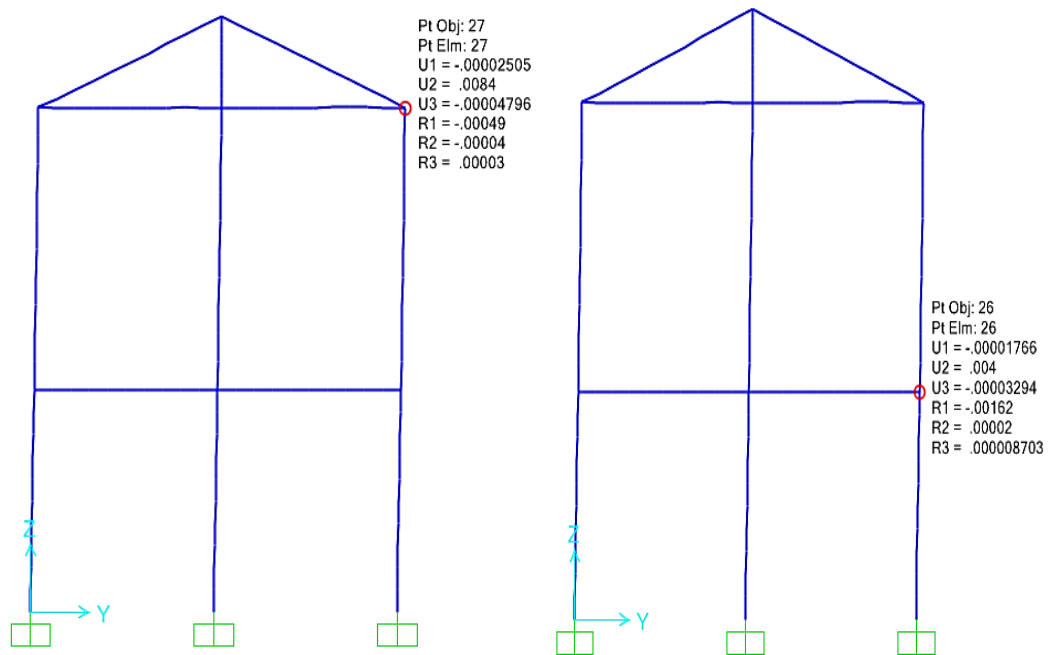


Figura 178: Desplazamientos: pórtico A, análisis estático

Tabla 69

Resumen, desplazamientos y derivas pórtico A

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	5	2.8	0.0084	0.0016	0.0035	No Excede
1	2.2	2.2	0.004	0.0018	0.0041	No Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

Derivas: Análisis dinámico

Sentido X.

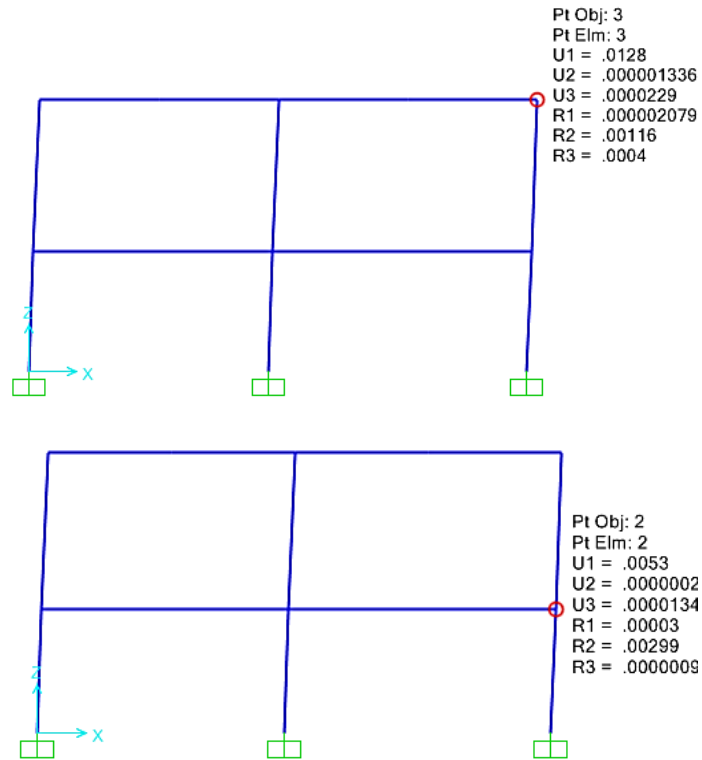
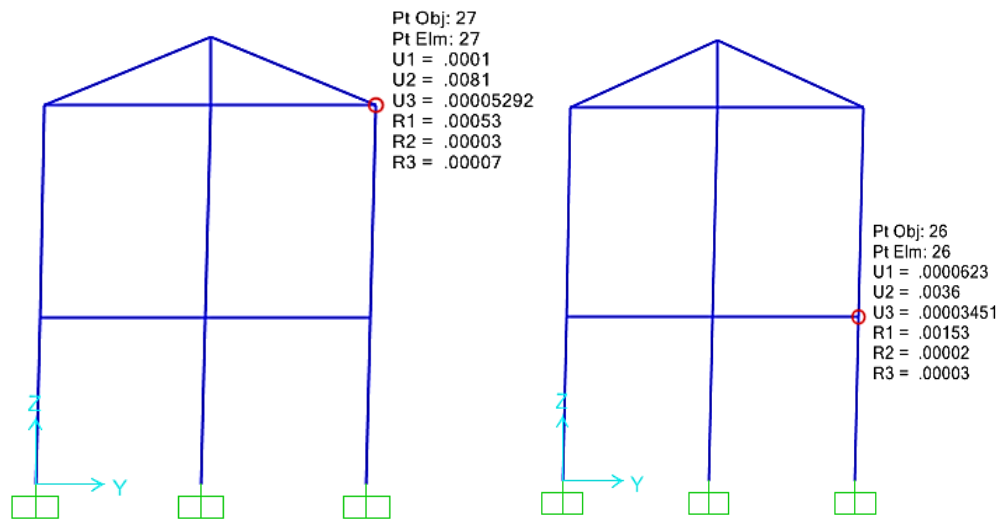


Figura 179: Desplazamientos: pórtico 1, análisis dinámico

Tabla 70

Resumen, desplazamientos y derivas pórtico 1

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	5	2.8	0.0128	0.0027	0.0060	No Excede
1	2.2	2.2	0.0053	0.0024	0.0054	No Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

Sentido Y.**Figura 180: Desplazamientos: pórtico A, análisis dinámico****Tabla 71****Resumen, desplazamientos y derivas pórtico A**

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	5	2.8	0.0081	0.0016	0.0036	No Excede
1	2.2	2.2	0.0036	0.0016	0.0037	No Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

4.4.5.2. Discusión de resultados: Derivas

Después de analizar desplazamientos y derivas del bloque 1c en los pórticos más representativos en cada dirección, se puede verificar que sus desplazamientos no generan derivas de piso altas, en ningún caso sobrepasan la deriva inelástica admisible. Los resultados indican que no es necesario un reforzamiento para solventar derivas, la razón más probable es debido a que el bloque 1c es relativamente nuevo.

En el anexo 13 se presenta una tabla de resumen con las derivas en los pórticos restantes.

CAPÍTULO 5

REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

5.1. Criterio para la elección el tipo de reforzamiento

Los resultados del capítulo 4 se resumen en la tabla 72, las estructuras a reforzar son el bloque principal, bloque 1 a, y el bloque de una planta bloque 1 b, ambos con sistema estructural de mampostería portante.

Tabla 72

Resumen para la elección del reforzamiento

BLOQUE	Descripción de resultados
Bloque 1 a	<p>Presenta flexibilidad en los muros resistentes en las dos direcciones, reflejadas en las derivas de pisos altas, que se agudizan en la planta baja, con valores hasta de 0.019, las cuales sobrepasan hasta en un 90% a la deriva inelástica máxima admisible.</p> <p>Adicionalmente los paneles presentan esfuerzos de tracción superiores a los admisibles, estos esfuerzos son críticos en las zonas de pared delgada entre ventanas, esquinas superiores y zonas cercanas a los antepechos.</p> <p>Los esfuerzos de corte son críticos en el 60 % de muros de la planta baja, pues soportan esfuerzos por encima de los admisibles en toda su superficie, lo que provoca la inestabilidad y el inminente colapso por adherencia.</p>
Bloque 1 b	<p>Presenta menor capacidad resistente en el sentido X, en donde las derivas superan ligeramente a las admisibles.</p> <p>Los muros resistentes en el sentido X soportan esfuerzos por tracción superiores a los admisibles en las zonas más débiles, como muros delgados entre ventanas y zonas cercanas a los antepechos. Los esfuerzos de corte en los muros en sentido X son ligeramente superiores a los admisibles.</p>

5.2. Enchape: Alternativa de reforzamiento:

Las características de vulnerabilidad de la estructura del bloque 1a, indican la necesidad de reducir la flexibilidad en sus muros en los dos sentidos, además de solventar la inminente falla frágil por adherencia producto de las fuerzas cortantes altas y finalmente dar solución a los agrietamientos longitudinales y transversales que se producirían por efecto de las fuerzas de tracción, que para algunos muros son críticas. Por estas consideraciones se ha optado como mejor alternativa de reforzamiento, realizar un enchape de hormigón con malla electrosoldada sujeta a la superficie del muro mediante conectores o anclajes.

5.2.1. Propiedades mecánicas del enchape

(Matinio & Vasconez, 2013), en su trabajo proponen las propiedades mecánicas del enchape, que se presenta en la tabla 73.

Tabla 73
Propiedades mecánicas del enchape

Propiedad	Magnitud	unidad
Módulo de corte (G)	50000	Kg/cm ²
Resistencia compresión Hormigón(f'c)	100	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero (Fy)	5000	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del hormigón (E)	120000	Kg/cm ²
Peso específico del enchape (γ)	2.4	T/m ³
Módulo de Poisson	0.2	s.u
Coeficiente de expansión térmica	9.9x10e-6	C ⁻¹

5.3. Cálculo del reforzamiento

El refuerzo estructural en paneles de mampostería debe diseñarse para resistir esfuerzos cortantes y de tracción, efecto de las cargas laterales sísmicas. Considerando que los esfuerzos por cortantes son críticos, el enchape de hormigón se diseñara conforme la ecuación 5.1., expuesta en la sección 11.5 del código ACI.

$$\phi V_n \geq V_u \quad 5.1$$

En donde:

V_n : Cortante nominal de la sección

V_u : Cortante máximo actuante mayorado

ϕ : Factor de reducción de resistencia a corte

Para el caso del enchape de hormigón y acero (malla electrosoldada), el cortante nominal teórico es:

$$V_n = V_c + V_s \quad 5.2$$

En donde:

V_c : Fuerza cortante que aporta el hormigón

V_s : Fuerza cortante que aporta el acero

Para la adopción del factor de reducción de resistencia a corte (ϕ), el código ACI en la sección 21.2, especifica un valor de 0.75 para elementos estructurales sometidos a corte.

Y finalmente el cortante actuante mayorado (V_u) se determinara de la envolvente de carga en el sentido de análisis.

Cortante nominal de la sección.

El cortante nominal puede calcularse como una sección compuesta, de hormigón y acero (ecuación 5.3.).

$$V_n = A_t \left(\alpha * \lambda * \sqrt{f'_c} * + \frac{A_s}{A_t} * f_y \right) \quad 5.3$$

En donde:

A_t : Área transversal del muro

α : Coeficiente en función de las dimensiones del panel

$$0.80 \text{ si } \left(\frac{h}{l} \leq 1.5 \right) \text{ y } 0.53 \text{ si } \left(\frac{h}{l} \geq 2.0 \right)$$

λ : Coeficiente de homogeneidad del hormigón

f'_c : Resistencia a compresión del hormigón

A_s : Área de acero en la sección

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

Diseño del enchape para el muro 4 y muro I.

A continuación en la tabla 74 se resume el diseño del enchape para el muro 4, en sentido X y para el muro I en sentido Y. al final del diseño de presenta un resumen de las dimensiones del enchape a colocar en cada uno de los muros de la estructura. Se indica también una vista en SAP 2000 del muro 4 (figura 181 - izquierda) y del muro 5 (figura 181-derecha).

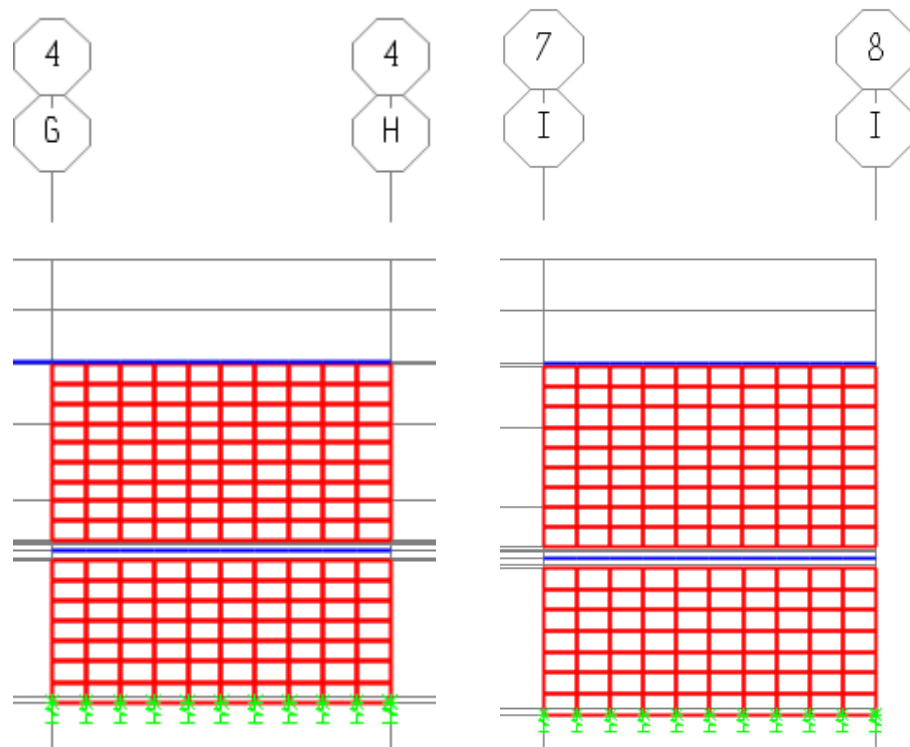


Figura 181: Vista muro A y del muro I, en SAP 2000

Dimensiones (h y l) del muro I:

- 6.35 m de base x 2.80 m de altura, bajo la viga
- 6.35 m de base x 3.45 m de altura, sobre la viga

Dimensiones (h y l) del muro 4:

- 6.65 m de base x 2.80 m de altura, bajo la viga
- 6.65 m de base x 3.45 m de altura, sobre la viga

Área transversal (A_t): 1m x espesor del enchape

Cortante máximo mayorado (V_u): el cortante máximo en la sección se toma de la envolvente de cargas estáticas, ENV_X para el muro 4 y ENV_Y para el muro I.

Para el muro 4 la fuerza cortante F12, se calcula en el sector de mayor esfuerzo cortante S12, este procedimiento se indica en la figura 182.

$$V_u \text{ muro 4} = 12.302 \text{ Ton}$$

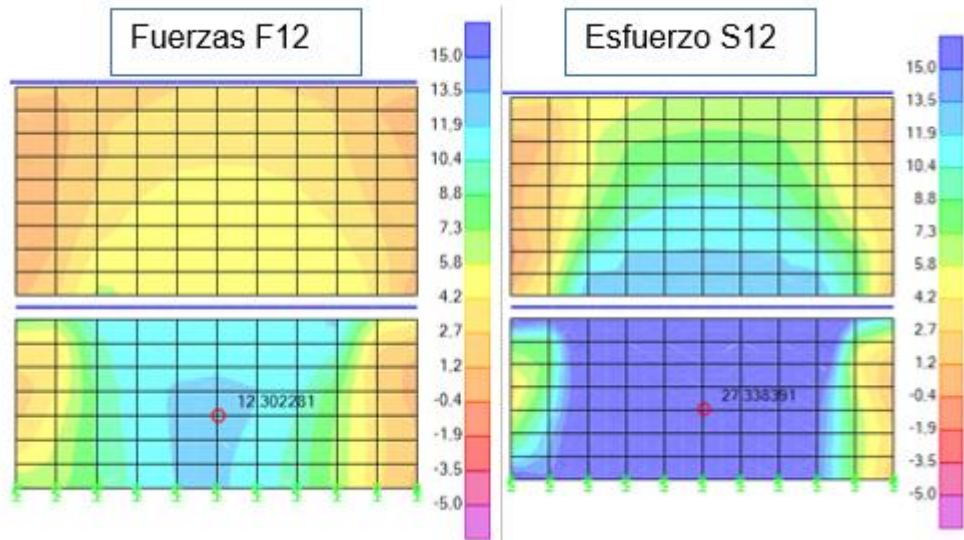


Figura 182: Fuerza cortante (F12) y esfuerzo cortante (S12), Muro 4

Para el muro I, la fuerza cortante F12, se calcula en el sector de mayor esfuerzo cortante S12, este procedimiento se indica en la figura 183.

$$V_u \text{ muro 4} = 16.21 \text{ Ton}$$

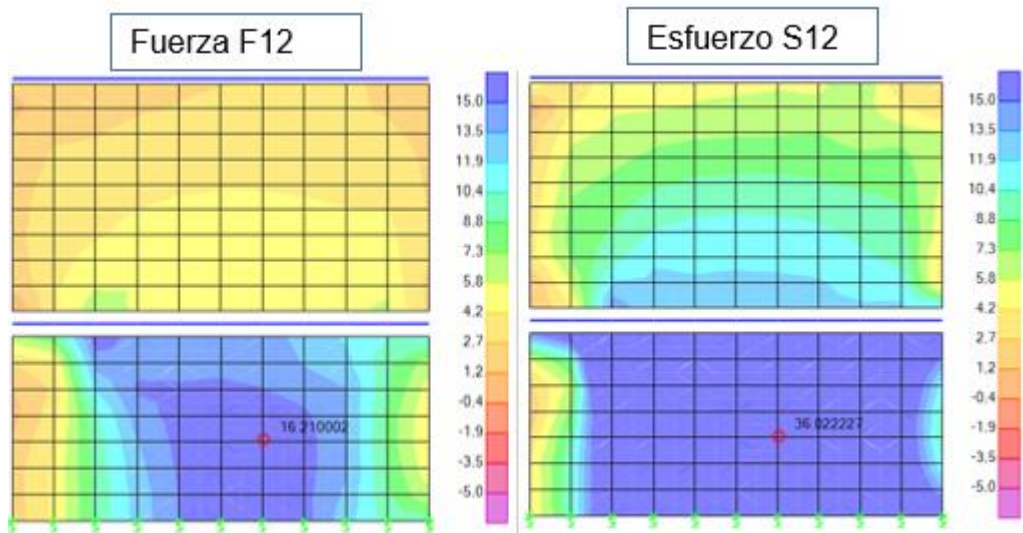


Figura 183: Fuerza cortante (F12) y esfuerzo cortante (S12), Muro I

Se comienza diseñando el enchape para un espesor de 5 cm a cada lado, es decir de 10 cm en total.

Tabla 74
Diseño del enchape (e=10cm)

DISEÑO DEL ENCHAPE POR CORTANTE						
MURO 4						
At (cm²)	h/l	α	f'c	malla	Área varilla	Cuantía acero
1000	0.421	0.8	100	$\phi 8@20$	0.503	0.00251
As	Fy	Vn(Kg)	ϕ	ϕVn (T)	Vu(T)	Chequeo
2.513	5000	20566.37	0.8	15.425	12.302	OK
MURO I						
At (cm²)	h/l	α	f'c	malla	Área varilla	Cuantía Acero
1000	0.441	0.8	100	$\phi 8@15$	0.503	0.00335
As	Fy	Vn (Kg)	ϕ	ϕVn (T)	Vu(T)	Chequeo
3.351	5000	24755.16	0.8	18.566	16.21	OK

Se verifica que el espesor de 10 cm de enchape es adecuado, sin embargo hay holgura entre el cortante nominal y el cortante último, por lo cual se decide diseñar para un espesor de 4 cm en cada lado es decir 8 cm en total

Tabla 75
Diseño del enchape (e=8 cm)

DISEÑO DEL ENCHAPE POR CORTANTE						
MURO 4						
At (cm²)	h/l	α	f'c	malla	Área varilla	Cuantía acero
800	0.421	0.8	100	$\phi 8@20$	0.503	0.00314
As	Fy	Vn(Kg)	ϕ	ϕVn (T)	Vu(T)	Chequeo
2.513	5000	18966.37	0.8	14.225	12.302	OK
MURO I						
At (cm²)	h/l	α	f'c	malla	Área varilla	Cuantía Acero
800	0.441	0.8	100	$\phi 8@15$	0.503	0.00419
As	Fy	Vn (Kg)	ϕ	ϕVn (T)	Vu(T)	Chequeo
3.351	5000	23155.16	0.8	17.366	16.21	OK

Finalmente se adopta el diseño de 8 cm de enchape, además se verifica que para el muro 4 es suficiente un enchape con malla electrosoldada de 8 mm separada a cada 20 cm (ϕ 8mm @ 20 cm), mientras que para el muro I es necesario el mismo enchape pero con una malla electrosoldada de 8 mm a cada 15 cm (ϕ 8mm @ 15 cm), esto debido a que el muro I, tiene una fuerza cortante máxima de 16.21 T, mientras que el muro 4 tienen una fuerza cortante menor de 12.302 T.

Finalmente se enfatiza en el hecho que los esfuerzos cortantes son críticos en los muros inferiores (bajo la viga), mientras que los muros superiores presentan esfuerzos de tracción en las esquinas, es por esta razón que se propone el reforzamiento de la siguiente manera:

Reforzamiento muros inferiores: Colocar la malla en toda la superficie para absorber esfuerzos cortantes

Reforzamiento muros superiores: Colocar la malla simulando un pórtico, es decir colocar la malla perimetralmente, este procedimiento se detalló en la sección 2.6.1.2.2 de este documento.

La figura 184 muestra el reforzamiento propuesto, para el muro I, en el panel superior e inferior, este modelo de reforzamiento se aplica a toda la estructura.

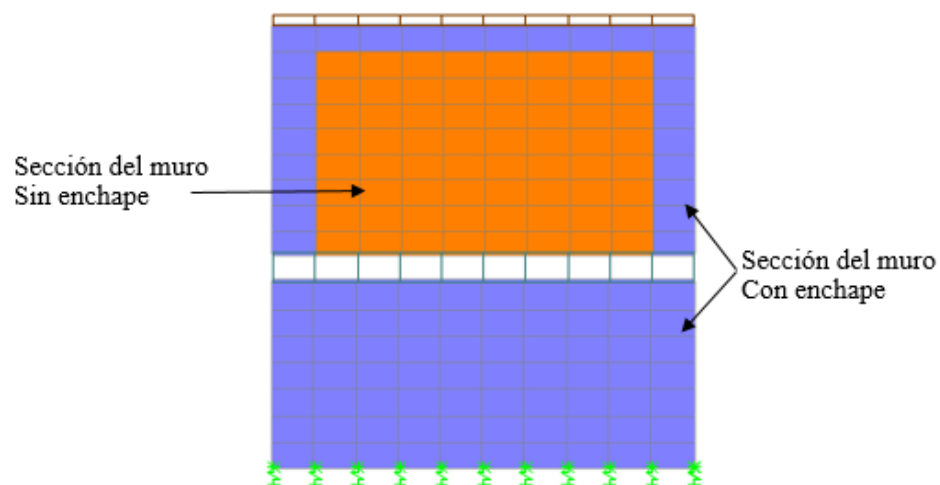


Figura 184: Modelo de reforzamiento de los muros.

En la tabla 76 se presenta un resumen, en donde se explica el tipo de enchape en cada muro de la estructura. Considerando que este resumen se aplica para los muros inferiores, ya que los muros superiores se reforzaran de acuerdo a lo especificado anteriormente (ver figura 184). Además los muros pertenecientes al aumento (ver figura 55) tampoco se refuerzan.

Tabla 76
Resumen de reforzamiento en toda la estructura

MURO	ENCHAPE	
	Espesor	Malla electrosoldada
	Sentido Y	
Muro A	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 20 cm
Muro B	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 20 cm
Muro C	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 15 cm
Muro D	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 15 cm
Muro E	8 cm	No se refuerza
Columnas F	8 cm	No se refuerza
Muro G	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 15 cm
Muro H	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 20 cm
Muro I	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 15 cm
	Sentido X	
Muro 1	8 cm	No se refuerza
Muro 2	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 20 cm
Muro 3	8 cm	No se refuerza
Muro 4	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 20 cm
Muro 5	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 20 cm
Columnas 6	8 cm	No se refuerza
Muro 7	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 15 cm
Muro 8	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 20 cm

5.4. Modelo digital con reforzamiento

En esta sección se define el reforzamiento en el SAP 2000, se ingresa las propiedades del enchape, las secciones del material y se realiza correcciones al modelo producto de las nuevas consideraciones.

5.4.1. Ingreso del material

Sobre el modelo original creado en el capítulo 4, se ingresa un nuevo material, el enchape, las características mecánicas del enchape fueron detalladas en la previamente en la tabla 73. En la figura 185 se presenta la ventana de creación del material hormigón para el enchape y en la figura 186 la creación del acero, en SAP 2000.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog for a concrete material named 'ENCHAPE'. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is 'ENCHAPE' (with a color swatch), Material Type is 'Concrete', and Material Notes has a 'Modify/Show Notes...' button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is 2.4, Mass per Unit Volume is 0.2447, and Units is 'Tonf, m, C'.
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E is 1200000; Poisson's Ratio, U is 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A is 9.900E-06; Shear Modulus, G is 500000.
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f'c is 1000.

Figura 185: Hormigón del enchape en SAP 2000.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog for a steel material named 'fy=5000Kg/cm2'. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is 'fy=5000Kg/cm2' (with a color swatch), Material Type is 'Rebar', and Material Notes has a 'Modify/Show Notes...' button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is 7.8, Mass per Unit Volume is 0.7954, and Units is 'Tonf, m, C'.
- Uniaxial Property Data:** Modulus of Elasticity, E is 20389019; Poisson's Ratio, U is 0.3; Coefficient of Thermal Expansion, A is 1.170E-05; Shear Modulus, G is 7841930.
- Other Properties for Rebar Materials:** Minimum Yield Stress, Fy is 50000; Minimum Tensile Stress, Fu is 56245.57; Expected Yield Stress, Fye is 46402.6; Expected Tensile Stress, Fue is 61870.13.

Figura 186: Acero del enchape en SAP 2000

5.4.2. Ingreso de secciones

Se crea las secciones que se establecieron en la tabla 76. El espesor del enchape es el mismo, pero difiere el espaciamiento del acero en la malla electrosoldada. En la figura 186 se presenta la ventana de creación de la sección del muro de 8cm de hormigón, y en la ventana 187 la creación del acero para el muro con malla (1 ϕ 8 mm @ 15 cm). El mismo procedimiento se sigue para el muro con malla de (1 ϕ 8 mm @ 20 cm).

Shell Section Data

Section Name: Muro_ENCHAPE

Section Notes: Modify/Show...

Display Color: ■

Type:

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Modify/Show Layer Definition...

Material:

Material Name: + ENCHAPE

Material Angle: 0,

Thickness:

Membrane: 0,08

Bending: 0,08

Figura 187: sección del enchape en SAP 2000

Concrete Shell Section Design Parameters

Section Name: Muro_ENCHAPE

Rebar Material:

Material: + fy=5000Kg/cm2

Rebar Layout Options:

- Default
- One Layer
- Two Layers

Cover to Centroid of Steel:

Top Bar - Direction 1: 6

Top Bar - Direction 2: 6

Figura 188: Acero de refuerzo en enchape, en SAP 2000

5.4.3. Ajuste de la inercia

El modelo de reforzamiento con enchape, considera solamente la sección del enchape y no de la mampostería de ladrillo, sin embargo se corrige el importante aporte de inercia que se pierde al no considerar la sección de la mampostería, esta corrección se hace mediante una relación de rigideces (K) como indica la ecuación 5.4.

$$\text{factor} = \frac{K_{\text{mamposteria}}}{K_{\text{enchape}}} = \frac{EI_{\text{mamposteria}}}{EI_{\text{enchape}}} \quad 5.4$$

En la figura 189 se presenta la ventana de corrección de rigideces, ingresando el factor en la capacidad de absorber flexión en los sentidos 1 y 2.

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Membrane f11 Modifier	1
Membrane f22 Modifier	1
Membrane f12 Modifier	1
Bending m11 Modifier	9
Bending m22 Modifier	9
Bending m12 Modifier	1
Shear v13 Modifier	1
Shear v23 Modifier	1
Mass Modifier	1
Weight Modifier	1

Figura 189: Corrección de rigideces, en SAP 2000

5.4.4. Corrección del peso

Como se mencionó en la sección anterior, el modelo de reforzamiento con enchape, considera solamente la sección del enchape y no de la mampostería de ladrillo. Es decir en el modelo digital, se reduce el peso de la estructura drásticamente, es por esta razón que se corrige el peso que pierde la estructura, aumentando el peso específico del enchape. A continuación se detalla el cálculo para encontrar factor de ajuste del peso.

Se determina el área total de los muros con la ayuda de AutoCAD, al multiplicar por el peso específico de la mampostería y por la sección del muro y se obtiene el peso total de los muros de mampostería.

$$\text{Área de muros} = 798.725 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso mampostería} = 798.725 * 0.45 * 1.8 = 646.967 \text{ T}$$

El mismo procedimiento para los muros con enchape.

$$\text{Peso enchape} = 798.725 * 0.10 * 2.4 = 191.694 \text{ T}$$

$$\text{Peso mampostería} + \text{enchape} = 646.967 + 191.694 = 838.661 \text{ T}$$

Finalmente de la relación de pesos, se obtiene el factor de corrección para modificar en el peso específico del enchape, en SAP 2000.

$$\text{factor} = \frac{P_{\text{mampostería}}}{P_{\text{enchape}}} = \frac{838.661}{191.694} = 4.375 \quad 5.5$$

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: ENCHAPE

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2.41375

Mass per Unit Volume: 1.0707

Units: Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 1200000

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 500000

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 1000

Figura 190: Corrección del peso

Finalmente en la figura 191 se presenta una vista tridimensional del modelo reforzado, para visualizar de mejor manera el reforzamiento propuesto, los muros de color azul representan los muros reforzados con enchape, mientras que los muros de color ladrillo representan los muros que no necesitan el enchapado o que solo se reforzo en su perimetro.

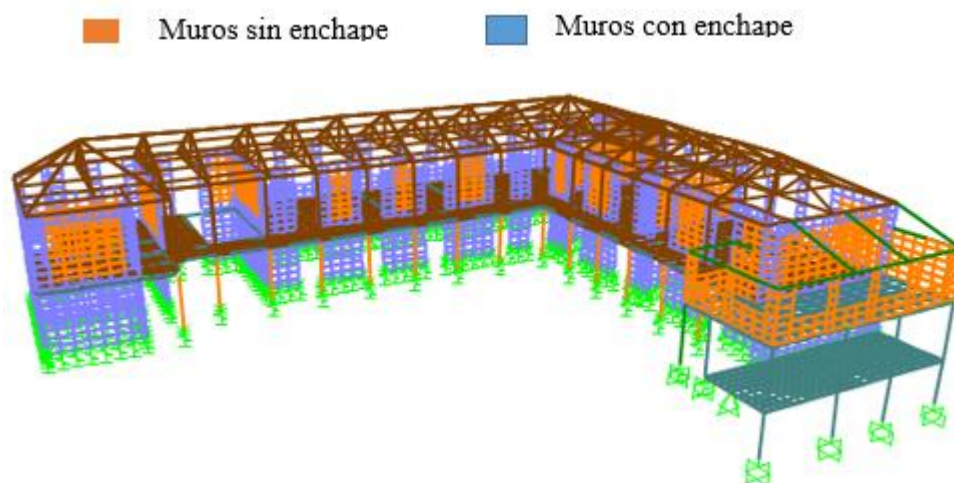


Figura 191: Vista 3D del modelo reforzado en SAP 2000

5.5. Resultados de la estructura reforzada, bloque 1a

5.5.1. Chequeo de esfuerzos

El diseño del enchape detallado en la tabla 75 de la sección 5.3 garantiza que la sección absorberá eficientemente las fuerzas cortantes (F_{12}), por ende el enchape cubre los esfuerzos que la mampostería sola no es capaz de resistir. El diseño del enchape se realizó para todos los muros de la estructura, con esto se garantiza que las secciones reforzadas serán capaces de absorber esfuerzos cortantes (S_{12}) y de tracción (S_{11} y S_{22}).

5.5.2. Chequeo de derivas

En esta sección verificaremos los desplazamientos en ambas direcciones (X e Y), y se calculan las derivas inelásticas conforme a la ecuación 2.28 detallada en la sección 2.5.2.1.9. Para el análisis se presentaran los resultados gráficos, de los mismos muros utilizados en el análisis estructural

sin reforzamiento, es decir, en sentido X: el muro 8 y el muro 7, y en el sentido Y: el muro A y el muro I. El análisis se realizara únicamente para el análisis estático que genera las cargas laterales más críticas.

Muros en sentido X

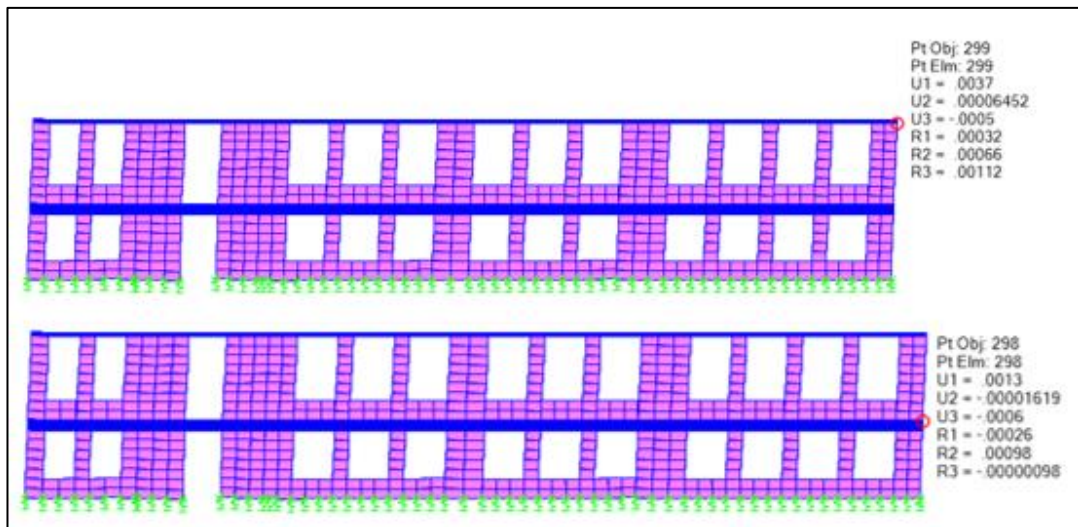


Figura 192: Desplazamientos, muro 8, reforzado

Tabla 77

Resumen, desplazamientos y derivas muro 8, reforzado

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0037	0.0006	0.0014	No Excede
1	3	3	0.0013	0.0004	0.0010	No Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

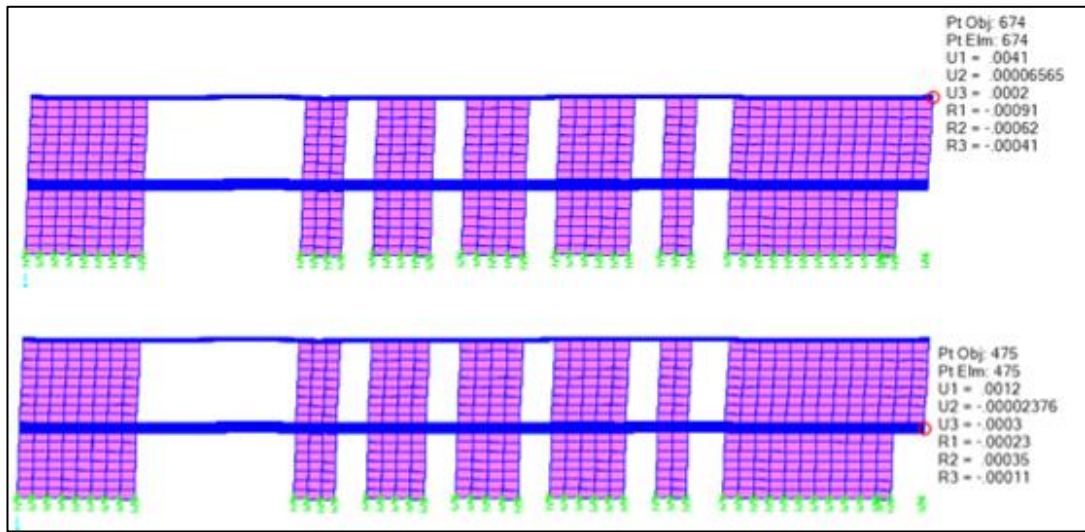


Figura 193: Desplazamientos, muro 7, reforzado

Tabla 78

Resumen, desplazamientos y derivas muro 7, reforzado

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0041	0.0007	0.0016	No Excede
1	3	3	0.0012	0.0005	0.0011	No Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

Muros en sentido Y

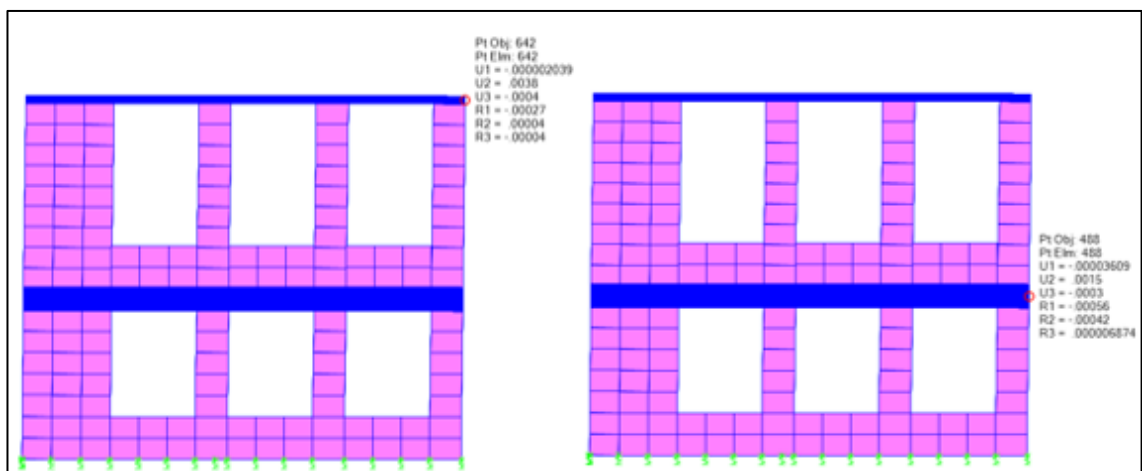


Figura 194: Desplazamientos, muro A, reforzado

Tabla 79
Resumen, desplazamientos y derivas muro A, reforzado

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0038	0.0006	0.0014	No Excede
1	3	3	0.0015	0.0005	0.0011	No Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede



Figura 195: Desplazamientos, muro I, Reforzado

Tabla 80
Resumen, desplazamientos y derivas muro I, reforzado

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
2	6.725	3.725	0.0051	0.0010	0.0022	No Excede
1	3	3	0.0014	0.0005	0.0011	No Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

5.5.2.1. Discusión de resultados: derivas, reforzado-sin reforzar

Los resultados de derivas de piso inelásticas en el modelo reforzado, se reducen notablemente, en la planta baja del muro I, por ejemplo, de un valor de 0.0185 se reduce a 0.0011, casi en un 95% . Con estos resultados se podría pensar que el reforzamiento propuesto es excesivo, sin embargo se debe considerar que los esfuerzos en los paneles de mampostería eran realmente críticos, y el reforzamiento está diseñado principalmente para cubrir este problema. En ese sentido es satisfactorio que el enchape también cubra los desplazamientos excesivos que presentaba la estructura.

En el anexo 14 se presenta un resumen de las derivas en los muros antes de reforzar y reforzados de toda la estructura.

5.6. Resultados de la estructura reforzada, bloque 1b

El cálculo para reforzar los muros en el sentido Y, es el mismo que se detalla en la sección 5.3. Los resultados se indican en el tabla 81.

Tabla 81
Resumen de reforzamiento del bloque 1B

MURO	ENCHAPE	
	Espesor	Malla electrosoldada
	Sentido Y	
Muro A	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 20 cm
Muro B	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 20 cm
Muro C	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 20 cm
Muro D	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 20 cm
Muro E	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 20 cm
Muro F	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 20 cm
Muro G	8 cm	1 ϕ 8 mm @ 20 cm

Se presenta una vista tridimensional del modelo reforzado (ver figura 196), para visualizar de mejor manera el reforzamiento propuesto en el bloque 1b, el criterio es similar al del bloque 1a, los muros de color azul representan los muros reforzados con enchape en el sentido Y, mientras que los muros de

color ladrillo representan los muros que no necesitan el enchapado en el sentido X.

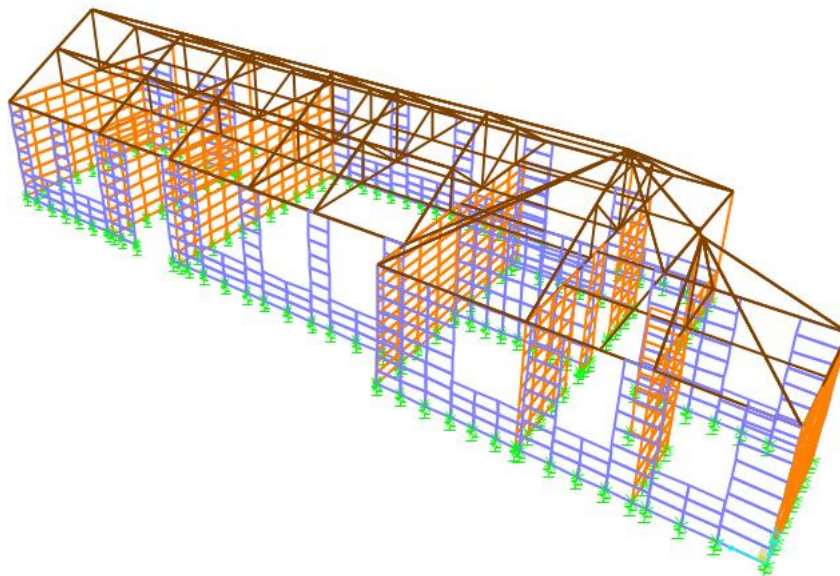


Figura 196: Vista 3D del modelo reforzado en SAP 2000

5.6.1. Chequeo de esfuerzos

La colocación del enchape en los muros en sentido Y, garantiza que la sección será capaz de absorber eficientemente las fuerzas cortantes (F_{12}), El diseño del enchape se realizó para todos los muros en el sentido Y, que presentaban esfuerzos de corte (S_{12}) superiores a los admisibles.

5.6.2. Chequeo de derivas

En esta sección se verifica desplazamientos en ambas direcciones (X e Y), y se calculan las derivas inelásticas, considerando el reforzamiento propuesto. Se presentan los resultados gráficos, de los mismos muros utilizados en el análisis estructural sin reforzamiento, es decir, en sentido X: el muro 4, y en el sentido Y: el muro A. El análisis se realizara únicamente para el análisis estático que genera las cargas laterales más críticas.

Muro en sentido X

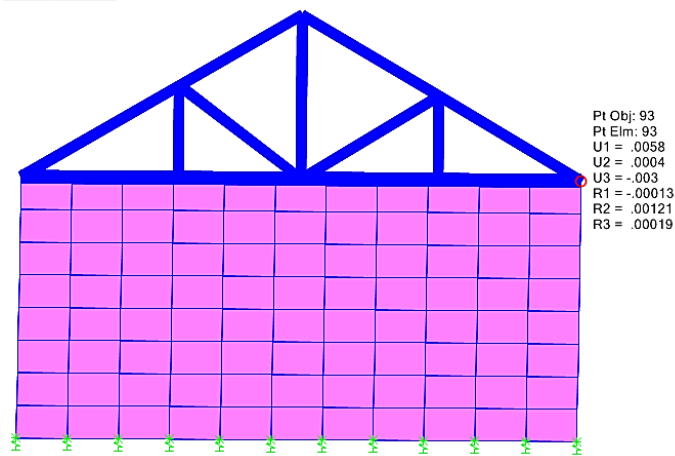


Figura 197: Desplazamientos, muro 4, Reforzado

Tabla 82

Resumen, desplazamientos y derivas muro 4, reforzado

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
1	3.19	3.19	0.0058	0.0018	0.0041	No Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

Muro en sentido Y.

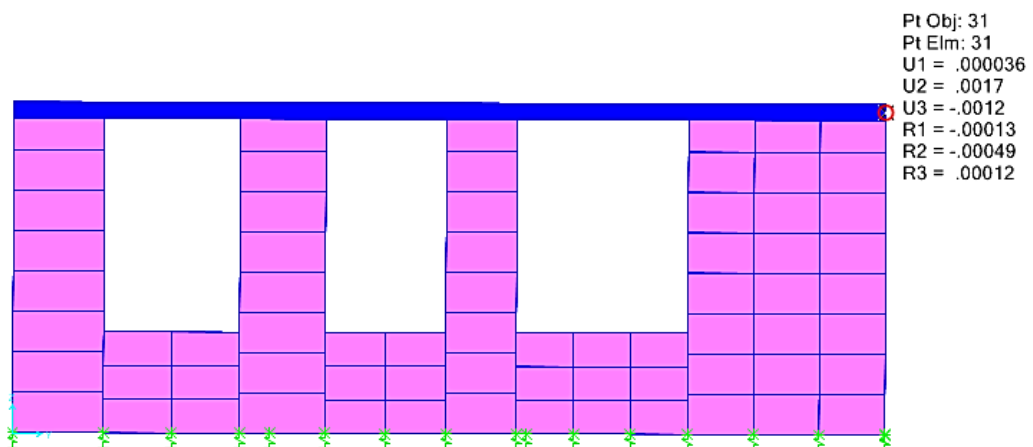


Figura 198: Desplazamientos, muro A, Reforzado

Tabla 83
Resumen, desplazamientos y derivas muro A, reforzado

Piso	Elev. (m)	Δ Elev. (m)	Desp. (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Chequeo
1	3.19	3.19	0.0017	0.0005	0.0012	No Excede
0	0	0	0	0.0000	0.0000	No Excede

5.6.3. Discusión de resultados: derivas, M. reforzado vs sin reforzar

Las derivas de piso inelásticas en el modelo reforzado, se reducen notablemente, el muro A por ejemplo, de un valor de 0.0129 se reduce a 0.0012, más del 90%. Estas derivas quedan muy por debajo de las admisibles de 0.01, un 68 % debajo aproximadamente, pero al igual que lo señalado para el bloque 1a, el reforzamiento está diseñado para cubrir esfuerzos de corte. En ese sentido, se verifica que el enchape ayuda también a cubrir los desplazamientos que presentaba la estructura.

En el anexo 15 se presenta un resumen de las derivas en los muros antes de reforzar y reforzados de toda la estructura del bloque 1b.

5.7. Descripción y costo del reforzamiento

En la imagen 199 se observa el instante de colocación de un enchapado, que se propone como reforzamiento.



Figura 199: Desplazamientos, muro A, Reforzado

5.7.1. Consideraciones constructivas del enchape

El enchapado consta de: hormigón de 4 cm de espesor y de mallas electrosoldadas, de dimensiones, 6.25 m x 2.40 m, con varillas de 8mm de diámetro separadas a 15 cm y 20 cm, A continuación se menciona algunas consideraciones constructivas importantes para la correcta instalación del enchapado en la mampostería de hormigón en base al trabajo presentado por (Manitio Cahuatijo & Vásquez Villa, 2013).

- Si el muro sobrepasa las dimensiones de la malla, se realizaran traslapes de 30cm.
- Para fijar las mallas se colocan conectores de un diámetro de 5mm, los conectores amarran las mallas a los dos lados del muro, en los extremos se deja un gancho de 10 cm. Adicionalmente, estos deben estar fijados a cada 150 cm, vertical y horizontalmente. Estas consideraciones constructivas se aprecian en la figura 200.

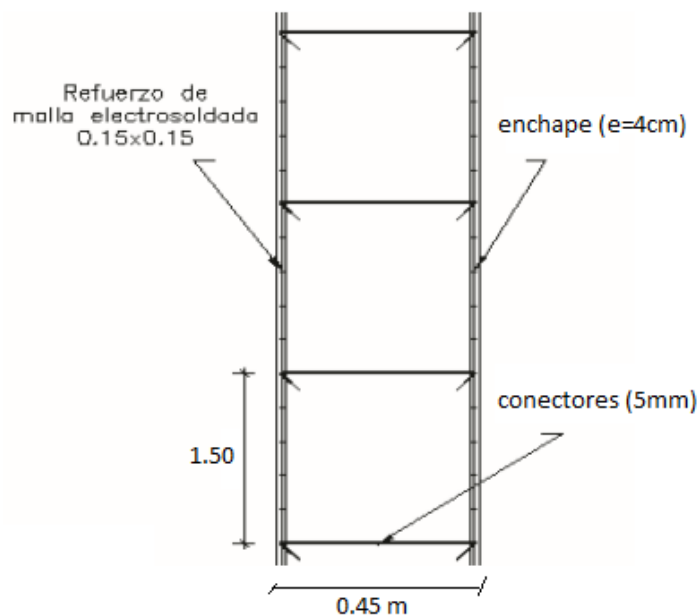


Figura 200: Corte del muro con refuerzo

- En las esquinas y en las zonas de encuentro de muros, se recomienda que la colocación sea de acuerdo a las figuras 201 y 202, respectivamente.

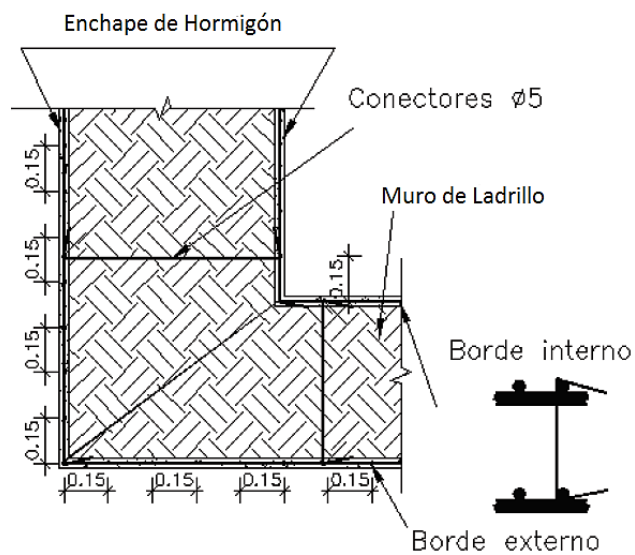


Figura 201: Detalle de conectores en esquinas

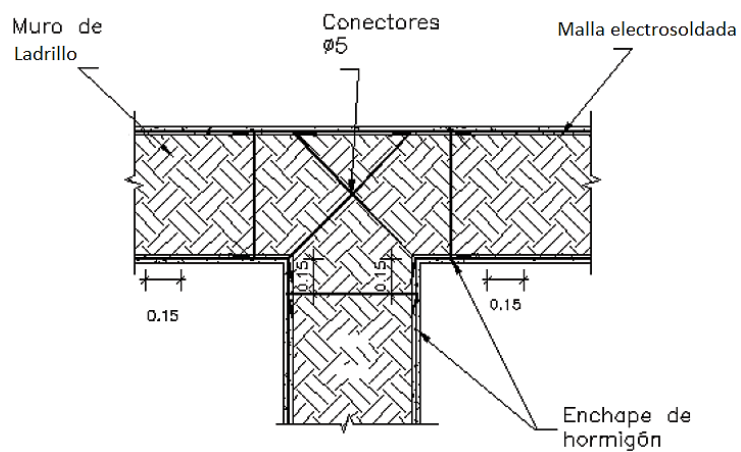


Figura 202: Detalle de conectores en encuentro de muros.

5.7.2. Costo del enchape

En la tabla 84 se detallan los costos de materiales y equipos, necesarios para llevar a cabo el reforzamiento de enchape de hormigón. En el anexo 16 se entrega un detalle de rubros, costos de mano de obra y presupuesto final del reforzamiento.

Tabla 84
Costo de materiales para el reforzamiento

No	Descripción	Cantidad	Unidad	P. Unitario	P. Total
1	Hormigón simple f'c=100(kg/cm ²) para enchape	53.21	m ³	39.36	2094.25
2	Malla electrosoldada 6.25x2.4 (5@15)	44	u	44.98	1979.12
3	Alambre para conectores ø5mm	60	kg	2.65	159
4	Martillo perforador para anclajes y conectores	15	día	37.25	558.75
				Total USD	4791.12

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

- En estructuras antiguas, por su: conformación de materiales heterogéneos, sistemas constructivos empíricos y sobre todo por la incertidumbre del funcionamiento de sus conexiones, se emplean métodos de determinación del índice de vulnerabilidad, que no solo tomen parámetros subjetivos de la edificación, sino que involucren cálculos específicos que estudien a detalle su comportamiento en conjunto, ante fuerzas externas. En este sentido el uso de la metodología Italiana para estructuras de mampostería, permitió evaluar profundamente el comportamiento de las estructuras de la UEJM y clasificarlas como: bloque 1a, altamente vulnerable; bloque 1b, con vulnerabilidad media y el bloque 1c, con vulnerabilidad baja.
- Los ensayos no destructivos entregan información relevante para el análisis estructural de edificaciones antiguas: la refracción sísmica, permitió clasificar el suelo como tipo D; el pachómetro detectó el acero de refuerzo en los elementos de hormigón; el esclerómetro definió un valor de 200 Kg/cm² de resistencia a la compresión en los elementos de hormigón y el higrómetro definió la reducción del 6% en la capacidad resistente de la madera.
- El conocimiento del comportamiento dinámico de la estructura, que entrega el ensayo de los acelerómetros, permite calibrar el modelo digital a la realidad, mediante toma de decisiones como: modificaciones de las propiedades resistentes de los materiales y modificaciones en la capacidad resistente de las secciones.
- Los resultados que se obtuvieron del entrepiso de madera, que se modeló como placa elástica, es decir: sometida a sollicitaciones axiales,

restringida para deformaciones fuera de su plano, que garantice que no absorba cargas sísmicas y que transmita cargas gravitacionales a las vigas de apoyo; son satisfactorios y acordes a la realidad, esto indica que la asunción del modelo es válido.

- La flexibilidad de los paneles de mampostería y su esbeltez ocasionan, que la estructura sobrepase los límites permisibles de deriva máxima inelástica, incluso en un 91% en algunos muros del sentido Y.
- Las solicitaciones verticales y cargas sísmicas que absorben las vigas intermedias de hormigón, finalmente son transmitidas a los paneles de mampostería inferiores, lo cual provoca grandes esfuerzos a tracción (S11 y S22), en las zonas frágiles como las esquinas superiores e inferiores y en zonas cercanas a los antepechos, además de esfuerzos cortantes superiores a los admisibles en mamposterías de ladrillo.
- El reforzamiento de enchape propuesto, controla la falla por adherencia de los mampuestos, evita la falla frágil del muro al absorber esfuerzos de tracción y corte provenientes de fuerzas sísmicas y rigidiza la estructura para evitar desplazamientos excesivos.

6.2. Recomendaciones

- Previo a cualquier análisis estructural de edificaciones antiguas, esencialmente si están ubicadas en zonas sísmicas, se requiere de un análisis de vulnerabilidad y riesgo, que defina el estado actual del bien.
- En estructuras antiguas es indispensable conocer las características mecánicas de los materiales, mediante la realización de ensayos no destructivos, los cuales permiten conocer con anterioridad, el eventual fallo de un elemento por posibles imperfecciones presentes.
- El ensayo de vibración ambiental, debe realizarse de tal manera que garantice, que los acelerómetros solo capten vibraciones propias de la estructura, hay que evitar excitaciones externas que alteren las señales recibidas durante la realización del ensayo.

- Para modelar un entrepiso elástico se recomienda: el uso de elementos tipo “Shell Thin”, definir una altura equivalente y restringir la capacidad de absorber deformaciones por flexión fuera de su plano (m_{11} y m_{22}).
- Determinar el factor de reducción de respuesta sísmica (R), técnica y justificadamente, pues este factor finalmente determina la magnitud de las fuerzas sísmicas que recibe la estructura e influencia directamente en el cálculo de las derivas de piso.
- Para estructuras antiguas, se recomienda poner especial cuidado en el modelamiento de las conexiones entre elementos con materiales diferentes; los modelos deben ser validados mediante el método de prueba y error, hasta obtener resultados que reflejen el comportamiento real de los acoples.
- El reforzamiento propuesto garantiza la integridad de la estructura, sin embargo su correcto funcionamiento radica en el mantenimiento periódico de los elementos estructurales más susceptibles a daños por agentes externos, tales como: la madera, la mampostería y el acero.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318RS-14. (2014). *Requisitos y reglamento para concreto estructural* . U.S.A: American Concrete Institute.
- Aguiar, R. (2006). Evaluación rápida de la deriva máxima de piso en edificios sin muros de corte. *Centro de investigaciones científicas ESPE*, 44.
- Astori, R., Solari, F., & Barrios D'Ambria, R. (2004). Durabilidad de estructuras de secciones mixtas de hormigón madera. *UNNE-Comunicaciones científicas y tecnológicas*.
- Barbat, A., & Pujades, L. (2004). Evaluación de la Vulnerabilidad y del Riesgo Sísmico en Zonas Urbanas. Aplicación a Barcelona. *Sísmica 2004, 6to Congreso Nacional de Sismología e Engenharia Sísmica*, (pág. 231).
- Barbat, A., Mena, U., & Yepez, F. (1998). Evaluación probabilística del riesgo sísmico en zonas urbanas. *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 247-268.
- Barbat, H., Oller, S., & Vielma, J. (2005). *Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02*. Barcelona: Centro Internacional de métodos numéricos de ingeniería .
- Barona, A., & Gutierrez , D. (2017). Análisis estructural y propuesta de alternativas de reforzamiento para el laboratorio del departamento de ciencias de la energía y mecánica de la universidad de las fuerzas armadas ESPE. *ESPE*.
- Barona, D. (2010). *Vulnerabilidad sísmica del Centro Histórico de Sangolquí*. Sangolquí: Escuela Politécnica del Ejército.
- Bedón, M. (2014). Propuesta de un plan para la gestión de riesgos volcánicos, con enfoque a la afectación al sector agropecuario del cantón Mejía. *Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE*.

- Bedoya, R. (2010). Evaluacion patologica del edificio de la policia nacional ubicado en las calles Jorge Drom y Union Nacional de periodistas, en la ciudad de Quito.
- Benedetti, D., Benzoni, G., & Parisi, M. (1998). Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* , 183-201.
- Bonnet, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sismico en edificaciones: Aplicacion a entornos urbanos - Zonas de amenaza alta y moderada* . Catalunya: Escuela de ingenieros de caminos, canales y puertos.
- Botero, J. (2011). *Dinamica de estructuras: sistemas de un grado de libertad*. Medellin: Universidad EAFIT.
- Cadena, H. (2013). *Vulnerabilidad y reforzamiento sísmico de estructuras antiguas de mampostería no confinada. Aplicación al caso de edificio colonial del colegio Liceo Fernández Madrid Quito*. Quito: Escuela Politécnica del Ejército.
- Caicedo, C., Barbat, A., Canas, J., & Aguiar, R. (1994). *Vulnerabilidad sísmica en edificios*. España: CIMNE IS-6.
- Carrion , J. (2016). Analisis de vulnerabilidad sismica de la Iglesia "Nuestra señora de la merced", ubicada en el centro historico de la ciudad de Quito. . *Universidad d elas Fuerzas Armadas ESPE*.
- CENAPRED. (2014). *Volcanes; Peligro y Riesgo Volcanico En Mexico*. Mexico DF: Centro Nacional de Prevencion de Desastres.
- Chavez, B. (2016). *Evaluacion de vulerabilidad sismica de las edificaciones de la ciudad de Quito- Ecuador y riesgo de perdida* . Quito: EPN.
- Chopra, A. (1995). *Dynamics of Structures, theory and applications to earthquake en gineering*. New Jersey, Estados Unidos: Prentice Hall.

- CSI . (27 de Noviembre de 2017). *Computer & Structure Inc, Spain*. Obtenido de SAP 2000: <http://www.csiespana.com/software/2/sap2000>
- de los Ángeles , M., Ortiz, R., & Marrero, J. (2004). *Riesgo Volcánico*. España: Dirección General de protección civil y emergencias.
- El Comercio, D. (20 de 08 de 2017). *El comercio*. Obtenido de <http://www.elcomercio.com/search/escombros/5>
- El Telegrafo, D. (10 de 08 de 2017). *El Telegrafo*. Obtenido de <http://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/regional-manabi/1/estudios-revelan-que-el-suelo-en-la-zona-cero-es-de-baja-resistencia>
- Espinosa, A., & Salazar, A. (2011). *Propiedades físico mecánicas de uniones clavadas y emperradas, sometidas a compresión con madera tipo A, tipo B, tipo C: Guayacán, Eucalipto y Fernansánchez, para el diseño estructural de la cubierta del proyecto casa Montufar 623 (Fonsal)*. Sangolquí: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Espinoza, L. (2017). Evaluación estructural de la edificación patrimonial Estupiñán Orejuela de la ciudad de Quito. *Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE*.
- Galindo, J., Muñoz, A., & Caicedo , M. (2008 de Agosto de 2008). Caracterización de los ladrillos constitutivos de un puente histórico en Popayán Colombia. *Ingeniería e Investigación*, 28(2), 15-21.
- Gallardo, M. (2012). Cimentaciones en Roca. *Universidad Autónoma Nacional de México* .
- Gao, R., & Yan, R. (2011). *Wavelets: Theory and applications for manufacturing*. EU-Springer.
- Geoengineering Services & Consulting E.I.R.L. (2016). *Martillo Schmidt (Esclerómetro)*. Obtenido de https://www.academia.edu/12187503/MARTILLO_SCHMIDT_ESCLEROMETRO?auto=download

- Gomez, G. (10 de Septiembre de 2017). *Determinación del índice esclerométrico en hormigones: factores que lo afectan*. Obtenido de Ingeniería Civil: <https://revistas.unal.edu.co/index.php/ingeinv/article>
- Gonzalez, A. (04 de julio de 2017). *SlideShare*. Obtenido de <https://es.slideshare.net/archieg/la-madera-como-material-de-construccion>
- Google Maps. (2015). Obtenido de <http://www.google.com.ec/maps/place/Sangolqui>
- Guatibonza, M. (12 de Abril de 2014). *El Eucalipto (usos, características y propiedades)*. Obtenido de <http://mueblesdomoticos.blogspot.com/2014/04/el-eucalipto-usoscaracteristicas-y.html>
- Henao, À. D., Botero, J., & Murià, D. (2014). Identificación de propiedades dinámicas de un modelo estructural sometido a vibración ambiental y vibración forzada empleando mesa vibradora. *Ingeniería Sismica*(91), 54-73.
- Hipertextual. (18 de abril de 2016). *Hipertextual*. Obtenido de <https://hipertextual.com/2016/04/terremoto-ecuador-que>
- Hurtado, V., & León, A. (2008). *Implementación del modelo de índice de vulnerabilidad ajustado a una edificación histórica con estructura de varios materiales*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander .
- HYLEC. (2015). *R-Meter MKIII*. Obtenido de <http://www.hyleccontrols.com.au/product/r-meter-mkiii/>
- ICOMOS. (2004). Recomendaciones para el análisis, conservación y restauración estructural del patrimonio arquitectónico. *ICOMOS-Conceil International des Monuments et des Sites*.

- IG-EPN. (2010). *Mapa de Isosistas del terremoto del Valle de los Chillos*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- IGEPN. (04 de Noviembre de 2017). *Intituto Geofisico De La Escuela Politecnica Nacional*. Obtenido de <http://www.igepn.edu.ec/preguntas-frecuentes?tmpl=component&faqid=12>
- James Instrument , I. (05 de 09 de 2017). *James Instrument , Non destructive test equipment*. Obtenido de <https://www.ndtjames.com/Rebar-Locators-s/1.htm>
- La Hora. (24 de Marzo de 2012). *Rumiñahui celebra 20 años de patrimonio cultural*. Obtenido de <https://lahora.com.ec/noticia/1101303431/rumic3b1ahui-celebra-20-ac3b1os-de-patrimonio-cultural>
- Libelium. (25 de Octubre de 2016). *Libelium releases new IoT Sensor Platform worldwide certified*. Obtenido de <http://www.libelium.com/libelium-releases-new-iot-sensor-platform-worldwide-certified/>
- Linares, M., Ortíz, R., & Marrero, J. (2004). *Riesgo Volcánico*. Madrid: Dirección General de protección civil y emergencias.
- López, E. (2016). *Guía para los morteros con cal*. Madrid: Asociacion nacional de fabricantes de cales y cementos de España.
- Manitio Cahuatijo, G., & Vásconez Villa, S. (2013). *Estudio de Vulnerabilidad y reforzamiento estructural de un inmueble patrimonial del Distrito Metropolitano de Quito*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Matinio, G., & Vasconez, S. (2013). Estudio de vulnerabilidad y reforzamiento estructural de un inmueble patrimonial del distrito metropolitano de Quito . *EPN*.
- Medina, J. (2010). Analisis de Fourier para el Tratamiento de Señales. *XII Encuentro de Matemática y sus Aplicaciones*. Quito: EPN.

- Meli, R. (1998). *Ingeniería Estructural de los Edificios Historicos* (Vol. I). Mexico DF, Mexico: Fundacion ICA.
- Mendez, H. (2014). *Identificación de las propiedades dinamicas de una plataforma marina de perforación, basada en el monitoreo de vibraciones*. Mexico DF: Universidad Nacional Autonoma de Mexico.
- Merino, I. (2014). *Identificacion de las propiedades dinamicas del edificio de ingenierias de la universidad EAFIT mediante pruebas de vibracion ambiental*. Medellin: EAFIT.
- Miller. (1965). *Thesis*. Universidad de Illinois.
- Monteagudo, S. (2010). *Análisis estructural de muros de fábrica mediante ensayos no destructivos*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Montoya, J., & Pinto, F. (2010). *Cimentaciones*. Universidad de los Andes .
- Muzás, F. (2002). Consideraciones sobre la elección del coeficiente de Balasto. *Revista de Obras Públicas*, 45-51.
- NEC SE DS. (2011). *Cargas sísmicas diseño sismo resistente*. Obtenido de <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-DS.pdf>
- NEC SE-CG. (2015). *Cargas No sísmicas*. Quito: Ministerio de desarrollo urbano y vivienda.
- NEC SE-HM. (2015). *Estructuras de hormigon armado*. Quito: Ministerio de desarrollo urbano y vivienda.
- NEC-SE DS. (2015). *Diseño sismo resistente*. Quito: Ministerio de desarrollo urbano y vivienda.
- NEC-SE.MP. (2015). *Mamposteria estructural*. Quito.
- Nistal, A., Retana, M., & Ruiz, M. (2012). El Hormigon: Historia, Antecedentes en obras y factores indicativos de su ressitencia. *Tecnología y Desarrollo*, 40-54.

- Norma Técnica Guatemalteca. (s.f.). *Determinación del número de rebote en concreto endurecido*. Guatemala: Comisión Guatemalteca de Normas Ministerio de Economía.
- NSR. (1998). *Mampostería de muros confinados*. Bogotá: Regalmentos Colombianos de construcción sísmoresistentes.
- OHLSON, C. (31 de 10 de 2017). *CLAS OHLSON*. Obtenido de http://images.clasohlson.com/medias/sys_master/9264252026910.pdf
- Padilla, O., & Bosque, J. (2014). Determinación de puntos de evacuación vertical y horizontal en caso de una erupción del volcán Copotaxi en el Valle de los Chillos. *GEOESPACIAL*, 67-79.
- PADT REFORT . (1984). *Manuel de diseño para maderas del grupo Andino* . Cartagena: Junta del acuerdo de Cartagena .
- Pazmiño, L. (2017). Velocidades de Onda V_p y v_s y su relación con los valores de ángulo de fricción interna, cohesión y NSPT para los suelos de Sangolquí. Rumiñahui: Universidad De Las Fuerzas Armadas ESPE .
- Peñaranda, L. (2011). *Manual para la conservación del patrimonio arquitectónico habitacional de Sucre*. Sucre: U.M.M Patrimonio Histórico - PRAHS.
- Pernia, D. (2004). *Introducción a la medición de la vibración*. Mérida, Venezuela: Universidad de los Andes.
- PUCP. (19 de Noviembre de 2017). *Tendencias 21*. Obtenido de https://www.tendencias21.net/Reparan-con-tierra-y-agua-fisuras-en-muros-historicos-y-casas-de-adobe_a2508.html
- pxhere. (02 de Noviembre de 2017). *Pxhere*. Obtenido de <https://pxhere.com/es/photo/763711>
- Quinteros, R., Bellomo, F., Nallim, L., & Oller, S. (2014). Modelo para el análisis estructural del comportamiento de mampostería mediante

tecnicas de homogeneización. *Asociacion Argentina de Mecánica Computacional*, 1253-1269.

Realpe, G. (Noviembre de 2016). *Método de ensayo in situ utilizados en la evaluación de Estructuras de Hormigón Armado*. Obtenido de <http://www.camicon.ec/wp-content/uploads/2015/11/ENSAYOS-NO-DESTRUCTIVOS-EN-LA-EVALUACION-DEL-HORMIGON.pdf>

Rivera, M., Piedra, R., & Paripanga, Y. (2016). Ensayos Geofísicos de Refracción Sísmica y de Medición de Ondas de Corte (MASW y MAM) para usos de cimentación en obras de edificaciones. *CIVILIZATE Universidad Nacional de Ingeniería*, VIII, 50-55.

Rosales, C. (2001). *Sobre el comportamiento sísmico de los depósitos de suelos del área de cañaveralejo*. Cali, Colombia: Universidad del Valle.

Rumiñahui, G. (Mayo de 2016). *Linea de tiempo de Rumiñahui*. Obtenido de http://www.ruminahui.gob.ec/images/d/2016/06/Linea_de_Tiempo.pdf

Sandi, H. (1983). Earthquake risk and earthquake preparedness: some qualitative aspects and quantification possibilities. Atenas: UNDP/UNESCO/UNDRO.

SCI Control & Inspección. (2017). *Ensayo no destructivo*. Obtenido de <http://scisa.es/ensayo-no-destructivo/>

SeismoSoft. (10 de noviembre de 2017). *SeismoSoft*. Obtenido de Earthquake Engineering Software Solutions: <http://www.seismosoft.com/seismosignal>

SENA. (02 de Noviembre de 2017). *El Sistema de Bibliotecas del SENA*. Obtenido de El Sistema de Bibliotecas del SENA: http://biblioteca.sena.edu.co/exlibris/aleph/u21_1/alephe/www_f_spa/icon/construccion/6/12.html

- SGR. (30 de Noviembre de 2011). *ecuadorinmediato*. Obtenido de http://ecuadorinmediato.com/index.php?module=Noticias&func=news_user_view&id=162607&umt=70_construcciones_en_ecuador_son_informales_advierte_secretaria_nacional_gestion_riesgo
- Trujillo , J. (2011). Determinacion de las propiedades dinamicas de sistemas fisicos empleando tecnicas de vibracion ambiental. *Universidad EAFIT*.
- Van der Linden, M. (1999). Timber-concret composite beams. *HERON.TNO Building and Constructions Research*, 215-239.
- Villalba, P. (2015). Escalamiento de sismos: comparacion del analisis modal espectral, lineal y no lineal. *Universidad Central del Ecuador*, 30-52.
- Vinueza, H. (2017). Determinacion del estado actual resistente y de servicio analizando la estabilidad del puente San Pedro. *Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE*.
- Wenzel , H., & Pichler, D. (2005). *Ambient Vibration Monitoring*. Inglaterra: John Wiley & Sons Ltd.
- Yépez, F., Barbat, A., & Canas, J. (1995). *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*. Barcelona, España: Monografía CIMNE IS-12.

ANEXOS

Anexo 1: Plano georeferenciado de la UEJM

Anexo 2: Coordenadas del levantamiento topográfico

Anexo 3: Plano arquitectónico de la UEJM

Anexo 4: Resumen del diseño sismoresistente del bloque 1b

Anexo 5: Resumen del diseño sismoresistente del bloque 1c

Anexo 6: Coordenadas del espectro de aceleraciones bloque 1b

Anexo 7: Coordenadas del espectro de aceleraciones bloque 1c

Anexo 8: Índice de vulnerabilidad del bloque 1b

Anexo 9: Índice de vulnerabilidad del bloque 1c

Anexo 10: Resumen derivas inelásticas sentido X, bloque 1a

Anexo 11: Resumen derivas inelásticas sentido Y, bloque 1a

Anexo 12: Resumen derivas inelásticas, bloque 1b

Anexo 13: Resumen derivas inelásticas, bloque 1c

Anexo 14: Resumen derivas muros reforzados Vs no reforzados, bloque 1a

Anexo 15: Resumen derivas muros reforzados Vs no reforzados, bloque 1b

Anexo 16: Presupuesto completo del reforzamiento